

République Algérienne Démocratique et Populaire
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 : Matériaux & Structures

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+9) à usage
d'habitation et commercial
à BEJAIA*

Réalisé par :

- AFROUNE Zahira
- DJAHNINE Rima

Encadré par :

-M^{lle} :T.BOUDINA

Jury :

- N.BELHAMDI
- L.RAMDANI

Promotion 2013-2014

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A M^{lle} Boudina : notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants département GENIE CIVIL leurs rôles importants dans notre formation.

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

A Mr Bihmane pour son soutien

En fin, tous nos amis, amies et ceux qui ont contribué de près ou de loin pour achever ce modeste travail.

Merci

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail à :

Ma chère mère, mon cher père, sans eux, je n'aurai pas abouti à ce stade d'étude, de leurs sacrifices inestimables, et surtout leur tendresse. Cependant je prie Dieu le miséricordieux qu'il leurs portera récompense, car la mienne ne sera guère complète.

Je le dédie aussi à :

Ma chère soeur «lynda » qui ma soutenu Crus en moi lors de mon parcours.

Ma chère nièce « aya » .

Mes chers frères «h'manou, lamin,aymane»

Sans oublier mes chères cousines.

Celui qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments.

Ma binôme et sa famille

A toute mes très chères ami(e)s sans eux ma vie n'aura aucun sens à mes yeux et en particulier«ouarda, kenza, lydia, dehia,»

A tous ceux qui me sont chers.

Rima.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

Aux deux personnes qui me sont les plus chères au monde, mon cher père et ma chère mère, aux quels je tiens à exprimer ma profonde gratitude de leurs soutien incessant, de leurs patience incommensurable, de leurs sacrifices inestimables, et surtout leur tendresse.

Je le dédie aussi :

Ames très chers sœurs.

A tous mes très chers frères.

A mon cher fateh

A ma très chère sœur lamo, et sa famille .

A tous mes amies que j'aime et chacun par son nom en particulier :

«nina,ouarda,hala,aziza,massi,lydia et lila» .

A ma binôme Ryma a qui je souhaite plein de succès dans ses projets

A tous ceux qui me sont chers.

Zahira

Symboles et Notations

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

At : 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_s, 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.

$\Delta f_{t adm}$: 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 (m⁴).

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.
M₀ : 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 (m²).
St : Espacement des armatures.
T : Effort tranchant.
T₂ : 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).
b₀ : 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

fe : 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/m³).

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.

Sommaire

| | |
|---|-----|
| Liste des tableaux..... | i |
| Liste des figures..... | ii |
| Liste des symboles et notations..... | iii |
| Introduction générale | |
| Chapitre I : Généralités | |
| I.1. présentation de l'ouvrage | 2 |
| I.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage | 2 |
| I.3. Choix et conception structurelle | 2 |
| I.4. Présentation de la méthode de calcul aux états limites | 4 |
| I.5. Béton..... | 5 |
| I.6. Acier..... | 9 |
| I.7. Hypothèse de calcul | 12 |
| I.8. Conclusion | 14 |
| Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments | |
| II.1. Introduction | 15 |
| II.2. Pré dimensionnement des planchers | 15 |
| II.3. Pré dimensionnement des poutres | 17 |
| II.4. Pré dimensionnement des voiles | 18 |
| II.5. Pré dimensionnement de l'acrotère..... | 19 |
| II.6. Pré dimensionnement d'escaliers | 20 |
| II.7. Evaluation des charges et surcharges | 22 |
| II.8. Ascenseur | 25 |
| II.9. Pré dimensionnement des poteaux | 26 |
| II.10. Descente de charge..... | 27 |
| II.11. Conclusion..... | 41 |
| Chapitre III : Etude des éléments secondaires | |
| III.1. Introduction | 42 |
| III.2. Etude des poutrelles..... | 42 |
| III.3. Etude des dalles pleines | 65 |
| III.4. Etude de l'acrotère..... | 74 |
| III.5. Etude de la dalle de l'ascenseur..... | 79 |
| III.6. Etude des escaliers..... | 87 |
| III.7. Etude des poutres de chaînages | 111 |
| III.8. Conclusion | 115 |
| Chapitre IV : Etude dynamique | |
| IV.1. Introduction..... | 116 |
| IV.2. Objectifs de l'étude dynamique | 116 |
| IV.3. Méthodes de calcul | 116 |
| IV.4. Exigences du RPA pour le système mixte | 120 |
| IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique | 121 |

| | |
|--|-----|
| IV.6.Conclusion | 129 |
| Chapitre V : Calcul des éléments principaux | |
| V.1. Introduction | 130 |
| V.2. Étude des poteaux | 130 |
| V.3. Etude des poutres | 140 |
| V.4. Etude des voiles | 149 |
| V.5.Conclusion | 157 |
| Chapitre VI : Etude de l'infrastructure | |
| VI.1.Introduction..... | 158 |
| VI.2.Choix de type de fondations | 158 |
| VI.3. Etude des fondations..... | 158 |
| VI.4. Radier général | 160 |
| VI.5.Conclusion | 172 |
| Conclusion générale | |

Liste des tableaux

| | |
|--|----|
| Tableau I.1. Caractéristique géométrique de l'ouvrage | 2 |
| Tableau I.2. Caractéristiques géométriques de l'acier..... | 9 |
| Tableau II.7.1.1. Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible..... | 22 |
| Tableau II.7.1.2. Évaluation des charges du plancher étage courant..... | 22 |
| Tableau II.7.2.1. Évaluation des charges de la dalle plein..... | 23 |
| Tableau II.7.2.2. Évaluation des charges des murs extérieures..... | 23 |
| Tableau II.7.3.1. Évaluation des charges de l'acrotère (terrasse inaccessible)..... | 24 |
| Tableau II.7.4.1. Evaluation des charges du palier..... | 24 |
| Tableau II.7.4.2. Evaluation des charges de la volée..... | 25 |
| Tableau II.8.1. Évaluation des charges de l'Ascenseur..... | 26 |
| Tableau II.10.1. Évaluation des poids propre des poteaux..... | 28 |
| Tableau II.10.2. Évaluation de la surcharge << Q >> (Poteau B6)..... | 30 |
| Tableau II.10.3. Descente de charge <<G>> (poteau B6)..... | 31 |
| Tableau II.10.4. Évaluation de la surcharge << Q >> (Poteau B5) | 34 |
| Tableau II.10.5. Descente de charge <<G>> (poteau B5)..... | 34 |
| Tableau II.10.6. Sections des poteaux des différents niveaux..... | 41 |
| Tableau III.2.1. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles..... | 47 |
| Tableau III.2.2. Sollicitations des poutrelles (type 1) à L'ELU et L'ELS..... | 51 |
| Tableau III.2.3. Sollicitations des poutrelles de (type 2) à l'ELU et l'ELS..... | 51 |
| Tableau III.2.4. Sollicitations des poutrelles (type 1) à L'ELU et L'ELS..... | 52 |
| Tableau III.2.5. Sollicitations des poutrelles de (type 2) à l'ELU et l'ELS..... | 52 |
| Tableau III.2.6. Sollicitations des poutrelles (type 1) à L'ELU et L'ELS..... | 53 |
| Tableau III.2.7. Sollicitations des poutrelles de (type 2) à l'ELU et l'ELS..... | 53 |
| Tableau III.2.8 . Sollicitations des poutrelles (type 1) à L'ELU et L'ELS..... | 53 |

| | |
|--|-----|
| Tableau III.2.9. Sollicitations des poutrelles de (type 2) à l'ELU et l'ELS | 53 |
| Tableau.III.2.10. Vérification des états limitent de compression du béton | 59 |
| Tableau III.2.11. Vérification des états limitent de déformation..... | 62 |
| Tableau III.2.12. Calcul des sections d'armatures des poutrelles | 63 |
| Tableau III.2.13. Le schéma de ferrailage des poutrelles..... | 64 |
| Tableau III.3.1. Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis | 68 |
| Tableau.III.3.2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier..... | 69 |
| Tableau.III.3.3. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier..... | 70 |
| Tableau.III.3.4. Le ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis..... | 72 |
| Tableau.III.3.5. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier..... | 73 |
| Tableaux III.4.1. Les Sollicitations de calcul pour l'acrotère..... | 75 |
| Tableau III.5.1. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur..... | 81 |
| Tableau III.5.2. Ferrailage de la dalle d'ascenseur..... | 81 |
| Tableau III.5.3. Ferrailage de la dalle de la salle des machines..... | 85 |
| Tableau III.6.1. Sollicitation à l'E.L.U escalier typeI..... | 89 |
| Tableau III.6.2. ferrailage d'escalier type I..... | 90 |
| Tableau III.6.3. Vérification des contraintes à l'ELS, escalier type I..... | 91 |
| Tableau III.6.4. Calcul de la flèche, escalier type I..... | 92 |
| Tableau.III.6.5. Sollicitations de palier de repos..... | 94 |
| Tableau III.6.6. Ferrailage de palier de repos..... | 94 |
| Tableau III.6.7. Vérification de l'état limite de compression du béton..... | 95 |
| Tableau III.6.8. calcul de la flèche..... | 96 |
| Tableau III.6.9. Les sollicitations de la poutre palière..... | 97 |
| Tableau III.6.10. Ferrailage de la poutre palière..... | 97 |
| Tableau III.6.11. Les sollicitations dans l'escalier de type 2..... | 101 |
| Tableau III.6.12. Ferrailage d'escalier type II (volée I et III)..... | 101 |
| Tableau III.6.13. vérification de l'état limite de compression du béton..... | 103 |

| | |
|---|-----|
| Tableau III.6.14. Vérification de la flèche..... | 104 |
| Tableau III.6.15. Ferrailage d'escalier type II (volée II)..... | 106 |
| Tableau III.6.16. Ferrailage de la poutre brisée..... | 109 |
| Tableau III.7.1 Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage..... | 112 |
| Tableau III.7.2: Vérification de la flèche..... | 114 |
| Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q | 119 |
| Tableau IV.2. Mode de vibration et taux de participation des masses..... | 122 |
| Tableau IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles..... | 125 |
| Tableau IV.4. Les résultats d'interaction sous charges verticales | 125 |
| Tableau IV.5. Les résultats d'interaction sous charges horizontale..... | 126 |
| Tableau IV.6. Les résultats de l'effort normal réduit..... | 126 |
| Tableau IV.7. vérification de la résultante des forces sismiques..... | 127 |
| Tableau IV.8. Vérification des déplacements..... | 128 |
| Tableau IV.9. Vérification de l'effet $p-\Delta$ | 129 |
| Tableau V.2.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA..... | 131 |
| Tableau V.2.2. Sollicitation dans les poteaux..... | 132 |
| Tableau V.2.3. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux..... | 135 |
| Tableau V.2.4. Les armatures transversales adoptées pour les poteaux..... | 135 |
| Tableau V.2.5. Justification de l'effort normal ultime..... | 137 |
| Tableau V.2.6. Vérification des contraintes dans le béton..... | 138 |
| Tableau V.2.7. Vérification des sollicitations tangentes..... | 139 |
| Tableau V.2.8. Schémas de ferrailage des poteaux..... | 139 |
| Tableau V.3.1. ferrailage des poutres..... | 142 |
| Tableau V.3.2. Vérification des contraintes tangentielles..... | 144 |
| Tableau V.3.3. Vérification au cisaillement..... | 144 |

| | |
|--|-----|
| Tableau V.3.4. Vérification de l'état limite de compression..... | 145 |
| Tableau V.3.5. Vérification de la flèche pour les poutres..... | 145 |
| Tableau V.3.6. Les moments résistants dans les poteaux..... | 146 |
| Tableau V.3.7. les moments résistant dans les poutres..... | 147 |
| Tableau V.3.8. Vérification de la zone nodale dans différent étage..... | 147 |
| Tableau V.3.9. Ferrailages des différentes poutres... .. | 148 |
| Tableau V.4.1. Ferrailage de voile $V_{x1, 2}$ | 152 |
| Tableau V.4.2. Ferrailage de voile V_{x3} | 153 |
| Tableau V.4.3. Ferrailage de voile V_{x4} | 153 |
| Tableau V.4.4. Ferrailage de voile V_{x5} | 154 |
| Tableau V.4.5. Ferrailage de voile V_{y1} | 154 |
| Tableau V.4.6. Ferrailage de voile V_{y2} | 155 |
| Tableau V.4.7. Ferrailage de voile V_{y3} | 155 |
| Tableau VI.1. Résumé des résultats de ferrailage de radier..... | 165 |
| Tableau VI.2. Vérification des contraintes de radier..... | 167 |
| Tableau VI.3. Vérification des contraintes de radier..... | 167 |
| Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure principale sens x-x..... | 170 |
| Tableau VI.5. Sollicitations de la nervure principale sens y-y..... | 170 |
| Tableau VI.6. Ferrailage des nervures | 170 |
| Tableau VI.7. Vérification des contraintes | 171 |

Listes des figures

| | |
|--|----|
| Figure I.1 : Diagramme contraintes - déformations du béton à l'ELU..... | 8 |
| Figure I.2 : Diagramme contraintes- déformations du béton à l'ELS..... | 8 |
| Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation de l'acier..... | 10 |
| Figure I. 4: Diagramme contrainte déformation de calcul..... | 11 |
| Figure I.5: Diagramme contrainte déformation de l'acier | 13 |
| Figure II.1 : planchers à corps creux..... | 15 |
| Figure II.2 : Coupe transversale d'une poutrelle..... | 16 |
| Figure II.3 : Coupe de voile en plan | 18 |
| Figure II.4 : Coupe de voile en plan..... | 19 |
| Figure II.5 : coupe de l'acrotère..... | 20 |
| Figure II.6: Schéma de l'escalier..... | 20 |
| Figure II.7 : Escalier type 1..... | 21 |
| Figure II.8 : Escalier type 2..... | 21 |
| Figure II.9: Cage de l'ascenseur..... | 25 |
| Figure II.10 : Surface afférente de poteau B6..... | 28 |
| Figure II.11 : Surface afférente de poteau B5..... | 29 |
| Figure III.1 : Schéma de disposition des poutrelles..... | 42 |
| Figure III.2 : Schéma d'une Poutre continue..... | 43 |
| Figure III.3: moment aux appuis des différents cas des poutres..... | 44 |
| Figure III.4: Evaluation des efforts tranchants..... | 44 |
| Figure III.5 : Schéma statique de poutrelle type 1..... | 46 |
| Figure III.6 : Schéma statique de poutrelle type 2..... | 46 |
| Figure III.7 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression..... | 65 |
| Figure III.8 : Dalle sur trois appuis..... | 66 |
| Figure III.9: Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis..... | 71 |
| Figure III.10 : dalle sur deux appuis..... | 71 |

| | |
|--|-----|
| Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis..... | 74 |
| Figure III.12 : coupe de l'acrotère..... | 74 |
| Figure III.13 : Schéma de ferrailage de l'acrotère..... | 79 |
| Figure III.14 : cage d'ascenseur..... | 79 |
| Figure III.15 :Schéma représentant la surface d'impacte..... | 83 |
| Figure III.16 : Vue en coupe du ferrailage de la dalle d'ascenseur..... | 87 |
| Figure III.17 :Vue en plan de l'escalier typeI..... | 88 |
| Figure III.18 :Schéma statique de la volée(I)..... | 89 |
| Figure III.19 : Charge équivalente..... | 89 |
| Figure III.20 : Schéma ferrailage de l'escalier type I..... | 93 |
| Figure III.21 : Schéma statique du palier de repos..... | 93 |
| Figure III.22 : Schéma de ferrailage de palier de repos..... | 96 |
| Figure III.23 . Schéma statique de la poutre palière..... | 96 |
| Figure III.24 : Section creuse équivalente..... | 98 |
| Figure III.25 : Schéma ferrailage de la poutre palière..... | 100 |
| Figure III.26 : Vue en plan d'escalier type II..... | 101 |
| Figure III.27 : Schéma ferrailage de l'escalier type I (la volée I et III)..... | 105 |
| Figure III.28 : Schéma statique de la volée (II)..... | 105 |
| Figure III.29 : Schéma de ferrailage de l'escalier type II (volée II)..... | 107 |
| Figure III.30 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée..... | 111 |
| Figure III.31 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage..... | 105 |
| Figure IV.1 : Première disposition des voiles..... | 121 |
| Figure IV.2 : deuxième disposition des voiles..... | 122 |
| Figure IV.3 :1 ^{er} mode de déformation (translation suivant y)..... | 123 |
| Figure IV.4 :2 ^{eme} mode de déformation (translation suivant x)..... | 123 |
| Figure IV.5 :3 ^{eme} mode de déformation (rotation suivant z)..... | 124 |
| Figure V.1 : Zone nodale..... | 131 |

| | |
|---|-----|
| Figure V.2: Section du poteau..... | 137 |
| Figure V3 : Dispositions constructives d'une poutre..... | 148 |
| Figure V.4 : deuxième disposition des voiles..... | 151 |
| Figure V.5: Schéma de ferrailage du voile Vx3 des niveaux 7, 8 et 9..... | 156 |
| Figure VI .1 : Vu en plan de la semelle isolée..... | 159 |
| Figure VI.2 : Coupe p-p' | 159 |
| Figure VI.3 : Semelle filante..... | 159 |
| Figure VI.4 : Dimension du radier..... | 161 |
| Figure VI.5 : Zone de contact poteau radier..... | 162 |
| Figure VI.6 : Schéma de ferrailage de la dalle de radier..... | 168 |
| Figure VI.7 : Section de la nervure a ferrailé..... | 168 |
| Figure VI.8 : Charges transmises aux nervures principales de radier..... | 169 |
| Figure VI.9 : Ferrailage des nervures de fondation..... | 172 |

I.1.présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié c'est un bâtiment en R+9, a usage d'habitation et commercial situé à BEJAIA, classé d'après le règlement parasismique algérien dans le groupe d'usage 2.

I.2.Caractéristique géométrique de l'ouvrage

Les caractéristiques sont présentées dans le tableau suivant :

| | |
|--|---------|
| La hauteur de RDC | 4,08 m |
| La hauteur d'étage courant et service | 3,06 m |
| La hauteur de l'acrotère | 0,6 m |
| La hauteur totale | 31.62 m |
| La longueur totale | 28 m |
| La largeur totale | 14.40 |

Tableau I.1. Caractéristique géométrique de l'ouvrage

I.3. Choix et conception structurelle

I.3.1 Eléments structuraux :

Un élément structural est un élément porteur faisant partie du système de contreventement (poutres, poteaux, planchers, voiles, ...).

i. Système du contreventement :

Le contreventement sera assuré par voiles ou bien un contreventement mixte avec justification de l'interaction portique voiles .L'ouvrage d'étude rentre dans le cadre de l'application du RPA99/version 2003, et qu'il dépasse deux niveaux (14m), dans notre cas de contreventement mixte il y a lieu également de vérifier ces conditions :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

➤ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Dans notre structure les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Donc notre système de contreventement constitue par des voiles porteurs en béton armé.

ii. Ossature :

Le bâtiment est on ossature en béton armé, composée de poteaux et de poutres (éléments porteurs principaux) donnant un système de portiques transversaux et longitudinaux et un ensemble de voile disposé dans les deux directions constituant un système de contreventement rigide et stabilité d'ensemble de l'ouvrage.

I.3.2 Eléments non structuraux :

Sont des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement (cloisons, acrotère, escaliers ...).

i. Maçonnerie :

Les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie de petite élément insérés dans le cadre poteau poutre, la maçonnerie peut être considérée comme élément porteur car elle participe à la résistance (ou à l'amélioration de résistance) aux charges verticales et horizontales, on adopte deux types de murs :

-Murs extérieurs :

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 15 cm pour les parois externes et de 10 cm pour les parois internes, avec une lame d'air de 5 cm (15+5+10).

- Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses en une seule paroi de 10 cm d'épaisseur.

ii. Les escaliers :

Ce bâtiment présente un escalier droit en béton armé coulé sur place à deux volées et un palier intermédiaires pour toute la structure.

iii. Les Planchers :

Les planchers sont destinés essentiellement au cheminement des charges verticales et des efforts horizontaux aux éléments de contreventement de la structure

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté :

a. Planchers en corps creux :**- Plancher courant :**

C'est un plancher à corps creux (16+5) et la dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

- Plancher terrasses :

C'est un plancher à corps creux, il protège la construction contre l'infiltration des eaux pluviales et des rayons solaires grâce aux couches d'isolation.

b. Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons.

iv. L'acrotère :

Comme le bâtiment présente une terrasse inaccessible, leur dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour but d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales sur la façade.

v. Les balcons :

Les balcons sont les parties saillantes du bâtiment, ils sont constitués par des dalles pleines en béton armé.

vi. Revêtement :

Ils sont constitués de :

- Mortier de ciment : pour les murs de façades.
- Plâtre : pour les cloisons et les plafonds.
- Carrelage : pour les planchers et les escaliers.
- Céramique : pour les salles d'eau.

I.4. Présentation de la méthode de calcul aux états limites

Un état-limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être dans cas de modification défavorable d'une action. On distingue deux types des états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U).
- Etat limite de service (E.L.S).

I.4.1 Etat limite ultime :

Ils mettent en jeu la sécurité des biens (ouvrages) et des personnes. Il correspond à l'atteinte du maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments avant dépassement par :

- Perte d'équilibre statique.

- Rupture des sections par déformation excessive.
- Instabilité de forme (flambement).
- Transformation de la structure en un mécanisme.

- **Critère de calcul :**

- Déformations relatives (ou courbure) limites.
- Calcul de type rupture avec lois contraintes-déformations des matériaux.

I.4.2 Etat limite de service :

Il est lié aux conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il correspond aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures.
- Compression excessive du béton.
- Déformations excessives des éléments porteurs.
- Vibrations excessives et/ou inconfortables.
- Perte d'étanchéité... etc.

- **Critère de calcul :**

- Contraintes (ou déformations) limites.
- Calcul de type élastique (loi de HOOKE, coefficient d'équivalence...)

I.5. Béton

I.5.1 Résistances :

I.5.1.1 Résistances à la compression : (art 2.1.11) BAEL91

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique spécifiée, notée f_{c28} .

Soit dans notre projet nous considérons une résistance à la compression :

$$f_{c28} = 25MPa$$

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton dont l'âge (j) jours est inférieur à 28, on se réfère à la résistance (f_{cj}).

Pour $j < 28$, f_{c28} du béton non traité thermiquement est :

$$\begin{cases} f_{cj} = j \times f_{c28} / (4,76 + 0,83j) & \text{si: } f_{c28} \leq 40MPa \\ f_{cj} = j \times f_{c28} / (1,40 + 0,95j) & \text{si: } f_{c28} > 40MPa \end{cases}$$

Pour $j > 28$, on a $f_{cj} = f_{c28}$ pour vérification de la résistance des sections, pour le calcul des déformations, il faut tenir compte des valeurs probables au-delà de 28 jours.

f_{c28} Sera évaluée à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

$$\begin{cases} f_{cj} = j \times f_{c28} / (4,76 + 0,83j) & \text{si: } 28 \leq j \leq 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = j \times f_{c28} / (1,40 + 0,95j) & \text{si: } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

I.5.1.2 Résistances à la traction :

La résistance à la traction est définie selon le (B A E L 91 article A-2-1-1-2) par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

I.5.1.3 Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte tangente ultime notée τ_u données par le BAEL91 est définie comme suit :

Pour les armatures droites $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau} = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPA}) \text{ en FPN}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPA}) \text{ en FP ou FTP}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa} & \text{en FPN} \\ \bar{\tau} = 2,50 \text{ Mpa} & \text{en FP ou FTP} \end{cases}$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5: & \text{accidentelle} \\ 1: & \text{durable} \end{cases}$$

I.5.2 Module de déformation :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

a) **Instantanée** : à j jours d'âge (Art A. 2 .1. 21 BAEL91)

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

Donc :

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$$

b) **Différée** : charge de longue durée d'après (Art A – 2.1.22 BAEL91)

$$E_{vj} = E_{ij} / 3$$

D'ou :

$$E_{v28} = E_{i28} / 3 = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{v28} = 10818,866 \text{ MPa}$$

- **Module d'élasticité transversale** :

$$G = E / 2 (1+\nu) \quad \text{Mpa}$$

ν : Coefficient de poisson

- **Coefficient de poisson**: (Art A.2 1 3 BAEL91)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

- $\nu = 0,2$ l'état limite de service

- $\nu = 0$ l'état limite ultime

II.5.3. Diagramme contraintes- déformations du béton :

- Etat limite ultime :
On adopte le diagramme parable rectangle ci-dessous :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

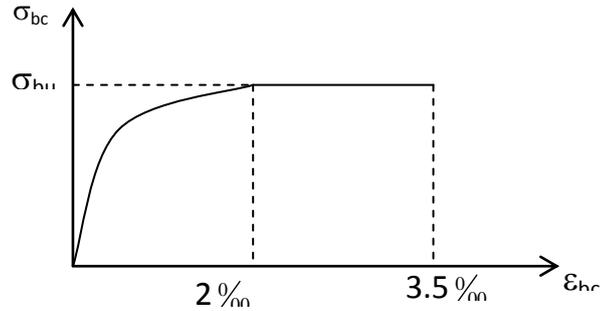


Figure I.1. Diagramme contraintes - déformations du béton à l'ELU

Sachant que : $\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durable ou transitoire S.D.T} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$

- ♦ $\theta =$ est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \begin{cases} 1 & T > 24h \\ 0.9 & 1h < T < 24h \\ 0.85 & T < 1h \end{cases}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPa}$, on obtient :

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa en S.D.T}$$

$$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa S.A}$$

- Etat limite de service :

Dans le cas où le diagramme contraintes déformations est considéré linéaire et la contrainte

Pour notre cas :

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

On obtient : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

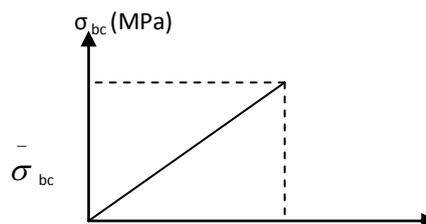


Figure : I.2 : Diagramme contraintes- déformations du béton à l'ELS

I.6. Acier**I.6.1 Caractéristiques géométriques :**

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal :

| Ø (mm) | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 20 | 25 | 32 | 40 |
|----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Section (cm ²) | 0,28 | 0,50 | 0,79 | 1,13 | 1,54 | 2,01 | 3,14 | 4,51 | 8,04 | 12,57 |
| Poids (kg/m) | 0,222 | 0,395 | 0,616 | 0,888 | 1,208 | 1,579 | 2,466 | 3,854 | 6,313 | 9,864 |

Tableau. I.2. Caractéristiques géométriques de l'acier

I.6.2 Caractéristiques mécaniques :

f_e = limite d'élasticité garantie (résistance caractéristique) en MPa.

Nous utilisons pour le ferrailage :

– des barres à hautes adhérences (HA) :

Fe E 400 $f_e = 400$ MPa

– des fils tréfilés lisses qui sont assemblés en treillis soudés (TSL):

Fe TE 500 $f_e = 500$ MPa

I.6.3 Module d'élasticité :

$E_s = 2.10^5$ MPa.

I.6.4 Diagramme contraintes - déformations :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante :

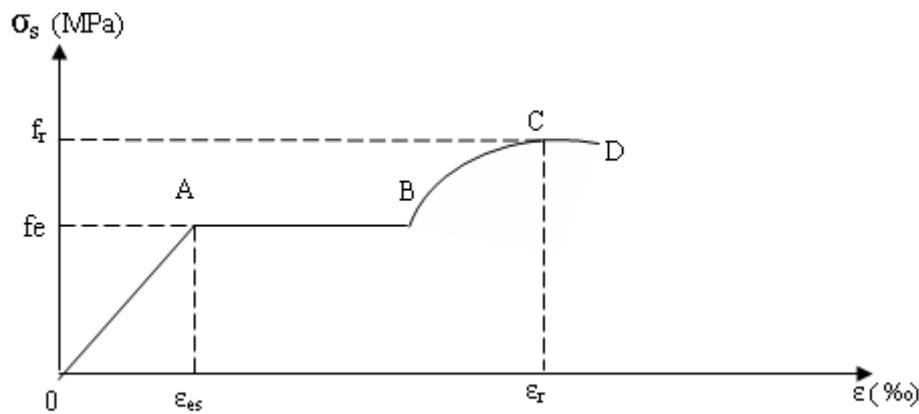


Figure : I.3 Diagramme contrainte déformation de l'acier

Avec : f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone 0A : Domaine élastique linéaire.

Zone AB : Domaine plastique.

Zone BC : Domaine de raffermissment.

Zone CD : Domaine de striction.

I.6.5 Diagramme contrainte déformation de calcul:

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

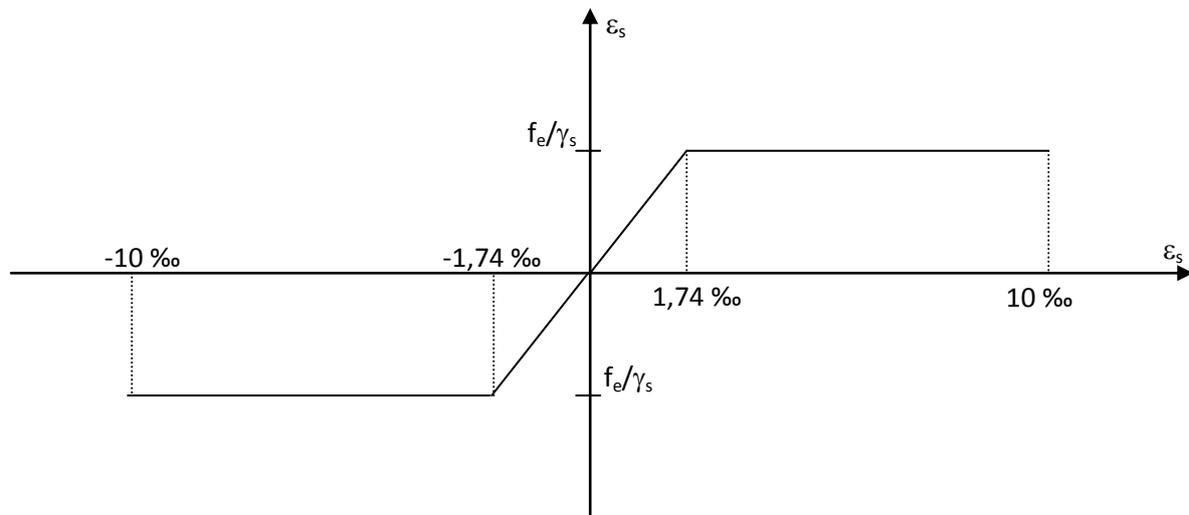


Figure : I.4 Diagramme contrainte déformation de calcul.

I.6.6 Les contraintes limites :

a) E.L.U :

$$\sigma_s = f_e/\gamma_s \text{ pour } \epsilon_s > 1,74\text{‰}$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s \text{ pour } \epsilon_s \leq 1,74\text{‰}$$

Avec : $\gamma_s = 1,15$ en situations durables.

$\gamma_s = 1,0$ en situations accidentelles.

b) E.L.S :

$$\sigma_s = \text{Min} (\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta} \cdot f_{t28}) \quad \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\text{Min} (\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta} \cdot f_{t28}) \quad \text{fissuration très préjudiciable.}$$

I.6.7 Caractères d'adhérences :

a) Coefficient de fissuration η :

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{Pour les ronds lisses.} \\ 1,3 & \text{Pour les barres à HA } \Phi < 6\text{mm.} \\ 1,6 & \text{Pour barres HA et fils HA } \Phi > 6\text{mm.} \end{cases}$$

b) Coefficient de scellement Ψ_s :

$$\Psi_s = \begin{cases} 1,0 & \text{Pour ronds lisse.} \\ 1,5 & \text{Pour barres et fils HA.} \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa en F.N.P} \\ 202 \text{ MPa en F.P} \\ 165 \text{ MPa en F.T.P} \end{cases}$$

I.6.8 Protection des armatures : (Art A.7.2.4 BAEL91).

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

$$C \text{ (ou } C_t) = \max \begin{cases} e \\ \phi \\ 1\text{cm} \end{cases}$$

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

I.7. Hypothèse de calcul**1. E.L.U :**

- Conservation des sections planes après déformation.
- Il n'y a pas de déplacement (glissement) relatif entre l'acier et le béton
Par adhérence, les allongements relatifs (de l'acier et du béton) sont les mêmes.

- Les déformations des sections sont limitées à : $\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$ en flexion simple et $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression simple (**figure II.4 : ci-dessous**).
- L'allongement maximale des aciers est conventionnellement limité à : $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$.
- La résistance du béton tendu est considérée nulle.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité de la section d'un groupe de barres tendues ou comprimées.
- Les diagrammes linéaires des déformations passent par l'un des trois pivots.

2. E.L.S :

- Les sections droites restent planes après déformations.
- L'états-limites de service (E.L.S) est atteint:
 - Par compression du béton.
 - Par ouverture des fissures.
 - Par déformation.
- On définit le coefficient d'équivalence par la relation : $n = E_s / E_b = 15$ (forfaitairement).
- Le comportement des matériaux est linéaire élastique.
- Le retrait et le fluage ne sont pas pris en compte.
- Dans le diagramme des contraintes l'un des matériaux doit travailler au maximum autorisé.

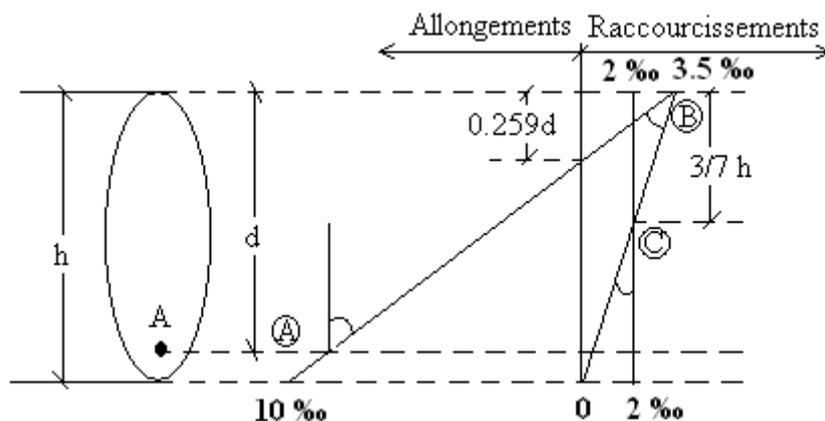


Figure : I.5. Diagramme contrainte déformation de l'acier

- **Pivot A** : Allongement de l'acier le plus tendus $\varepsilon_s=10.10^{-3}$, traction simple ou à la flexion simple ou composée.
- **Pivot B** : Raccourcissement de la fibre de béton le plus comprimée $\varepsilon_{bc}=3,5.10^{-3}$, flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : Raccourcissement du béton $\varepsilon_{bc}=2.10^{-3}$ à une distance égale à $3/7 h$, compression simple ou flexion composé.

I.8.Conclusion

Après une description générale du projet, des différents points concernant la géométrie, les matériaux et les méthodes de calcul on passe au 2^{ème} chapitre concernant le pré- dimensionnement des éléments constituant notre ouvrage.

A) Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction :

Après avoir présenté l'ouvrage objet de notre calcul, nous passons dans le présent chapitre au pré dimensionnement des différents éléments de notre structure. Et pour cela il faudra tenir compte des prescriptions réglementaires données par le RPA2003 et le CBA93.

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage de chaque élément constituant l'ouvrage a fin de déterminer le bon dimensionnement.

II.2. Pré dimensionnement des planchers

II.2.1. Les poutrelles :

Elles se calculent comme une section en T à la flexion simple.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

La largeur de la dalle de compression à Prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \quad \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

Avec :

L_x : représente la distance entre poutrelles ($l_x = 55\text{cm}$).

L_y : représente la distance minimale entre nus d'appuis des poutres secondaires

($l_y = 300\text{ cm}$).

$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12) \text{ cm}$

Soit : $b_0 = 10\text{cm}$

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2}$$

$b_1 \leq \min(55/2 ; 300/10)$

$b_1 \leq \min(27.5 ; 30)$

$b = 2b_1 + b_0$

$b = (2 \times 27.5) + 10 = 65\text{cm}$

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

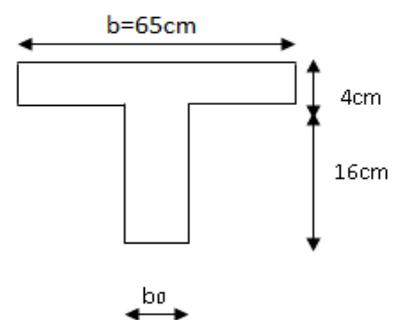


Figure II.1 : Coupe transversale d'une poutrelle.

II.2.2. Les planchers :

Les planchers sont définis comme des éléments horizontaux, assurant : le transfère des efforts (*charges verticales*) aux éléments porteurs, et aussi une isolation thermique, phonique, coupe feu.

Elles reposent sur deux, trois ou quatre cotes.

Selon la condition de la flèche, l'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA93 (Art B 6.8.4.2.4).}$$

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

h_t : hauteur total du plancher

L_{\max} étant égale à $430 - 30 = 400$ cm $h_t \geq 17.78\text{cm} \Rightarrow$ on opte $h_t = 20\text{cm}$

Donc : on a des planchers à corps creux de $(16+4)$ cm

$h = 16\text{cm}$: hauteur du corps creux.

$h_0 = 4\text{cm}$: hauteur de la dalle de compression.

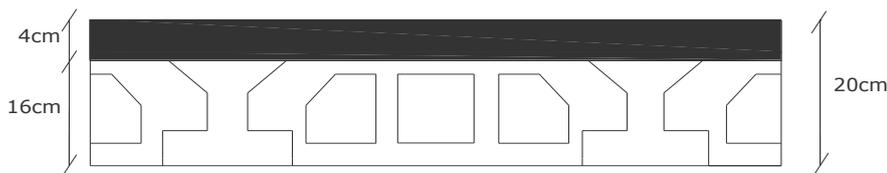


Figure II.2: planchers à corps creux

II.2.3. Les dalles pleines :

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

a-Critère de résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{Pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.}$$

L_x : est la petite portée de dalle la plus sollicitée.

L_y : est la grande portée de la dalle.

b-Critère de coupe feu :

$$e \geq 7\text{cm} \quad \text{pour une heure de coupe feu (BAEL91).}$$

$$e \geq 11\text{cm} \quad \text{pour deux heures de coupe feu (BAEL91)}$$

1-Dalle sur deux appuis balcon :

$$L_x = 120\text{cm} ; L_y = 505\text{cm}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

$$\frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30}$$

$$3.42cm \leq e \leq 4cm$$

2. Dalle sur trois appuis balcon :

On prend la dalle la plus défavorable pour le dimensionnement

$$L_x=140cm; L_y= 425cm$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$\frac{140}{50} \leq e \leq \frac{140}{40}$$

$$2,8cm \leq e \leq 3,5cm$$

II.3. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux; voiles). Ils sont dimensionnés selon le **CBA93** et doivent respecter les dimensions du **RPA2003**.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

II.3.1. Les poutres principales :

Sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la

condition de la flèche qui est
$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis de poutre principale.

$$L_{\max} = 505cm \quad \frac{505}{15} \leq h \leq \frac{505}{10} \Rightarrow 33.66cm \leq h \leq 50.5cm.$$

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (40 \times 30) cm^2$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} (b = 30) \geq 20cm \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ (h = 40) \geq 30cm \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ (\frac{h}{b} = 1.33) \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 versions 2003 Art .7.5.1)}$$

II.3.2. Les poutres secondaire

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur doit satisfaire les conditions de flèche données par le BAEL 91.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

h : hauteur de la poutre.

L_{\max} : distance maximale entre nu d'appuis de poutre secondaire

$$L_{\max} = 400 \text{ cm} \Rightarrow 26.66 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm.}$$

On adopte pour section rectangulaire $(b \times h) = (35 \times 30) \text{ cm}^2$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} (b = 30) \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifie} \\ (h = 35) \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifie} \\ \left(\frac{h}{b} = 1,167 \right) \leq 4 \dots \dots \dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 vrsion2003 Art: 7.5.1)}$$

II.4. Pré dimensionnement des voiles

D'après l'article 7.7.1 du RPA2003 :

➤ On considère comme voile les éléments satisfaisants à la condition : $L \geq 4e$.

Avec :

L : longueur du voile.

e : épaisseur du voile.

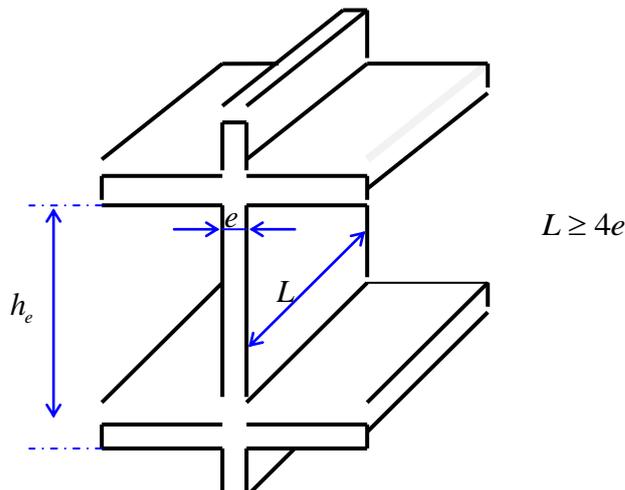


Figure II.3 : Coupe de voile en plan

- L'épaisseur minimale d'un voile est de : 15cm.
- De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué ci-dessous :

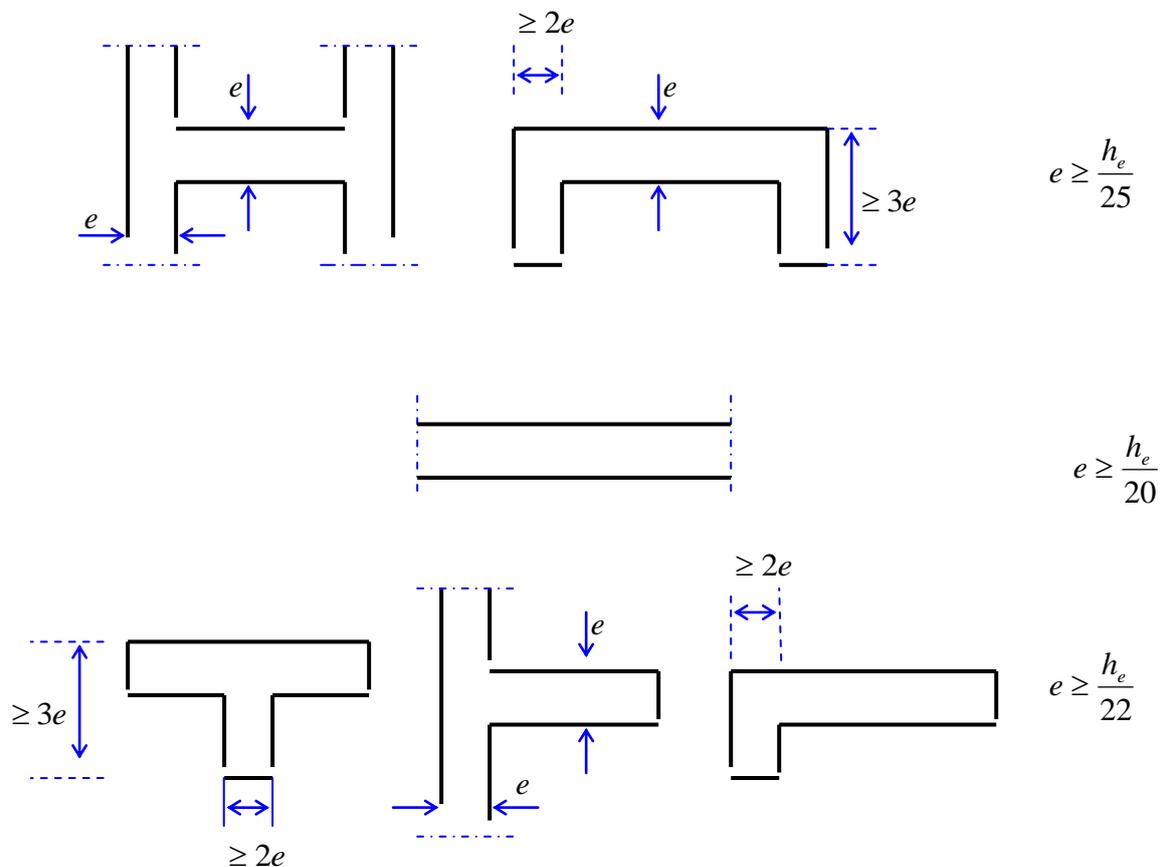


Figure II.4 : Coupe de voile en plan

Dans notre cas:

$$e \geq \max (h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{4,08 - 0,21}{20} = 19,35 \text{ cm}$$

Conclusion: $e \geq \max (15,48 \text{ cm}, 17,59 \text{ cm}, 19,35 \text{ cm})$

On prend $e=20 \text{ cm}$ pour tous les voiles et suivant toute la hauteur de la structure.

II.5. Pré dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale due au séisme. Etudiée à la flexion composée.

Calcul de la section de l'acrotère :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + 0.003/2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

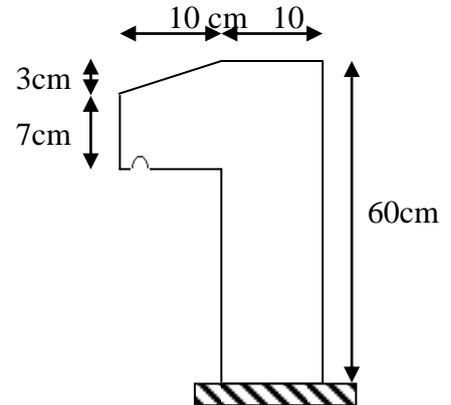


Figure II.5 : coupe de l'acrotère

II.6. Les escaliers :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

- Dans notre structure il y a deux types d'escaliers : type 1 : *escalier à deux volées avec palier de repos* et type 2 : *escalier à deux volées et double quartier tournant (RDC)*.

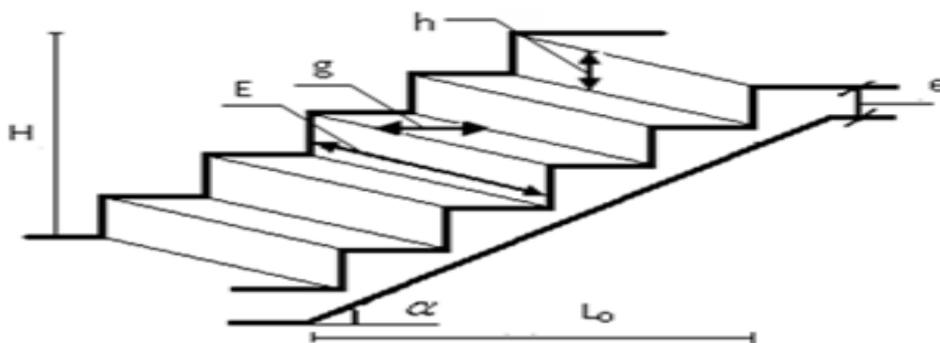


Figure II.6 : Schéma de l'escalier

L_0 : Longueur projeté de la paillasse .

g : Giron.

h : Hauteur de la contre marche

α : Inclinaison de la paillasse

E : Emmarchement

H : la hauteur de la volée

Dans notre cas nous avons trois types d'escalier :

• **Type1 : escalier a deux volées avec palier de repos.**

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :

$$60\text{cm} \leq g + 2 \times h \leq 65\text{cm} \dots\dots\dots (1).$$

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marches

L_0 : la longueur projetée de la volée

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L_0 = (n-1) \times g \Rightarrow g = L_0 / n-1$$

$$\text{Si } g + 2 \times h = 64\text{cm} \dots\dots\dots (2)$$

On remplace dans (2) :

$$L_0/n - 1 + 2 \times (H/n) = 64$$

n est la solution de l'équation : $64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2 H=0$ (cm)

Escalier de l'étage service et courant :

On a : $H = 153\text{cm}$

$L_0 = 240\text{cm}$

$$\Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240) n + 2 \times 153 = 0$$

$$\Rightarrow n = 9$$

Donc : nombre de contre marche (n = 9)

Nombre de marche (n-1) = 8

$$g = L_0/n-1 = 240/8 = 30\text{cm}$$

$$h = H/n = 153/9 = 17\text{cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

Elle est calculée par la relation suivante

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$L = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (2.40^2 + 1.53^2)^{1/2} = 2.84\text{m}$$

$$9.46 \leq e \leq 14.2$$

Pour 2 heure de Coup feu $e > 11\text{cm}$

On prend : **e=15 cm**

Calcul de α :

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(153 / 240) \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

• **Type 2 : Escalier a deux volées et double quartier tournant (RDC).**

On a : $H=204\text{cm}$

$L_0=278\text{cm}$

Epaisseur de la paillasse :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$L = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (2.78^2 + 2.04^2)^{1/2} = 3.49\text{m}$$

$$11.63 \leq e \leq 17.45$$

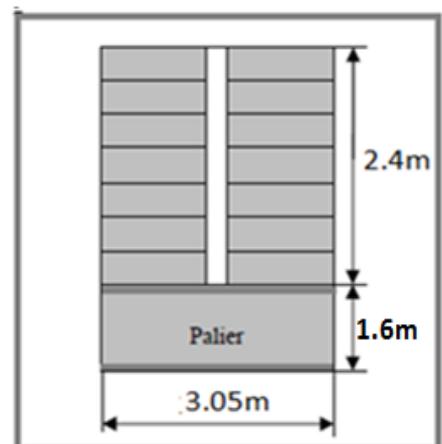


Figure II.7 : Escalier type 1

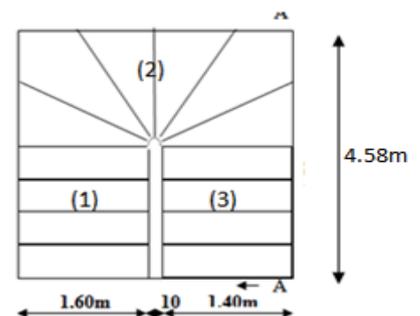


Figure II.8 : Escalier type 2

Pour 2 heure de Coup feu $e > 11\text{cm}$

On prend : $e=15\text{ cm}$

Calcul de α :

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(204/278) \Rightarrow \alpha = 36.27^\circ$$

- **Type 3 : Escalier en bois**

sont des escaliers dont les marches et le limon sont réalisés en bois.

Ce type d'escalier est prévu au RDC et étage de service.

II.7. Evaluation des charges et surcharges :

II.7. 1. Plancher :

➤ **Plancher terrasse inaccessible**

| N | Désignation des éléments | e (m) | Densité (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|--------------------------|-------------------------------|---|------------------------------|----------------------------|
| 1 | Gravillon de protection | 0.05 | 20 | 1 |
| 2 | Multicouche d'étanchéité | 0.02 | 5 | 0.10 |
| 3 | Isolation thermique | 0.04 | 4 | 0.16 |
| 4 | Forme de pente (2%) | 0.12 | 22 | 2.64 |
| 5 | Plancher à corps creux (16+4) | 0.20 | 14.25 | 2.85 |
| 6 | Enduit de plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| Charge permanente totale | | $G_{\text{terrasse}}=6.95\text{KN/m}^2$ | | |
| Charge d'exploitation | | $Q=1\text{KN/m}^2$ | | |

Tableau II.7.1.1.Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

➤ **Plancher étage courant**

| N | Désignation des éléments | Epaisseur (m) | Densité (KN/m ³) | Poids (KN /m ²) |
|--------------------------|--------------------------|---------------|------------------------------|-----------------------------|
| 1 | Revêtement carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 3 | Lit de sable | 0.03 | 18 | 0.54 |
| 4 | Plancher corps creux | 0.20 | 14 | 2.80 |
| 5 | Enduit de plâtre | 0.015 | 14 | 0.21 |
| 6 | Cloison de séparation | 0.10 | 10 | 1 |
| Charge permanente totale | | | | $G = 5.39$ |

| | |
|---|----------|
| Surcharge d'exploitation : Etage d'habitation | Q = 1,50 |
| Etage a usage de bureau | Q=2.5 |
| Etage a usage commercial | Q=5 |

Tableau II.7.1.2. Évaluation des charges du plancher étage courant

II.7.2. Dalle pleine

| N | Désignation des éléments | épaisseur (m) | Densité (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|--------------------------|--------------------------|---------------|------------------------------|----------------------------|
| 1 | Revêtement carrelage | 0.02 | 22 | 0,44 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0,40 |
| 3 | Lit de sable | 0.03 | 18 | 0,54 |
| 4 | Dalle pleine | 0.12 | 25 | 3 |
| 5 | Enduit en plâtre | 0.015 | 14 | 0.21 |
| Charge permanente totale | | | | G = 4.59 |
| Surcharge d'exploitation | | | | Q = 3,50 |

Tableau II.7.2.1: Évaluation des charges de la dalle plein

➤ Evaluation des charges des murs extérieurs et intérieurs

| Tableau II.4 : évaluation de la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs. | | | | |
|--|------------------|--------------------------------------|----------------|------------------------------|
| Type de murs | Désignation | Poids volumique (KN/m ²) | Epaisseurs (m) | Poids G (KN/m ²) |
| Murs extérieurs | Enduit de ciment | 20 | 0.02 | 0.4 |
| | Brique creuse | 9 | 0.15 | 1.35 |
| | Lame d'aire | | 0.05 | |
| | Brique creuse | 9 | 0.1 | 0.9 |
| | Enduit de plâtre | 14 | 0.02 | 0.28 |
| Total | | | | 9.23 |
| Murs intérieurs | Enduit de plâtre | 14 | 0.02 | 0.28 |
| | Brique creuse | 9 | 0.1 | 0.9 |
| | Enduit de plâtre | 14 | 0.02 | 0.28 |
| Total | | | | 1.46 |

Tableau II.7.2.2 : Évaluation des charges des murs extérieures**II.7.3 L'acrotère :**➤ **Terrasse inaccessible**

| Désignation des éléments | Epaisseur(m) | Surface m ² | Densité (KN/m ³) | Poids (KN/ml) |
|----------------------------|--------------|------------------------|------------------------------|---------------|
| Poids propre de l'acrotère | 0.1 | 0.0685 m ² | 25 | 1.71 |
| Enduit de ciment intérieur | 0.015 | 0,0075 | 20 | 0,15 |
| Enduit de ciment extérieur | 0.02 | 0,01 | 20 | 0,2 |
| Charge permanente totale | G=2.1KN/ml | | | |
| Charge d'exploitation | Q=1KN/ml | | | |

Tableau II.7.3.1: Évaluation des charges de l'acrotère (terrasse inaccessible)**II.7.4.Les escaliers :**➤ **Palier**

| N | Désignation des éléments | Epaisseur (m) | Densité (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|---|--------------------------|---------------|------------------------------|----------------------------|
| 1 | Revêtement | 0.02 | 22 | 0,44 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0,40 |
| 3 | Lit de sable | 0.02 | 18 | 0.36 |
| 4 | Dalle en BA | 0.15 | 25 | 3.75 |
| 5 | Enduit plâtre | 0.015 | 14 | 0.21 |
| | Charge permanente totale | | | G = 5.16 |
| | Surcharge d'exploitation | | | Q = 2,50 |

Tableau II.7.4.1: Evaluation des charges du palier

➤ La Volée

| N | Désignation des éléments | Epaisseur (m) | Densité (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|--------------------------|--------------------------|--------------------|------------------------------|----------------------------|
| 1 | Revêtement horizontal | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 2 | Revêtement vertical | 0.013 | 22 | 0.28 |
| 3 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.4 |
| 4 | Lit de sable | 0.02 | 18 | 0.36 |
| 5 | Marches | 0.17 · (1/2) | 22 | 1.87 |
| 6 | Paillasse | 0.15 / (cos36.27°) | 25 | 4.65 |
| 7 | Enduit de plâtre | 0.015 | 14 | 0.21 |
| Charge permanente totale | | | | G = 8.21 |
| Surcharge d'exploitation | | | | Q = 2.50 |

Tableau II.7.4.2 : Evaluation des charges de la volée

II.8. Ascenseur :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Dans notre cas d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

➤ Caractéristiques d'ascenseur :

L : Longueur de l'ascenseur.

l : Largeur de l'ascenseur.

H : Hauteur de l'ascenseur.

W : Puissance de l'ascenseur = 6.8KW.

F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.

P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.

D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.

La charge nominale est de 630kg.

La vitesse $V = 1.6m/s$.

Donc $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3KN$

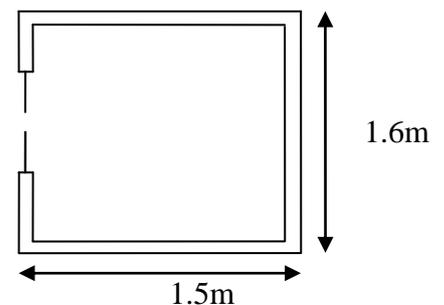


Figure II.9 : Cage de l'ascenseur

➤ **Evaluation des charges et des surcharges**

| Poids propre de la dalle et de revêtement | La surface (m ²) | Poids de la machine (kN /m ²) | Poids total (kN /m ²) |
|---|--------------------------------------|---|-----------------------------------|
| $G_1=25 \times 0.2 + 22 \times 0.04$ | $S=L \times l$ $=1.50 \times 1.6$ | $G_2= Fc /S$ $=145/2.4$ | $G=G_1+G_2$ $=5.88+60.41$ |
| $G_1=5.88 \text{ kN/m}^2$ | $S=2.4$ | $G_2=60.41$ | $G=66.29$ |

Tableau II.8.1 : Évaluation des charges de l'Ascenseur

Les charges d'exploitation est : $Q=1\text{N/m}^2$

II.9. Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4, 1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

1. Résistance à la compression :

$$\frac{Nu}{B} \leq \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4. \end{array} \right.$$

RPA99 (Art 7.4.1)

2. Stabilité de forme (flambement) :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

CBA 93(Article B.8.4.1)

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12} \quad ; B_r = (h - d') \times (b - d')$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

λ : L'élanement.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie

N_u : l'effort normal de compression à ELU

3. Les sections des poteaux préalablement adoptés sont :

Pour les poteaux rectangulaires :

65x65 → RDC

60x60 → 1^{er} et 2^{eme} étage

55x55 → 3^{eme} et 4^{eme} étage

50x50 → 5^{eme} et 6^{eme} étage

45x45 → 7^{eme} et 8^{eme} étage

40x40 → 9^{eme} étage

Les vérifications des sections se feront suivant trois critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Effort normal réduit.

II.10. Descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharge) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol.

On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

➤ **La loi de dégression**

• **Poteau rectangulaires**

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,
 Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n
 Numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- Sous toit de terrasse : Q_0
 - Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$
 - Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
 - Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
 - Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + (3+n) / 2n (Q_1, Q_2 \dots Q_n)$
- Le coefficient $(3+n) / 2n$ étant valable pour $n > 5$

Lorsque les charges d'exploitation sont les même pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

- Sous toit ou terrasse : Q_0
 - Sous dernier étage : Q
 - Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $0.9Q$
 - Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $0.8Q$
- Et ainsi de suite en réduisant de 10 % par étage jusqu'à $0.5Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivant

1. Poids propre des poteaux :

$P = S \times 25 \times h_e$

| Etages | RDC | 1 ^{er} et 2 ^{ème} | 3 et 4 ^{ème} | 5 et 6 ^{ème} | 7 et 8 ^{ème} | 9 ^{ème} |
|----------------------|---------|-------------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|------------------|
| S (cm ²) | (55x60) | (50x55) | (45x50) | (40x45) | (35x40) | (30x35) |
| P(KN) | 33.66 | 21.03 | 17.21 | 13.77 | 10.71 | 8.03 |

Tableau II.10.1 : Évaluation des poids propre des poteaux

2. Poids des poutres :

$P = S \times L \times 25$

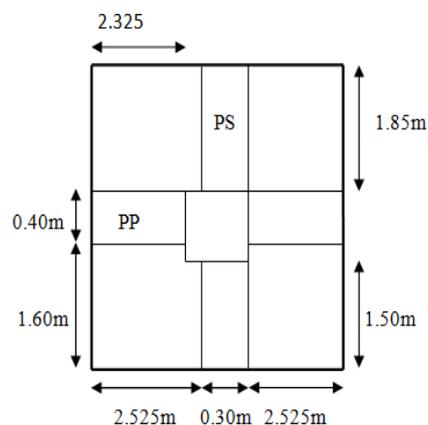
- **Poutre principale:**

$b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$
 $G = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 5.05 = 15.15 \text{ KN}$

- **Poutre secondaire:**

$b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$
 $G = 25 \times 0.30 \times 0.35 \times 4 = 10.5 \text{ KN}$
 $G_p = 25.65 \text{ KN}$

❖ **Repérage des poteaux :**



➤ **Poteau central B6: (50 x 50)**

- ✓ L_{pp} : Longueur des poutres principales.
 - ✓ L_{ps} : Longueur des poutres secondaires.
 - ✓ S_{aff} : surface afférente.
 - ✓ $S_{aff\ CE}$: surface afférente de la cage D'escalier.
 - ✓ $S_{mur\ int}$: surface des murs intérieurs.
 - ✓ $S_{mur\ ext}$: surface des murs extérieurs.
- ✓ $L_{pp} = 2.525 + 2.525 = 5.05\ m.$
 - ✓ $L_{ps} = 1.85 + 1.5 + (0.5 - 0.4) = 3.45\ m.$
 - ✓ $S_{aff} = [1.5(2.525 + 2.525) + 0.1(2.325 + 2.525)] + [1.85(2.525 + 2.525)] = 17.40\ m^2$

Figure.II.10: surface afférente de poteau B6

➤ **Les cloisons :**

- ✓ $h_1 = (3.06 - 0.4) = 2.66\ m$
- ✓ $S_{mur\ int} = (4.85 * 2.66) = 12.90\ m^2$
- ✓ $S_{mur\ ext} = (3.15 * 2.66) = 8.38\ m^2$
- ✓ $h_1 = (4.08 - 0.4) = 3.68\ m.$
- ✓ $S_{mur\ int} = (4.85 * 3.68) = 17.85\ m^2.$
- ✓ $S_{mur\ ext} = (3.15 * 3.68) = 11.60\ m^2.$

➤ **Poteau B5: (50 x 50)**

- ✓ $L_{pp} = 1.525 + 2.525 = 4.05$
- ✓ $L_{ps} = (2 + 1.5) = 3.5\ m.$
- ✓ $S_{aff} = [(1.5 * 1.525) + (2.525 * 2) + (0.1 * 2) + (2.525 * 1.5) + (0.1 * 2.325)] = 11.56\ m^2$
- ✓ $S_{aff\ CE} = (1.525 * 2) - (2.0 * 1.25) = 2.8\ m^2$

➤ **Les cloisons :**

- ✓ $h_1 = (3.06 - 0.4) = 2.66\ m$
- ✓ $S_{mur\ int} = (3.85 * 2.66) = 10.24\ m^2.$
- ✓ $S_{mur\ ext} = (3.3 * 2.66) = 8.79\ m^2.$
- ✓ $h_1 = (4.08 - 0.4) = 3.68\ m$
- ✓ $S_{mur\ int} = (3.85 * 3.68) = 14.17\ m^2.$
- ✓ $S_{mur\ ext} = (3.3 * 3.68) = 12.15\ m^2.$

➤ **Évaluation de la surcharge << Q >> :**

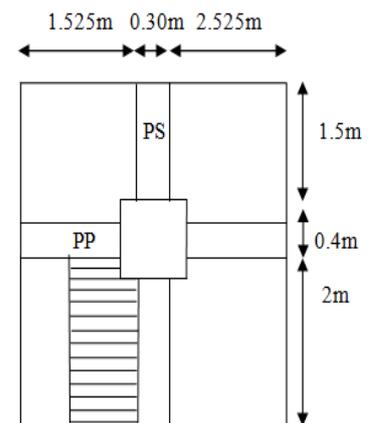


Figure.II.11: surface afférente de poteau B5

L'article 6.2 du D.T.R.B.C2.2 indique lorsque des locaux industriels ou commerciaux occupent certains niveaux, ils sont pris en compte sans abattement et non comptés dans le nombre d'étage de la loi de dégression, le schéma ci-après (Figure II.6) indiquera les différents niveaux d'intervention des charges dans la dégression, On notera N*et N comme suite :

- N* : indique la charge sur le plancher.
- N : indique la charge sous le plancher.

Nous exposerons dans le tableau qui suit l'évaluation de la dégression de la surcharge d'exploitation <<Q>> :

| Tableau II.10.2: Évaluation de la surcharge << Q >> (Poteau B6) | | | | |
|--|-----------|------------------------------------|--------|---------|
| (D.T.R B.C2.2.ART.7.1) | | | | |
| NATURE | Q (KN/m2) | Cumule (KN /m2) | | Q (KN) |
| Terrasse | 1 | 1 | 1 | 17.40 |
| Étage 9 | 1 | 1.5+1 | 2.5 | 43.5 |
| Étage 8 | 1.5 | $1.5+0.95*(1+1.5)$ | 4.825 | 83.955 |
| Étage 7 | 1.5 | $1.5+0.90*(1+1.5+1.5)$ | 5.1 | 88.74 |
| Étage 6 | 1.5 | $1.5+0.85*(1+1.5+1.5+1.5)$ | 6.175 | 107.445 |
| Étage 5 | 1.5 | $1.5+0.80*(1+1.5+1.5+1.5+1.5)$ | 7.1 | 123.54 |
| Étage 4 | 1.5 | $1.5+0.75*(1+1.5+1.5+1.5+1.5+1.5)$ | 7.875 | 137.025 |
| Étage 3 | 1.5 | $1.5+0.7*(1+(6*1.5))$ | 8.5 | 147.9 |
| Étage 2 | 1.5 | $1.5+0.65*(1+(7*1.5))$ | 8.975 | 156.165 |
| Étage 1 | 2.5 | $2.5+(8.975-1)$ | 10.475 | 182.265 |
| RDC | 5 | $10.475+5$ | 15.475 | 269.265 |

Tableau II.10.2: Évaluation de la surcharge << Q >> (Poteau B6)

| Tableau II.10.3: descente de charge <<G>> (poteau B6) | | | | | |
|--|--------------------|--------------------------------|----------------------------------|---------------------|---------------|
| NIVEAU | Désignation | SECTION (m²) | POIDS (KN /m²) | G Total (KN) | Q (KN) |
| Terrasse Inaccessible | N1* | | | 0 | 17.40 |
| | Terrasse | 17.40 | 6.95 | 120.93 | |
| | p. p | 0.3*0.4=0.12 | 25*5.05 | 15.15 | |
| | p. s | 0.3*0.35=0.105 | 25*3.45 | 9.056 | |
| Étage N°9 | N1 | | | 145.136 | 43.5 |
| | Pot | 0.5*0.5= 0.25 | 25*3.06 | 19.125 | |
| | Mur intérieur | 12.90 | 1.46 | 29.054 | |
| | N2* | | | 193.315 | |
| | Plancher | 17.40 | 5.39 | 22.79 | |
| | p. p | 0.3*0.4=0.12 | 25*5.05 | 15.15 | |
| | p. s | 0.3*0.35=0.105 | 25*3.45 | 9.056 | |
| Étage N°8 | N2 | | | 240.311 | 83.995 |
| | Pot | 0.5*0.5=0.25 | 25*3.06 | 19.125 | |
| | Mur intérieur | 12.90 | 1.46 | 29.054 | |
| | N3* | | | 288.49 | |
| | Plancher | 17.40 | 5.39 | 22.79 | |
| | p. p | 0.3*0.4=0.12 | 25*5.05 | 15.15 | |
| | p. s | 0.3*0.35=0.105 | 25*3.45 | 9.056 | |
| Étage N°7 | N3 | | | 335.486 | |

| | | | | | |
|------------------|---------------|----------------------|---------|----------------|---------|
| | Pot | $0.5*0.5= 0.25$ | 25*3.06 | 19.125 | 88.74 |
| | Mur intérieur | 12.90 | 1.46 | 29.054 | |
| | N4* | | | 383.665 | |
| | Plancher | 17.40 | 5.39 | 22.79 | |
| | p. p | $0.3*0.4=0.12$ | 25*5.05 | 15.15 | |
| | p. s | $0.3*0.35=0.10$ 5 | 25*3.45 | 9.056 | |
| Étage N°6 | N4 | | | 430.661 | 107.445 |
| | Pot | $0.5*0.5= 0.25$ | 25*3.06 | 19.125 | |
| | Mur intérieur | 12.90 | 1.46 | 29.054 | |
| | N5* | | | 478.84 | |
| | Plancher | 17.40 | 5.39 | 22.79 | |
| | p. p | $0.3*0.4=0.12$ | 25*5.05 | 15.15 | |
| | p. s | $0.3*0.35=0.10$ 5 | 25*3.45 | 9.056 | |
| Étage N°5 | N5 | | | 525.836 | 123.54 |
| | Pot | $0.5*0.5= 0.25$ | 25*3.06 | 19.125 | |
| | Mur intérieur | 12.90 | 1.46 | 29.054 | |
| | N6* | | | 574.015 | |
| | Plancher | 17.40 | 5.39 | 22.79 | |
| | p. p | $0.3*0.4=0.12$ | 25*5.05 | 15.15 | |
| | p. s | $0.3*0.35=0.10$ 5 | 25*3.45 | | |
| Étage N°4 | N6 | | | 621.011 | 137.025 |
| | Pot | $0.5*0.5= 0.25$ | 25*3.06 | 19.125 | |
| | Mur intérieur | 12.90 | 1.46 | 29.054 | |
| | N7* | | | 669.19 | |
| | Plancher | 17.40 | 5.39 | 22.79 | |
| | p. p | $0.3*0.4=0.12$ | 25*5.05 | 15.15 | |
| | p. s | $0.3*0.35=0.10$ 5 | 25*3.45 | 9.056 | |
| Étage N°3 | N7 | | | 716.186 | |
| | Pot | $0.5*0.5= 0.25$ | 25*3.06 | 19.125 | |
| | Mur intérieur | 12.90 | 1.46 | 29.054 | |

| | | | | | |
|------------------|--------------------|--------------------|---------|-----------------|---------|
| | N8* | | | 764.365 | 147.9 |
| | Plancher | 17.40 | 5.39 | 22.79 | |
| | p. p | 0.3*0.4=0.12 | 25*5.05 | 15.15 | |
| | p. s | 0.3*0.35=0.10 5 | 25*3.45 | 9.056 | |
| Étage N°2 | N8 | | | 811.361 | 156.165 |
| | Pot | 0.5*0.5= 0.25 | 25*3.06 | 19.125 | |
| | Mur intérieur | 12.90 | 1.46 | 29.054 | |
| | N9* | | | 859.54 | |
| | Plancher | 17.40 | 5.39 | 22.79 | |
| | p. p | 0.3*0.4=0.12 | 25*5.05 | 15.15 | |
| p. s | 0.3*0.35=0.10 5 | 25*3.45 | 9.056 | | |
| Étage N°1 | N9 | | | 906.536 | 182.265 |
| | Pot | 0.5*0.6= 0.3 | 25*3.06 | 22.95 | |
| | Mur intérieur | 12.90 | 1.46 | 29.054 | |
| | N10* | | | 958.54 | |
| | Plancher | 17.40 | 5.39 | 22.79 | |
| | p. p | 0.3*0.4=0.12 | 25*5.05 | 15.15 | |
| p. s | 0.3*0.35=0.10 5 | 25*3.45 | 9.056 | | |
| RDC | N10 | | | 1005.536 | 269.265 |
| | Pot | 0.5*0.6= 0.3 | 25*4.08 | 30.6 | |
| | Mur intérieur | 17.85 | 1.46 | 26.061 | |
| | N11* | | | 1062.197 | |

G Total= 1062.197 KN

✓ $N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$

$N_u B_6 = 1.35 \cdot 1062.197 + 1.5 \cdot 269.265 = 1837.863 \text{ KN.}$

Nu B6= 1837.863 KN.

✓ $N_s = G + Q$

$N_s B_6 = 1062.197 + 269.265 = 1331.462 \text{ KN.}$

Ns B6= 1331.462 KN.

| Tableau II.10.4: Évaluation de la surcharge << Q >> (Poteau B5) | | | | | | | |
|---|--------------------|----------------|-----------------------|-------------------|----------------|-------------------|-----------------|
| NATURE | Qétage (KN /m2) | Sétage (m2) | Qescalier (KN /m2) | Sescalier (m2) | Qétage (KN) | Qescalier (KN) | Q Total (KN) |
| Terrasse inaccessible | 1 | 11.56 | 0 | 2.8 | 11.56 | 0 | 11.56 |
| Étage 9 | 1.5 | 11.56 | 2.5 | 2.8 | 11.56 | 0 | 23.12 |
| Étage 8 | 1.5 | 11.56 | 2.5 | 2.8 | 17.34 | 7 | 47.46 |
| Étage 7 | 1.5 | 11.56 | 2.5 | 2.8 | 17.34 | 7 | 71.8 |
| Étage 6 | 1.5 | 11.56 | 2.5 | 2.8 | 17.34 | 7 | 96.14 |
| Étage 5 | 1.5 | 11.56 | 2.5 | 2.8 | 17.34 | 7 | 120.48 |
| Étage 4 | 1.5 | 11.56 | 2.5 | 2.8 | 17.34 | 7 | 144.82 |
| Étage 3 | 1.5 | 11.56 | 2.5 | 2.8 | 17.34 | 7 | 169.16 |
| Étage 2 | 1.5 | 11.56 | 2.5 | 2.8 | 17.34 | 7 | 193.5 |
| Étage 1 | 1.5 | 11.56 | 2.5 | 2.8 | 17.34 | 7 | 217.84 |
| RDC | 5 | 11.56 | 2.5 | 2.8 | 57.8 | 7 | 282.64 |

| Tableau II.10.5: descente de charge <<G>> (poteau B5) | | | | | |
|---|---------------|-----------------|-------------------|-----------------|--------------|
| NIVEAU | Désignation | SECTION (m2) | POIDS (KN /m2) | G Total (KN) | Q Total (KN) |
| Terrasse inaccessible | N0* | | | 0 | 11.56 |
| | Terrasse | 11.56 | 6.95 | 80.342 | |
| | p. p | 0.3*0.4=0.12 | 25*4.05 | 12.15 | |
| | p. s | 0.3*0.35=0.105 | 25*3.6 | 9.45 | |
| Étage 9 | N0 | | | 101.942 | 23.12 |
| | Pot | 0.5*0.5= 0.25 | 25*3.06 | 19.125 | |
| | Mur intérieur | 10.24 | 1.46 | 14.95 | |
| | Escalier | 2.8 | 9.323 | 26.104 | |
| | N1* | | | 162.121 | |

| | | | | | |
|---------|------------------|------------------|---------|----------------|--------|
| | Plancher | 11.56 | 5.39 | 62.308 | |
| | p. p | $0.3*0.4=0.12$ | 25*4.05 | 12.15 | |
| | p. s | $0.3*0.35=0.105$ | 25*3.6 | 9.45 | |
| Étage 8 | N1 | | | 246.029 | 47.46 |
| | Pot | $0.5*0.5= 0.25$ | 25*3.06 | 19.125 | |
| | Mur intérieur | 10.24 | 1.46 | 14.95 | |
| | Escalier | 2.8 | 9.323 | 26.104 | |
| | N2* | | | 306.208 | |
| | Plancher | 11.56 | 5.39 | 62.308 | |
| | p. p | $0.3*0.4=0.12$ | 25*4.05 | 12.15 | |
| | p. s | $0.3*0.35=0.105$ | 25*3.6 | 9.45 | |
| Étage 7 | N2 | | | 390.116 | 71.8 |
| | Pot | $0.5*0.5= 0.25$ | 25*3.06 | 19.125 | |
| | Mur intérieur | 10.24 | 1.46 | 14.95 | |
| | Escalier | 2.8 | 9.323 | 26.104 | |
| | N3* | | | 450.295 | |
| | Plancher | 11.56 | 5.39 | 62.308 | |
| | p. p | $0.3*0.4=0.12$ | 25*4.05 | 12.15 | |
| p. s | $0.3*0.35=0.105$ | 25*3.6 | 9.45 | | |
| Étage 6 | N3 | | | 534.208 | 96.14 |
| | Pot | $0.5*0.5= 0.25$ | 25*3.06 | 19.125 | |
| | Mur intérieur | 10.24 | 1.46 | 14.95 | |
| | Escalier | 2.8 | 9.323 | 26.104 | |
| | N4* | | | 594.382 | |
| | Plancher | 11.56 | 5.39 | 62.308 | |
| | p. p | $0.3*0.4=0.12$ | 25*4.05 | 12.15 | |
| p. s | $0.3*0.35=0.105$ | 25*3.6 | 9.45 | | |
| Étage 5 | N4 | | | 678.29 | 120.48 |
| | Pot | $0.5*0.5= 0.25$ | 25*3.06 | 19.125 | |
| | Mur intérieur | 10.24 | 1.46 | 14.95 | |
| | Escalier | 2.8 | 9.323 | 26.104 | |
| | N5* | | | 738.469 | |

| | | | | | |
|----------------|---------------|------------------|---------|-----------------|--------|
| | Plancher | 11.56 | 5.39 | 62.308 | |
| | p. p | $0.3*0.4=0.12$ | 25*4.05 | 12.15 | |
| | p. s | $0.3*0.35=0.105$ | 25*3.6 | 9.45 | |
| Étage 4 | N5 | | | 822.377 | |
| | Pot | $0.5*0.5= 0.25$ | 25*3.06 | 19.125 | |
| | Mur intérieur | 10.24 | 1.46 | 14.95 | |
| | Escalier | 2.8 | 9.323 | 26.104 | |
| | N6* | | | 882.556 | |
| | Plancher | 11.56 | 5.39 | 62.308 | 144.82 |
| | p. p | $0.3*0.4=0.12$ | 25*4.05 | 12.15 | |
| | p. s | $0.3*0.35=0.105$ | 25*3.6 | 9.45 | |
| Étage 3 | N6 | | | 966.464 | |
| | Pot | $0.5*0.5= 0.25$ | 25*3.06 | 19.125 | |
| | Mur intérieur | 10.24 | 1.46 | 14.95 | |
| | Escalier | 2.8 | 9.323 | 26.104 | |
| | N7* | | | 1026.643 | |
| | Plancher | 11.56 | 5.39 | 62.308 | 169.16 |
| | p. p | $0.3*0.4=0.12$ | 25*4.05 | 12.15 | |
| | p. s | $0.3*0.35=0.105$ | 25*3.6 | 9.45 | |
| Étage 2 | N7 | | | 1110.551 | |
| | Pot | $0.5*0.5= 0.25$ | 25*3.06 | 19.125 | |
| | Mur intérieur | 10.24 | 1.46 | 14.95 | |
| | Escalier | 2.8 | 9.323 | 26.104 | |
| | N8* | | | 1170.73 | |
| | Plancher | 11.56 | 5.39 | 62.308 | 193.5 |
| | p. p | $0.3*0.4=0.12$ | 25*4.05 | 12.15 | |
| | p. s | $0.3*0.35=0.105$ | 25*3.6 | 9.45 | |
| Étage 1 | N8 | | | 1254.638 | |
| | Pot | $0.5*0.6= 0.3$ | 25*3.06 | 22.95 | |
| | Mur intérieur | 10.24 | 1.46 | 14.95 | |
| | Escalier | 2.8 | 9.323 | 26.104 | 217.84 |

| | | | | | |
|--|-----|--|--|-----------------|--|
| | N9* | | | 1318.642 | |
|--|-----|--|--|-----------------|--|

| | | | | | |
|------------|---------------|----------------|---------|-----------------|--------|
| | Plancher | 11.56 | 5.39 | 62.308 | |
| | p. p | 0.3*0.4=0.12 | 25*4.05 | 12.15 | |
| | p. s | 0.3*0.35=0.105 | 25*3.6 | 9.45 | |
| RDC | N9 | | | 1402.55 | 282.64 |
| | Pot | 0.5*0.6= 0.3 | 25*3.06 | 22.95 | |
| | Mur intérieur | 14.17 | 1.46 | 20.688 | |
| | Escalier | 2.8 | 9.323 | 26.104 | |
| | N10* | | | 1472.292 | |

Nu B5=2411.5542 KN.

Ns B5=1754.932 KN.

Note : Les poteaux seront dimensionnés avec un effort normal maximal.

onc, Nu = max (N_{Ub5} , N_{Ub6})

Nu = N_{Ub5} = 2411.5542 KN.

Vérifications :

➤ **Vérification du critère de résistance (compression centrée) :**

On doit vérifier : $\frac{Ns}{a*b} \leq 0.6 * f_{c28}$

$\Rightarrow a * b \geq \frac{Nu}{0.6*f_{c28}}$

- (a*b) : la section brute du béton.
- Ns : L'effort normal de la dégression des charges.
- f_{c28} : La résistance à la compression à l'âge de 28 f_{c28}= 25 MPa

$$\text{A.N : } a * b \geq \frac{1754.932 * 0.001}{0.6 * 25} \Rightarrow a * b \geq 0.116995 \text{ m}^2$$

On choisit une section

$$(a * b) = 45 * 45 = 2025 \text{ cm}^2$$

➤ **Justification des poteaux vis-à-vis du flambement :**

(BAEL 91 article B.8.4.1)

L'effort normal ultime N_u agissant d'un poteau doit être au plus égal à la valeur

$$\text{Suivante : } N_{admissible} = a \left[\frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A * f_e}{\gamma_s} \right]$$

- Br : Section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle (1 cm) d'épaisseur sur toute sa périphérie

$$Br = (a - 2) * (b - 2)$$

- A : Section d'acier comprimé.

➤ $\gamma_b = 1.5, \quad \gamma_s = 1.15.$

- α : coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\checkmark \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{0.35} \right)^2}, \text{ pour } \lambda \leq 50.$$

$$\checkmark \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2, \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

Note : Selon (BAEL 91 article B.8.4) la vérification à faire sera pour le poteau le plus élancé (poteau RDC), et avec majoration de l'effort normal N_u .

- ✓ λ : Elancement mécanique, prend la valeur $\lambda = \frac{l_f}{i}$.
- ✓ l_f : Longueur du flambement, égale l_0 à pour les poteaux de bâtiment supposées articulés à leurs extrémités (BAEL 91 article B.8.3.2).
- ✓ l_0 : Hauteur du poteau le plus élancé, prise entre deux faces supérieures de deux planchers successives. (Hauteur libre du poteau) $l_0 = 3.68 \text{ m}$.

✓ i : Rayon de giration, $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$, pour une section rectangulaire.

✓ b : plus petit côté du poteau.

A.N :

$$\text{➤ } \lambda = \frac{3.68}{0.45/\sqrt{12}} \Rightarrow \lambda = 28.33 .$$

$$\text{➤ } \lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{28.33}{35}\right)^2} , \alpha = 0.88 .$$

$$\text{➤ } Br = (45 - 2) * (45 - 2) = 1849 \text{ cm}^2.$$

➤ L'ouvrage est en zone IIa (RPA 99 version 2003 article 7.4.2.1).

$$A_{\min} = \begin{cases} 4\%B, \text{ zone courante.} \\ 6\%B, \text{ zone de recouvrement.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 4\%B = 4\%(45 * 45) = 81 \text{ cm}^2.$$

➤ $f_{C28} = 25 \text{ MPa}$, $N_u = 2411.5542 \text{ KN}$, Acier FeE400,
 $f_e = 400 \text{ MPa}$.

➤ L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%, car le poteau appartient à plus de deux travées (CBA 93 article B.8.1.1).

$$N'_u = 1.1 (2411.5542)$$

$$N'_u = 2652.7096 \text{ KN}$$

$$N_{\text{admissible}} = 0.88 \left[\frac{0.1849 * 25}{0.9 * 1.5} + \frac{0.0081 * 400}{1.15} \right] = 5492.49 \text{ KN}.$$

$$N_{admissible} = 5492.49 \text{ KN} \geq N_u = 2652.7096 \text{ KN}$$

➤ **Vérification des conditions de coffrage :**

des Selon le RPA 99 version 2003 article 7.4.1, les dimensions de la section transversale poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Zone IIa

- $\text{Min}(a,b) = \text{min}(45, 45) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(a,b) = \text{min}(45,45) = 4 \text{ cm} \geq \frac{he}{20} = \frac{388}{20} = 19.40 \text{ cm. (Vérifier).}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4$

➤ **Vérification de l'effort normal réduit : (RPA 99 version 2003 article 7.4.)**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues aux séismes, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.30 \Rightarrow B_c \geq \frac{N_d}{0.30 * f_{c28}}$$

- B_c : section du poteau.
- N_d : Effort normal de calcul (majoré).

AN: $B_c \geq \frac{2652.7096 \times 10^{-3}}{0.3 * 25} = 0.353694 \text{ m}^2$

$$3536.94 \text{ cm}^2$$

✓ On choisit une section

$$(a * b) = (65 * 65) = 4225 \text{ cm}^2$$

Conclusion

Donc les sections des poteaux sont de forme carré de surface : **65x65** (cm^2).

| Niveaux | Sections des poteaux (a*b) |
|---------|----------------------------|
| RDC | (65*65) |
| 1 et 2 | (60*60) |
| 3 et 4 | (55*55) |
| 5 et 6 | (50*50) |
| 7 et 8 | (45*45) |
| 9 | (40*40) |

Tableau II.10.6: sections des poteaux des différents niveaux

III.1.Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- Les planchers (corps creux et dalles pleines).
- Les escaliers.
- L'acrotère.
- L'ascenseur.

Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : une évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 /2003...).

III.2. Etude des poutrelles

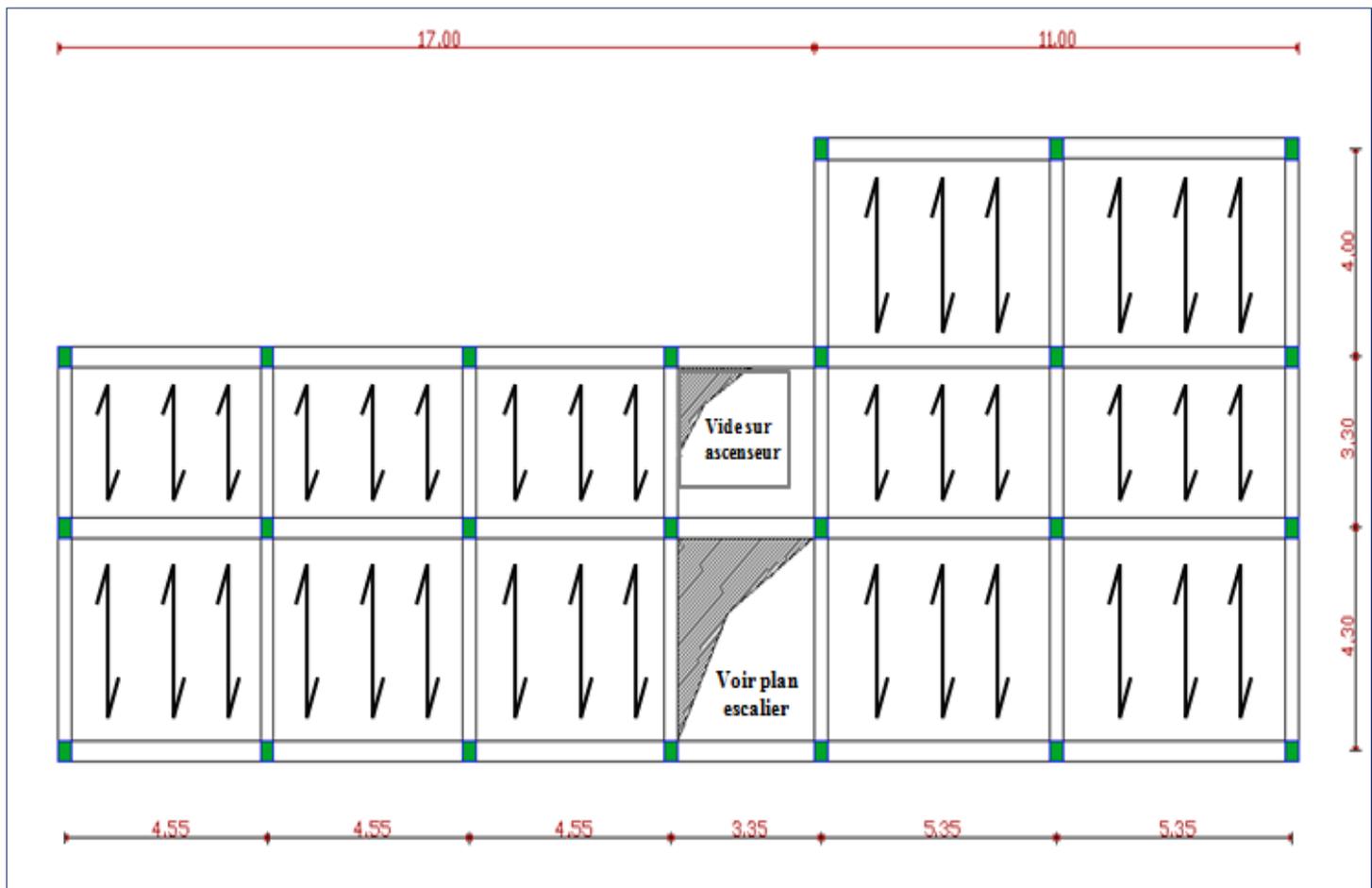


Figure III.1:Schéma de disposition des poutrelles.

III.2.1. Méthodes de calcul des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T. Pour cela nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire. -Méthode d’RDM
- Méthode de Caquot.
- Méthode des éléments finis

III.2.1.1 Méthode forfaitaire

Le **BAEL91 (Art. L.III,2)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée, $Q \leq \min(2G ; 5KN/m^2)$.
2. Le rapport des portées successives (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.
3. Le moment d’inertie est considéré constant dans tous les travées.
4. La fissuration est peu nuisible.

✓ **Principe de la méthode forfaitaire**

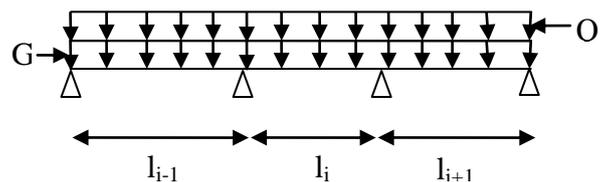


Figure III.2: Schéma d'une Poutre

-Les moments fléchissant

En travée :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d’exploitations et permanentes.

$$1) \quad M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases} \quad \text{Avec : } M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

P : la charge répartie à l’état limite considéré.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

M_d : Moment sur l’appui de droite de la travée considérée.

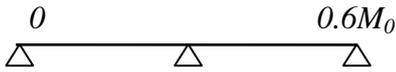
M_g : Moment sur l’appui de gauche de la travée considérée.

M_t : Moment en travée de la travée considérée.

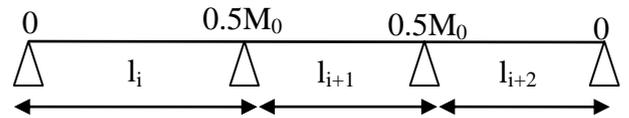
l_i : Portée de la travée.

En appuis:

Cas de 02 travées :



cas de 03 travées :



cas de plus de 03 travées :



Figure III.3: moment aux appuis des différents cas des poutres

-Les efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont évalués :

-Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive.

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

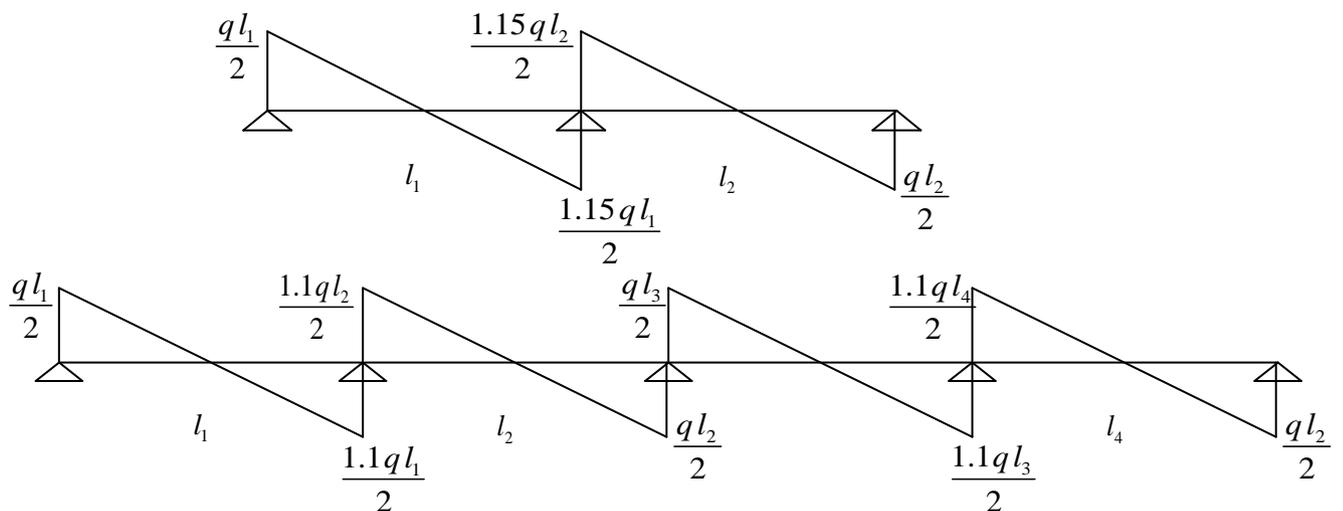


Figure III.4 : Evaluation des efforts tranchants

III.2.1.2. Méthode de Caquot

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées

$Q > (2G ; 5KN/m^2)$ mais elle peut être appliquée à des planchers avec des surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

En outre cette méthode consiste à minorer la charge permanente G par un coefficient minorateur

$G' = (2/3) * G$ cette charge nous permet de calculer les moments des appuis seulement, les moments en travées sont calculés avec la charge complète (G).

✓ **Principe de la méthode Caquot :**

-Calcul des moments

En appuis :
$$M_a = -\frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \quad \text{(BAEL. Art. L.III,3)}$$

Avec $l' = 0.8 \times l$: Pour une travée intermédiaire

$l' = l$: Pour une travée de rive.

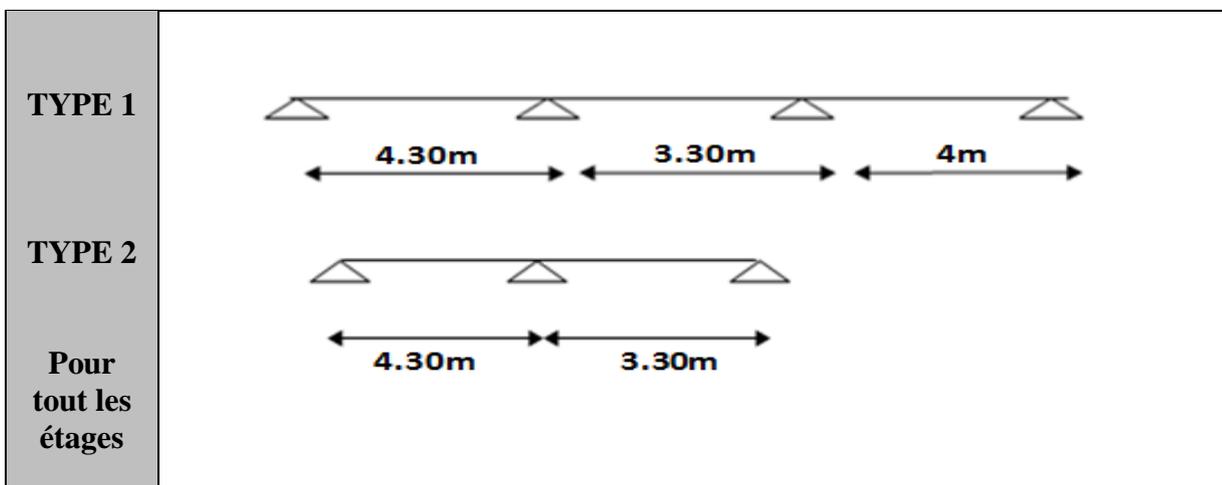
$P_g ; P_d$: Charge à gauche et à droite de la travée.

En travées :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

-Evaluation des efforts tranchants :
$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \quad \text{(BAEL. Art. L.III,3)}$$

III.2.2: Les différents types de poutrelles :



III.2.2.1.Vérification des conditions de BAEL (Art. L.III,2) :

*** 1^{ere} condition :**

-Plancher terrasse inaccessible :

$$G=6.95\text{KN/m}^2; Q=1\text{KN/m}^2 \Rightarrow 1\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 6.95 ; 5) \text{KN/m}^2 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

-Plancher étage d'habitation:

$$G=5.39 \text{KN/m}^2; Q=1.5 \text{KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5.39 ; 5) \text{KN/m}^2 \dots \text{Vérifiée}$$

-Plancher bureaux :

$$G=5.39 \text{KN/m}^2; Q=2.5 \text{KN/m}^2 \Rightarrow 2.5 \text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5.39 ; 5) \text{KN/m}^2 \dots \text{Vérifiée}$$

-Plancher commercial :

$$G=5.39 \text{KN/m}^2; Q=5 \text{KN/m}^2 \Rightarrow 5 \text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5.39; 5) \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

*** 2^{eme} condition**

Type 1: $0.8 \leq 1.30 \leq 1.25$ non vérifiée.

Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.

$4.30/3.30=1.30 > 1.25$ non vérifiée.



Figure III.5 : Schéma statique de la poutrelle type 1.

Type 2 : $0.8 \leq 1.30 \leq 1.25$non vérifiée.

Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.

$4.30/3.30=1.30 > 1.25$non vérifiée.

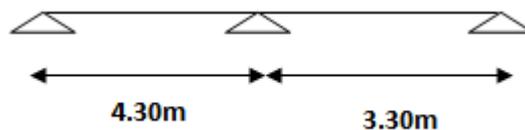


Figure III.6 : Schéma statique de la poutrelle type 2

* **3^{eme} condition** Le moment d'inertie est considéré constant dans tous les travées.

* **4^{eme} condition** La fissuration est peu nuisible.

NOTE : Après la vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire sur les différents types de poutrelles, on remarque que tous les types seront calculés par la méthode de Caquot minorée.

III.2.2.2. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

À l'ELU : $p_u = 1.35G + 1.5Q$; $q_u = b \times q_s$

À l'ELS : $p_s = G + Q$; $q_s = b \times q_s$

La poutrelle reprend la charge sur une distance $b = 0.65m$

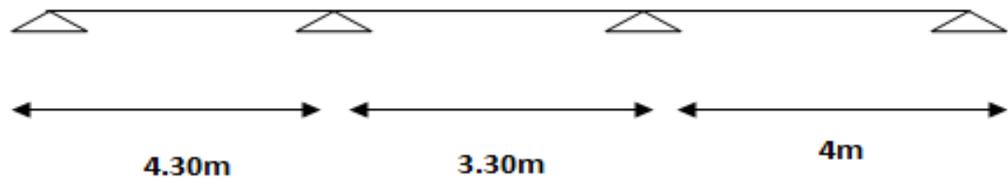
| Désignation | G (KN/m ²) | Q (KN/m ²) | p_u (KN/m ²) | q_u (KN/m ²) | p_s (KN/m ²) | q_s (KN/m ²) |
|-----------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| Terrasse inaccessible | 6.95 | 1 | 10.88 | 7.072 | 7.95 | 5.16 |
| Etages d'habitation | 5.39 | 1.5 | 9.52 | 6.188 | 6.89 | 4.48 |
| Etage service | 5.39 | 2.5 | 11.02 | 7.16 | 7.9 | 5.13 |
| Etages commerciaux | 5.39 | 5 | 14.77 | 9.6 | 10.4 | 6.76 |

Tableau III.2.1 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

III .2.2.3. Calcul des sollicitations :

➤ Planchers à usage commercial :

La 2eme condition n'est pas vérifiée, donc on utilise la méthode de Caquot minorée, basée sur le même principe que Caquot seulement en minore la charge G par un coefficient minorateur (2/3) pour le calcul des moments aux appuis, on prendra la poutrelle type1 comme un exemple de calcul, les résultats obtenus pour Le deuxième types de poutrelle se récapitule sur des tableaux.



Poutrelle type1 :

NOTE : On minore « G » par un coefficient de « 2/3 » uniquement pour le calcul des moments aux appuis, tandis que pour le calcul les moments en travées, on revient à l'intégralité de « G »

$$G' = 2/3 G$$

$$G = 5.39 \text{ KN/m}^2$$

$$G' = 3.59 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 9.6 \text{ KN/ml}$$

$$q_u' = 8.025 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 6.76 \text{ KN/ml}$$

$$q_s' = 5.58 \text{ KN/ml}$$

➤ **Moments aux appuis :**

✓ **Appuis de rives :**

$M_A = M_D = 0$, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif $M = -0.15 M_0$, talque

$$\text{ELU: } M_0 = \frac{8.025 \cdot 4.3^2}{8} = 18.55 \text{ KN.m} \quad M_0 = \frac{q'l^2}{8} \quad , \quad L = \max (IAB, ICD) = 4.30\text{m}$$

$$\text{ELS: } M_0 = \frac{5.58 \cdot 4.3^2}{8} = 12.90 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELU : } M_A = M_D = -2.78 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_A = M_D = -1.94 \text{ KN.m}$$

✓ **Appuis intermédiaires :**

Chargement répartie

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$l' = \begin{cases} l, & \text{si la travée est de rive} \\ 0.8l, & \text{si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

- ✓ l : longueur de la travée.
- ✓ $l'g$: Longueur fictive de la travée à gauche de l'appui.
- ✓ $l'd$: Longueur fictive de la travée à droite de l'appui.

Appui (B): $l'g = l_{AB} = 4.30\text{m}$, $l'd = 0.8 l_{BC} = 2.64\text{m}$.

ELU: $M_B = -8.025 * \left(\frac{4.30^3 + 2.64^3}{8.5(4.30 + 2.64)} \right) = -13.32\text{KN.m}$

ELS: $M_B = -5.58 * \left(\frac{4.30^3 + 2.64^3}{8.5(4.30 + 2.64)} \right) = -9.26\text{KN.m}$

Appui (C): $l'g = 0.8l_{BC} = 2.64\text{m}$, $l'd = l_{CD} = 4\text{m}$.

ELU: $M_C = -8.025 * \left(\frac{2.64^3 + 4^3}{8.5(2.64 + 4)} \right) = -11.72\text{KN.m}$

ELS: $M_C = -5.58 * \left(\frac{2.64^3 + 4^3}{8.5(2.64 + 4)} \right) = -8.15\text{KN.m}$

➤ **Moments en travées :**

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

Chargement réparti : M_0 : moment max dans la poutre supposée isostatique

$$M_0(x) = \frac{qx}{2} (l - x), \quad X = \frac{l}{2} - \left(\frac{M_g - M_d}{q \cdot l} \right)$$

- ✓ l : longueur de la travée considérée.
- ✓ M_g : Moment de l'appui qui est à gauche de la travée considéré.
- ✓ M_d : Moment de l'appui qui est à droite de la travée considéré.

Travée (AB): $L = 4.30\text{m}$ $X = \frac{4.30}{2} - \left(\frac{0 - (-13.32)}{9.6 \cdot 4.30} \right) = 1.827\text{m}$.

ELU $M_0(x) = \frac{9.6 \cdot 1.827}{2} (4.30 - 1.827) = 21.687\text{KN.m}$

$$M_{AB} = 21.68 + 0 + (-13.32) * \left(\frac{1.827}{4.30} \right) = 16.02\text{KN.m}$$

ELS $M_0(x) = \frac{6.76 \cdot 1.827}{2} (4.30 - 1.827) = 15.271\text{KN.m}$

$$M_{AB} = 15.271 + 0 + (-9.26) * \left(\frac{1.827}{4.30} \right) = 11.34\text{KN.m}$$

Travée (BC): $L = 3.30\text{m}$ $X = \frac{3.30}{2} - \left(\frac{(-13.32) - (-11.716)}{9.6 \cdot 3.30} \right) = 1.70\text{m}$.

$$\text{ELU} \quad M_0(x) = \frac{9.6 \cdot 1.70}{2} (3.30 - 1.70) = 13.0567 \text{KN.m}$$

$$M_{BC} = 13.056 + (-13.32) \cdot \left(1 - \frac{1.70}{3.30}\right) + (-11.716) \cdot \left(\frac{1.70}{3.30}\right) = 0.563 \text{KN.m}$$

$$\text{ELS} \quad M_0(x) = \frac{6.76 \cdot 1.70}{2} (3.30 - 1.70) = 9.193 \text{KN.m}$$

$$M_{BC} = 9.193 + (-9.26) \cdot \left(1 - \frac{1.70}{3.30}\right) + (-8.146) \cdot \left(\frac{1.70}{3.30}\right) = 0.51 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (CD): } L = 4.00\text{m} \quad X = \frac{4.00}{2} - \left(\frac{(-11.716) - (0)}{9.6 \cdot 4.00}\right) = 2.305\text{m.}$$

$$\text{ELU} \quad M_0(x) = \frac{9.6 \cdot 2.305}{2} (4.00 - 2.305) = 18.753 \text{KN.m}$$

$$M_{CD} = 18.75 + (-11.716) \cdot \left(1 - \frac{2.305}{4.00}\right) = 13.79 \text{KN.m}$$

$$\text{ELS} \quad M_0(x) = \frac{6.76 \cdot 2.305}{2} (4.00 - 2.305) = 13.205 \text{KN.m}$$

$$M_{CD} = 13.205 + (-8.146) \cdot \left(1 - \frac{2.305}{4.00}\right) = 9.75 \text{KN.m}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants:**

$$V = V_0 - \left(\frac{Mg - Md}{L}\right)$$

$$\text{Travée(AB): } \quad L = 4.30\text{m}$$

$$V_A = \frac{9.6 \cdot 4.30}{2} - \left(\frac{(0) - (-13.32)}{4.30}\right) = 17.54 \text{KN}$$

$$V_B = -\frac{9.6 \cdot 4.30}{2} - \left(\frac{(0) - (-13.32)}{4.30}\right) = -23.74 \text{KN}$$

$$\text{Travée(BC): } \quad L = 3.30\text{m}$$

$$V_B = \frac{9.6 \cdot 3.30}{2} - \left(\frac{(-13.32) - (-11.716)}{3.30}\right) = 16.326 \text{KN}$$

$$V_C = -\frac{9.6 \cdot 3.30}{2} - \left(\frac{(-13.32) - (-11.716)}{3.30}\right) = -15.353 \text{KN}$$

Travée(CD) : L= 4.00m

$$V_C = \frac{9.6 \cdot 4.00}{2} - \left(\frac{(-11.716) - (0)}{4.00} \right) = 22.129 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{9.6 \cdot 4.00}{2} - \left(\frac{(-11.716) - (0)}{4.00} \right) = -16.271 \text{ KN}$$

Les résultats des sollicitations sont présentés sur les tableaux suivants :

Type 1 :

| TR | L (m) | q (KN/m) | | q minoré (KN/m) | | Mg (KN/m) | | Md (KN/m) | | Mt (KN/m) | | Vg (KN) | Vd (KN) |
|----|-------|----------|------|-----------------|------|-----------|-------|-----------|-------|-----------|-------|---------|---------|
| | | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELU |
| AB | 4.3 | 9.6 | 6.76 | 8.025 | 5.58 | -2.78 | -1.94 | -13.32 | -9.26 | 16.02 | 11.34 | 17.54 | -23.74 |
| BC | 3.3 | 9.6 | 6.76 | 8.025 | 5.58 | -13.32 | -9.26 | -11.72 | -8.15 | 0.563 | 0.51 | 16.326 | -15.353 |
| CD | 4 | 9.6 | 6.76 | 8.025 | 5.58 | -11.72 | -8.15 | -2.78 | -1.94 | 13.79 | 9.75 | 22.129 | -16.271 |

Tableau III.2.2 : Sollicitations des poutrelles à L'ELU et L'ELS.

Type 2 :

| TR | L (m) | q (KN/m) | | q minoré (KN/m) | | Mg (KN/m) | | Md (KN/m) | | Mt (KN/m) | | Vg (KN) | Vd (KN) |
|----|-------|----------|------|-----------------|------|-----------|-------|-----------|-------|-----------|-------|---------|---------|
| | | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELU |
| AB | 4.3 | 9.6 | 6.76 | 8.025 | 5.58 | -2.78 | -1.94 | -14.34 | -9.97 | 15.60 | 11.04 | 17.305 | -23.975 |
| BC | 3.3 | 9.6 | 6.76 | 8.025 | 5.58 | -14.34 | -9.97 | -2.78 | -1.94 | 6.88 | 4.891 | 20.186 | -11.494 |

Tableau III.2.3 : Sollicitations des poutrelles à L'ELU et L'ELS

➤ Planchers à usage d'habitation :

Type 1 :

| TR | L (m) | q (KN/m) | | q minoré (KN/m) | | Mg (KN/m) | | Md (KN/m) | | Mt (KN/m) | | Vg (KN) | Vd (KN) |
|----|-------|----------|------|-----------------|------|-----------|------|-----------|------|-----------|-------|---------|---------|
| | | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELU |
| AB | 4.3 | 6.188 | 4.48 | 4.62 | 3.32 | -1.6 | -1.2 | -7.67 | -5.5 | 10.725 | 7.783 | 11.521 | -15.087 |
| BC | 3.3 | 6.188 | 4.48 | 4.62 | 3.32 | -7.67 | -5.5 | -6.75 | -4.8 | 1.223 | 0.924 | 10.49 | -9.931 |
| CD | 4 | 6.188 | 4.48 | 4.62 | 3.32 | -6.75 | -4.8 | -1.6 | -1.2 | 9.233 | 6.7 | 14.062 | -10.69 |

Tableau III.2.4 Sollicitations des poutrelles à l'ELU et l'ELS

Type 2 :

| TR | L (m) | q (KN/m) | | q minoré (KN/m) | | Mg (KN/m) | | Md (KN/m) | | Mt (KN/m) | | Vg (KN) | Vd (KN) |
|----|-------|----------|------|-----------------|------|-----------|------|-----------|------|-----------|-------|---------|---------|
| | | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELU |
| AB | 4.3 | 6.188 | 4.48 | 4.62 | 3.32 | -1.6 | -1.2 | -8.256 | -5.9 | 10.472 | 7.6 | 11.384 | -15.224 |
| BC | 3.3 | 6.188 | 4.48 | 4.62 | 3.32 | -8.256 | -5.9 | -1.6 | -1.2 | 4.801 | 3.493 | 12.712 | -7.708 |

Tableau III.2.5 : Sollicitations des poutrelles à l'ELU et l'ELS

➤ Plancher Terrasse inaccessible :

Type 1 :

| TR | L (m) | q (KN/m) | | q minoré (KN/m) | | Mg (KN/m) | | Md (KN/m) | | Mt (KN/m) | | Vg (KN) | Vd (KN) |
|----|-------|----------|------|-----------------|------|-----------|------|-----------|------|-----------|-------|---------|---------|
| | | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELU |
| AB | 4.3 | 7.072 | 5.16 | 5.04 | 3.66 | -1.74 | -1.3 | -8.365 | -6.1 | 12.34 | 9.082 | 13.259 | -17.15 |
| BC | 3.3 | 7.072 | 5.16 | 5.04 | 3.66 | -8.365 | -6.1 | -7.358 | -5.3 | 1.772 | 1.32 | 11.974 | -11.364 |
| CD | 4 | 7.072 | 5.16 | 5.04 | 3.66 | -7.358 | -5.3 | -1.74 | -1.3 | 10.704 | 7.821 | 15.984 | -12.305 |

Tableau III.2.6: Sollicitations des poutrelles à l'ELU et l'ELS

Type 2 :

| TR | L (m) | q (KN/m) | | q minoré (KN/m) | | Mg (KN/m) | | Md (KN/m) | | Mt (KN/m) | | Vg (KN) | Vd (KN) |
|----|-------|----------|------|-----------------|------|-----------|------|-----------|------|-----------|-------|---------|---------|
| | | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELU |
| AB | 4.3 | 7.072 | 5.16 | 5.04 | 3.66 | -1.74 | -1.3 | -9.01 | -6.5 | 12.152 | 8.88 | 13.11 | -17.299 |
| BC | 3.3 | 7.072 | 5.16 | 5.04 | 3.66 | -9.01 | -6.5 | -1.74 | -1.3 | 5.65 | 4.134 | 14.398 | -8.939 |

Tableau III.2.7 : Sollicitations des poutrelles à L'ELU et L'ELS

➤ Plancher étage de service

Type 1 :

| TR | L (m) | q (KN/m) | | q minoré (KN/m) | | Mg (KN/m) | | Md (KN/m) | | Mt (KN/m) | | Vg (KN) | Vd (KN) |
|----|-------|----------|------|-----------------|------|-----------|------|-----------|------|-----------|-------|---------|---------|
| | | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELU |
| AB | 4.3 | 7.16 | 5.13 | 5.43 | 3.83 | -1.88 | -1.3 | -9.012 | -6.4 | 12.349 | 8.891 | 13.298 | -17.49 |
| BC | 3.3 | 7.16 | 5.13 | 5.43 | 3.83 | -9.012 | -6.4 | -7.928 | -5.6 | 1.284 | 1.014 | 12.142 | -11.486 |
| CD | 4 | 7.16 | 5.13 | 5.43 | 3.83 | -7.928 | -5.6 | -1.88 | -1.3 | 10.63 | 7.654 | 16.302 | -12.338 |

Tableau III.2.8 : Sollicitations des poutrelles à L'ELU et L'ELS

Type 2 :

| TR | L (m) | q (KN/m) | | q minoré (KN/m) | | Mg (KN/m) | | Md (KN/m) | | Mt (KN/m) | | Vg (KN) | Vd (KN) |
|----|-------|----------|------|-----------------|------|-----------|------|-----------|------|-----------|-------|---------|---------|
| | | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELU |
| AB | 4.3 | 7.16 | 5.13 | 5.43 | 3.83 | -1.88 | -1.3 | -9.704 | -6.8 | 12.052 | 8.682 | 13.137 | -17.651 |
| BC | 3.3 | 7.16 | 5.13 | 5.43 | 3.83 | -9.704 | -6.8 | -1.88 | -1.3 | 5.498 | 3.98 | 14.755 | -8.873 |

Tableau III.2.9 : Sollicitations des poutrelles à L'ELU et L'ELS

III.2.3 Ferrailage des poutrelles:

1. Calcul à l'ELU : Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales, donc ce qui suit, on détaillera les calculs pour le plancher à étage commerciale, pour les autre plancher, les résultats sont résumés dans les tableaux qui sont suit :

➤ **Planchers à usage commercial :**

a. Calcul des armatures longitudinales :

$$M_t = 15.6 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 14.34 \text{ KN.m}$$

$$V = 23.975 \text{ KN}$$

En travée :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

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

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de Compression. On calcule une section rectangulaire $b \times h$.

Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot (d - h_0/2) = 0,65 \cdot 0,4 \cdot 14,2 \cdot (0,18 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ Le calcul sera même pour une section rectangulaire $b \cdot h$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15.6 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.052 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0).$$

Donc $A' = 0$ pas d'armature comprimée. On est dans le pivot A :

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.066$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.066) = 0.175 \text{ m.}$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{tr} = \frac{15.60 \times 10^6}{348 \times 175} \Rightarrow A_{tr} = 256 \text{ mm}^2 = 2.56 \text{ cm}^2.$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 650 \times 180 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 1.41 \text{cm}^2) < A_{tr}$$

On opte pour : $A_{tr} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{cm}^2$.

Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire. $b_0 \times h$

$M_U = 14.341 \text{KN.m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14.341 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14.2} = 0.31 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392)$$

Donc $A' = 0$ pas d'armature comprimée. On est dans le pivot A

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.47$$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.47) = 0.146 \text{m}$.

$$A_a = \frac{M_U}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{14.341 \times 10^6}{348 \times 146} \Rightarrow A_a = 282 \text{mm}^2 = 2.82 \text{cm}^2.$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 180 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 0.22 \text{cm}^2) < A_a$$

On opte pour : $A_a = 2\text{HA}14 = 3.08 \text{cm}^2$

Calcul de l'armature aux appuis de rive:

$M_u = 2.78$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2.78 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14.2} = 0.06 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392)$$

Donc $A' = 0$ pas d'armature comprimée. On est dans le pivot A

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.077$$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.077) = 0.174 \text{m}$.

$$A_{\text{rive}} = \frac{M_t}{\sigma_{\text{st}} \times Z} \Rightarrow A_{\text{rive}} = \frac{2.78 \times 10^6}{348 \times 174} \Rightarrow A_{\text{rive}} = 45.9 \text{ mm}^2 = 0.459 \text{ cm}^2.$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 100 \times 180 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\text{min}} = 0.22 \text{ cm}^2) < A_{\text{rive}}$$

On opte pour : $A_{\text{rive}} = 1\text{HA}8 = 0.5 \text{ cm}^2$.

b. Calcul des armatures transversales :

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par :

$$\Phi_t \leq \min \{h / 35, b_0/10, \Phi_L\}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 8 \text{ mm}$).

$\Phi_t \leq \min \{200/35, 12/10, 8\} = 5.71 \text{ mm}$ on adopte a un étrier Φ_6 .

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

Espacement S_t :

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions Suivantes:

$$1) S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f'_{ij} K)} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \text{ CBA.ArtA.5.1.2.3 } \alpha = 90^\circ \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

(Flexion simple, cadres droites.)

$$f'_{ij} = \min (f_{ij} ; 3.3 \text{ Mpa})$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0.56 \times 0.8 \times 400}{10(1.33 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 25.6 \text{ cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.56 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 56 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

c. Vérification à l'ELU :**➤ Cisaillement**

$$V^{\max} = 23.975 \text{ KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{23.975 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 1.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Vérifié.}$$

➤ Vérification des armatures longitudinales A_l à l'effort tranchant V_u **-Au niveau de l'appui intermédiaire**

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left(23.975 \times 10^3 - \frac{14,341 \times 10^6}{0.9 \times 180} \right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A_l \geq -185.58 \text{ mm}^2$$

-Au niveau de l'appui de rive

On a : $M_U = 2.78 \text{ KNm}$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left(\frac{23.975 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 0.68 \text{ cm}^2 \right) \Rightarrow (A_l = 0.79 \text{ cm}^2) \geq 0.68 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

➤ Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{V_U \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0} = \frac{23.975 \times 10^3 \left((650 - 100) / 2 \right)}{0.9 \times 180 \times 650 \times 40} = 1.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad \tau_u < 3.25 \text{ MPa} \quad \text{Vérifié.}$$

2. Vérification à l'ELS :

Il y a lieu de vérifier :

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

A-Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91(Article B-6-3) :

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

b-Etat limite de compression du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

-En travée : $M_t^{\max} = 11.036 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) + 15A'(h_0 - d') \dots \dots \dots \text{BAEL91.L.III.3}$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = -1.9 \times 10^{-4}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en T \acute{e})

Position de l'axe neutre y :

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

$$10 \times y^2 + [2 \times (65 - 10) \times 4 + 30 \times 3.39] \times y - [(65 - 10) \times 4^2 + 30 \times 18 \times 3.39] = 0$$

$$10y^2 + 541.7y - 2710.6 = 0 \dots \dots \dots (1) \text{ Solution d'\'equation : } y = 4.6 \text{ cm}$$

Moment d'inertie I :

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

$$I = \frac{10 \times 4.6^3}{3} + (65 - 10) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 10) \times 4 \times \left(4.6 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 3.39 \times (18 - 4.6)^2 \Rightarrow I = 11235.6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{11.036 \times 10^{-3}}{11235.6 \times 10^{-8}} \times 0.046 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.52 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < (\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}) \dots \dots \dots$ V\'erifi\'e (BAEL E.III.2)

-En appuis interm\'ediaire : $M_{ser}^{max} = 9.972 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

$$\left(\frac{b_0}{2} \times y^2 \right) + (15 \times A) \times (y - d) = 0 \Rightarrow \frac{10}{2} y^2 + (15 \times 3.08 \times y) - (15 \times 3.08 \times 18) = 0$$

$5y^2 + 33.9y - 610.2 = 0 \dots \dots \dots (2) \text{ Solution d'\'equation : } y = 9.079 \text{ cm}$

$$I = \left(\frac{b_0}{3} \times y^3 \right) + (15 \times A) \times (d - y)^2 \quad I = \frac{10}{3} \times (9.079)^3 + (15 \times 3.08) \times (18 - 9.079)^2 \Rightarrow I = 6171.34 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{9.972 \times 10^{-3}}{6171.34 \times 10^{-8}} \times 0.09079 = 14.67 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < (\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}) \dots \dots \dots$ V\'erifi\'e

Les résultats de l'état limite de compression du béton des différents planchers sont présentés sur le tableau suivant :

| Plancher | En travée | | | | En appui | | | | Observ |
|-----------------------|-----------|--------|----------------------|--------|-----------|--------|----------------------|--------|----------|
| | Mt (KN.m) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ(Mpa) | Ma (KN.m) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ(Mpa) | |
| Etage commercial | 11.04 | 4.6 | 11235.6 | 4.52 | 9.97 | 9.079 | 6171.34 | 14.67 | Vérifier |
| Etage service | 8.682 | 4.6 | 11235.6 | 3.55 | 6.8 | 9.079 | 6171.34 | 10 | Vérifier |
| Etage habitation | 7.6 | 4.6 | 11235.6 | 3.11 | 5.9 | 9.079 | 6171.34 | 8.67 | Vérifier |
| Terrasse inaccessible | 8.88 | 4.6 | 11235.6 | 3.63 | 6.5 | 9.079 | 6171.34 | 9.56 | Vérifier |

Tableau III.2.10: Vérification des états limitent de compression du béton.

c-Etat limite de déformation :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

-Evaluation de la flèche :

D'après le BAEL91 et le CBA93, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \qquad \text{BAEL91 (Article L.VI, 2)}$$

On a : $(\frac{h}{l} = \frac{20}{430} = 0.046) < (\frac{1}{16} = 0.06)$

La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

La flèche admissible pour une poutre inferieur à 5m est de :

$$f_{adm} = (\frac{l}{500}) = \frac{430}{500} = 0.86cm$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées 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 :

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation. $M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$;

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} ; M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

-Propriété de la section

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$I_0 = b \times h^3 / 12 + 15 A (h/2 - d')^2 \quad I_0 = 46587.73 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \quad Y = 4.6 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{3.39}{10 \times 18} \Rightarrow \rho = 0.018$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \quad \dots \dots \dots \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \dots \dots \dots \quad \text{Déformation différée.}$$

$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

-Calcul des contraintes :

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

-Inerties fictifs(I_f) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

-Calcul des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 2.8 = 1.82 \text{ KN/m} \quad q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 5.39 = 3.5 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (5.39 + 5) \Rightarrow q_{pser} = 6.75 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{1.82 \times 4.3^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 3.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.5 \times 4.3^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 6.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{6.75 \times 4.3^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 11.70 \text{ KN.m}$$

$$y = 4.6 \text{ cm}; \quad I_0 = 20405.3 \text{ cm}^4; \quad I = 11235.6 \text{ cm}^4; \quad A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.018} \Rightarrow \lambda_i = 2.37$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 2.37 \Rightarrow \lambda_v = 0.95$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{3.15 \times (0.18 - 0.046) \times 10^{-3}}{11235.6 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 56.32 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{6.06 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.046)}{11235.6 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 108.41 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{11.70 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.046)}{11235.6 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sp} = 209.30 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.018 \times 56.32 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.4$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.018 \times 108.41 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.63$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.018 \times 209.30 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.78 \quad If_{ij} = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + (2.37 \times 0.40)} \Rightarrow If_{ij} = 26280.25 \text{ cm}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + (2.37 \times 0.63)} \Rightarrow If_{ig} = 20580.92 \text{ cm}^4 \quad If_{ip} = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + (2.37 \times 0.78)} \Rightarrow If_{ip} = 17981.23 \text{ cm}^4$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + (0.95 \times 0.63)} \Rightarrow If_{vg} = 32230.5 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{3.15 \times 10^{-3} \times 4.3^2}{10 \times 32164.2 \times 26280.25 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.00068 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{6.06 \times 10^{-3} \times 4.3^2}{10 \times 32164.2 \times 20580.92 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.0017m$$

$$f_{pi} = \frac{11.3 \times 10^{-3} \times 4.3^2}{10 \times 32164.2 \times 17981.23 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.0036m$$

$$f_{vg} = \frac{6.06 \times 10^{-3} \times 4.3^2}{10 \times 10721.4 \times 32230.5 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 0.0032m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.0032 - 0.00068 + 0.0036 - 0.0017 \Rightarrow \Delta f_t = 0.0044m$$

$$\Delta f = 0.44cm \leq f_{adm} = 0.86cm \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

-Etat limite de déformation : $\Delta f \leq f_{adm}$

Les résultats obtenue pour la vérification de la flèche de chaque étage est donnée dans le tableau ci-dessous :

| planchers | Etage commerciale | Etage bureau | Etage habitation | Terrasse inaccessible |
|------------------------------|-------------------|--------------|------------------|-----------------------|
| q_{jser} (KN/m) | 1.82 | 1.82 | 1.82 | 1.82 |
| q_{gser} (KN/m) | 3.5 | 3.5 | 3.5 | 4.51 |
| q_{pser} (KN/m) | 6.75 | 5.13 | 5.25 | 5.17 |
| M_{jser} (KN/m) | 3.15 | 3.15 | 3.15 | 3.15 |
| M_{gser} (KN/m) | 6.06 | 6.06 | 6.06 | 7.81 |
| M_{pser} (KN/m) | 11.7 | 8.89 | 9.10 | 8.96 |
| I_0 (Cm ⁴) | 46587.73 | 45598.93 | 44840.53 | 45598.93 |
| ρ | 0.018 | 0.013 | 0.0087 | 0.013 |
| λ_v | 0.95 | 1.31 | 1.14 | 1.21 |
| λ_i | 2.37 | 3.28 | 2.85 | 3.28 |
| σ_{sj} (Mpa) | 56.32 | 80.21 | 80.21 | 80.098 |
| σ_{sg} (Mpa) | 108.41 | 154.31 | 154.3 | 198.59 |
| σ_{sp} (Mpa) | 209.3 | 226.37 | 226.37 | 227.83 |
| μ_j | 0.4 | 0.41 | 0.033 | 0.41 |
| μ_g | 0.63 | 0.63 | 0.5 | 0.67 |
| μ_p | 0.78 | 0.73 | 0.63 | 0.71 |
| If_{ij} (Cm ⁴) | 26280.25 | 21435.39 | 48251.9 | 21435.39 |
| If_{ig} (Cm ⁴) | 20580.92 | 16391.77 | 20382.06 | 15723.76 |
| If_{ip} (Cm ⁴) | 17981.23 | 14796.11 | 17615.92 | 15108.08 |
| If_{vg} (Cm ⁴) | 32230.5 | 27559.79 | 31416.93 | 27712.056 |
| f_{ji} (mm) | 0.68 | 0.84 | 0.4 | 0.84 |
| f_{gi} (mm) | 1.7 | 2.1 | 1.7 | 1.6 |
| f_{pi} (mm) | 3.6 | 3.4 | 3 | 1.9 |

| | | | | |
|-----------------|-----|-----|-----|-----|
| f_{gv} (mm) | 3.2 | 3.7 | 3.3 | 2.8 |
| Δf (mm) | 4.4 | 4.2 | 4.2 | 2.2 |
| f_{adm} (mm) | 8.6 | 8.6 | 8.6 | 8.6 |

Tableau III.2.11: Vérification des états limitent de déformation

III.2.4 Le résumé des ferrillages de toutes les poutrelles

Après, vérification de la flèche, le ferrillage final opté pour l'ensemble des poutrelles est résumé dans le tableau suivant :

| | | M (KNm) | μ_{bu} | α | Z (cm) | A_{cal} (cm ²) | A_{min} (cm ²) | A_{adopte} (cm ²) |
|-----------------------|----------------|------------|------------|----------|-----------|------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| Etage commerciale | Travée | 15.597 | 0.0523 | 0.0672 | 0.175 | 2.559 | 1.412 | 3HA12=3.39 |
| | Appuis Interm | 14.341 | 0.312 | 0.484 | 0.145 | 2.841 | 0.217 | 2HA14=3.08 |
| | Appuis de rive | 2.78 | 0.0606 | 0.0782 | 0.174 | 0.458 | 0.217 | 1HA8=0.5 |
| Etage service | Travée | 12.05 | 0.04 | 0.0515 | 0.176 | 1.965 | 1.41 | 3HA12=3.39 |
| | Appuis interm | 9.704 | 0.2114 | 0.3004 | 0.158 | 1.76 | 0.217 | 2HA12=2.26 |
| | Appuis de rive | 1.88 | 0.0410 | 0.0523 | 0.176 | 0.306 | 0.217 | 1HA8=0.5 |
| Etage habitation | Travée | 10.472 | 0.0351 | 0.0447 | 0.176 | 1.702 | 1.412 | 3HA12=3.39 |
| | Appuis interm | 8.256 | 0.179 | 0.249 | 0.162 | 1.465 | 0.217 | 2HA12=2.26 |
| | Appuis de rive | 1.6 | 0.0349 | 0.044 | 0.176 | 0.26 | 0.217 | 1HA8=0.5 |
| Terrasse inaccessible | Travée | 12.152 | 0.0407 | 0.052 | 0.176 | 1.981 | 1.412 | 3HA12=3.39 |
| | Appuis interm | 9.007 | 0.196 | 0.275 | 0.16 | 1.615 | 0.217 | 2HA12=2.26 |
| | Appuis de rive | 1.74 | 0.0379 | 0.048 | 0.176 | 0.283 | 0.217 | 1HA8=0.5 |

Tableau III.2.12. Calcul des sections d'armatures des poutrelles

III.4.6 Schéma de ferrillage des poutrelles :

| Type | Travée | Appui intermédiaire | Appui de rive | |
|------------------|--------------|---------------------|---------------------|---------------|
| Etage commercial | | | | |
| | Type | Travée | Appui intermédiaire | Appui de rive |
| | Etage Bureau | | | |
| Type | | Travée | Appui intermédiaire | Appui de rive |
| Etage habitation | | | | |
| | Type | Travée | Appui intermédiaire | Appui de rive |

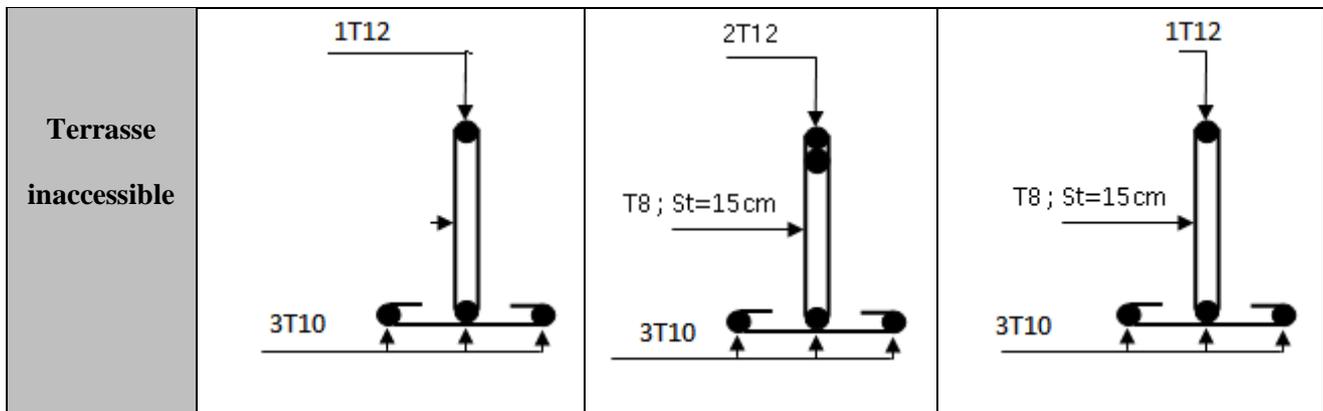


Tableau III.2.13: Le schéma de ferrailage des poutrelles

III.2.5 Etude de la dalle de compression :

On utilise un treillis soudé de nuance $f_e = 400\text{Mpa}$

-Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65(\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

On choisi t: $5\Phi 8 = 2.51\text{cm}^2$; $(St = 20\text{cm}) \leq 20\text{cm} \dots \dots \dots$ Vérifié.

- Armatures parallèles aux poutrelles $A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 1.25\text{cm}^2/\text{ml}$; On choisit :

$4\phi 8 = 2.01\text{cm}^2 / m$; $(St = 25) \leq 33\text{cm} \dots \dots \dots$ C'est vérifier

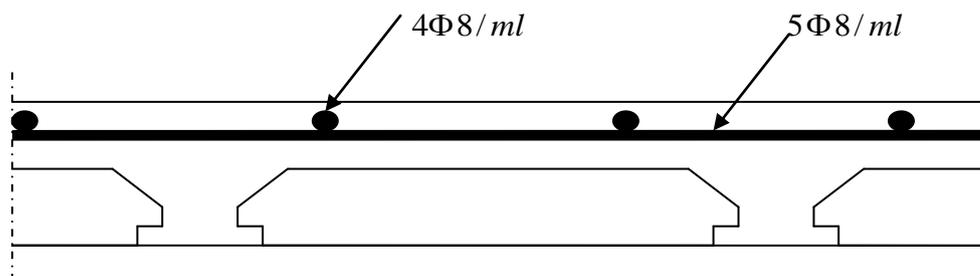


Figure III.7: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3. Etude des dalles pleines :

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

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

l_x : la plus petite dimension du panneau.

l_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si : $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens.

Si : $\rho > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

III.3.1. Dalle pleine sur trois appuis :

III.3.1.1. Méthode de calcul :

Le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

$$1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_o^y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_o^x = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$2) l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_o^y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_o^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

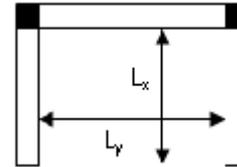


Figure III.8. Dalle sur trois appuis

III.3.1.2. Calcul de l'élancement de la dalle ρ :

$$\rho = \frac{1,10}{5,05} = 0,22 \Rightarrow \rho \leq 0,4 \Rightarrow \text{La dalle se comporte comme une poutre}$$

\Rightarrow La flexion est dans un seul sens (sens de l_x). La flexion selon l_y est négligeable.

$$\frac{L_y}{2} = \frac{5,05}{2} = 2,525 \Rightarrow L_x < \frac{L_y}{2} \quad \text{Donc : } \begin{cases} M_o^y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_o^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

III.3.1.3. Combinaisons de charges :

On a: $G = 4.59 \text{KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{KN/m}^2$

$$Pu = 1.35x G + 1.5x Q = 1.35x (4.59) + 1.5 x (3.5) \Rightarrow Pu = 11.45 \text{KN/m}^2$$

$$Ps = G + Q = 4.59 + 3.5 \Rightarrow Ps = 8.09 \text{KN/m}^2$$

III.3.1.4. Calcul des sollicitations:

$$\begin{cases} M_o^y = \frac{11.45 \times 1.10^3}{6} \\ M_o^x = \frac{11.45 \times 1.10^2 \times 5.05}{2} - \frac{2 \times 11.45 \times 1.10^3}{3} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_o^y = 2.54 \text{KN} / m \\ M_o^x = 24.82 \text{KN} / m \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85M_0^x = 0.85 \times 24.82 = 21.097 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75M_0^y = 0.75 \times 2.54 = 1.9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis :

$$M_y^a = M_x^a = 0.5 \times M_0^x = 0.5 \times 24.82 = 12.41 \text{ KN.m}$$

III.3.1.5. Ferrailage a l'E.L.U :

On fera le calcul de la dalle à la flexion simple pour une bonde de 1m de largeur et de 12cm d'épaisseur.

Détermination de la hauteur utile d :

Le diamètre maximal des armatures à utiliser dans le ferrailage est :

$$\varphi_x^{\max} \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \varphi_x^{\max} \leq \frac{120}{10} = 12 \text{ mm, soit } \varphi_x = 12 \text{ mm}$$

On prend l'enrobage $c'=2\text{cm}$

$$dx = e - \left(\frac{\varphi_x}{2} + c' \right) \Rightarrow dx = 12 - \left(\frac{1.2}{2} + 2 \right) = 9.4 \text{ cm}$$

$$dy = e - \left(\frac{3}{2} \varphi_x + c' \right) \Rightarrow dy = 12 - \left(\frac{3}{2} \times 1.2 + 2 \right) = 8.2 \text{ cm}$$

En travée :

Sens x-x

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{21.097 \times 10^{-3}}{1 \times 0.094^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.17 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.23; Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.085 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{21.097 \times 10^{-3}}{348 \times 0.085} \Rightarrow A = 7.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA14=7.70cm²

Sens-y-y

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.9 \times 10^{-3}}{1 \times 0.082^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.019 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.023 ; Z = 0.081m ; A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{1.9 \times 10^{-3}}{348 \times 0.081} \Rightarrow A = 0.67cm^2$$

On opte pour 3HA8=1.51cm

En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{12.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.082^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.13 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.17 ; z = 0.076m ; A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{12.41 \times 10^{-3}}{348 \times 0.076} \Rightarrow A = 4.69cm^2$$

On opte pour 5HA12=5.65cm²

III.3.1.6. Vérification à l'E.L.U :

a-Condition de non fragilité :

Pour $e \geq 12$ cm et $\rho \leq 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$

$f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$.

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.33cm^2 \leq A_x = 7.13cm^2 \\ A_y^{\min} = 0.96cm^2 \leq A_y = 1.51cm^2 \end{cases} \quad \text{.....Vérifier}$$

- Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

| | | M (KN.m) | μbu | α | Z(m) | A _{cal} (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{adop} (cm ²) |
|--------|-----|-------------|-------|-------|-------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|
| travée | x-x | 21.097 | 0.392 | 0.2 | 0.086 | 7.13 | 1.33 | 5T14=7.70 |
| | y-y | 1.9 | 0.019 | 0.028 | 0.081 | 0.67 | 0.96 | 3T8=1.51 |
| Appui | | 12.41 | 0.13 | 0.17 | 0.076 | 4.69 | 0.96 | 5T12=5.65 |

Tableau.III.3.1. Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.

b-Calcul de l'espace des armatures :

- // à L_x : $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow St_x = 20cm < 33cm$ Vérifié.
- // à L_y : $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow St_y = 33cm < 45cm$ Vérifié.

c-L'effort tranchant :

$$V_{max} = \frac{P_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{11.45 \times 5.05}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.22}{2}} = 26.04 KN$$

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_{max} = \frac{26.04 \times 10^{-3}}{1 \times 0.082} \Rightarrow (\tau_{max} = 0.32 MPa) < (\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 MPa)$$

III.3.1.7. Vérification a l'ELS :

a-Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

b- Vérification des contraintes de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

c- Vérification des contraintes de compression dans l'acier :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 201.63 MPa.$$

$$\begin{cases} M_0^x = 8.09 \times \frac{1.1^2}{2} \times 5.05 - \frac{2 \times 8.09 \times 1.1^3}{3} = 17.53 KN.m \Rightarrow M_t^x = 0.85 \times 17.53 = 14.90 KN.m \\ M_0^y = 8.09 \times \frac{1.1^3}{6} = 1.79 KN.m \Rightarrow M_t^y = 0.75 \times 1.79 = 1.34 KN.m \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

| | | M (KN.m) | A (cm ²) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | σ_{st} (MPa) | observation |
|--------|-----|-------------|-------------------------|-----------|-------------------------|------------------------|---------------------|--------------|
| travée | x-x | 14.90 | 7.70 | 3.64 | 5439.63 | 9.97 | 236.66 | Non vérifier |
| | y-y | 1.34 | 1.51 | 1.71 | 1120.69 | 2.044 | 116.4 | vérifier |
| Appui | | 8.76 | 5.65 | 2.97 | 3191.43 | 8.15 | 215.33 | Non vérifier |

Tableau III.3.2 Vérification des contraintes dans le béton.

Donc : il faut augmenter la section d'acier.

| | | M (KN.m) | A (cm ²) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ _{bc} (MPa) | σ _{st} (MPa) | observation |
|--------|-----|-------------|-------------------------|-----------|-------------------------|--------------------------|-----------------------|-----------------|
| travée | x-x | 14.90 | 5T16=10.05 | 4.025 | 6528.73 | 6.72 | 184 | vérifier |
| | y-y | 1.34 | 1.51 | 1.71 | 1120.69 | 2.044 | 137.92 | vérifier |
| Appui | | 8.76 | 5T14=7.70 | 3.35 | 3970.02 | 7.39 | 160.52 | vérifier |

Tableau.III.3.3: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

-Etat limite de déformation :

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

Sens x-x :

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) l \Rightarrow 0.12 \geq \max\left(0.037; \frac{21.097}{20 \times 24.82}\right) \times 1.1 = 0.05 \dots \text{vérifier}$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}; (b = 1m) \Rightarrow 7.70 \text{cm}^2 \leq \frac{2 \times 1 \times 0.094}{400} = 4.7 \text{cm}^2 \dots \text{Non vérifier}$$

Sens y-y :

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) l \Rightarrow 0.12 \leq \max\left(0.037; \frac{1.9}{20 \times 2.54}\right) \times 5.05 = 0.18 \dots \text{Non vérifier}$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}; (b = 1m) \Rightarrow 1.51 \text{cm}^2 \leq \frac{2 \times 1 \times 0.082}{400} = 4.1 \text{cm}^2 \dots \text{vérifier}$$

Sens x-x :

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche conformément au CBA93 et au BAEL91.

$$L < 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{110}{500} = 0.22 \text{cm}.$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 0.012 \text{cm}; \quad f_{gi} = 0.02 \text{cm}; \quad f_{gv} = 0.06 \text{cm}; \quad f_{pi} = 0.052 \text{cm}.$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.08 \text{cm} < f_{adm} = 0.22 \text{cm}; \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

Sens y-y :

La première condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche conformément au CBA93 et au BAEL91.

$$L > 5m \Rightarrow f_{adm} = 0.5cm + \frac{l}{1000} = 0.5 + \frac{505}{1000} = 1.005cm$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 0.0273cm ; \quad f_{gi} = 0.0418cm; \quad f_{gv} = 0.1256cm; \quad f_{pi} = 0.07381cm..$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.13019cm < f_{adm} = 1.005cm ; \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

III.3.1.8. Schéma de ferrailage

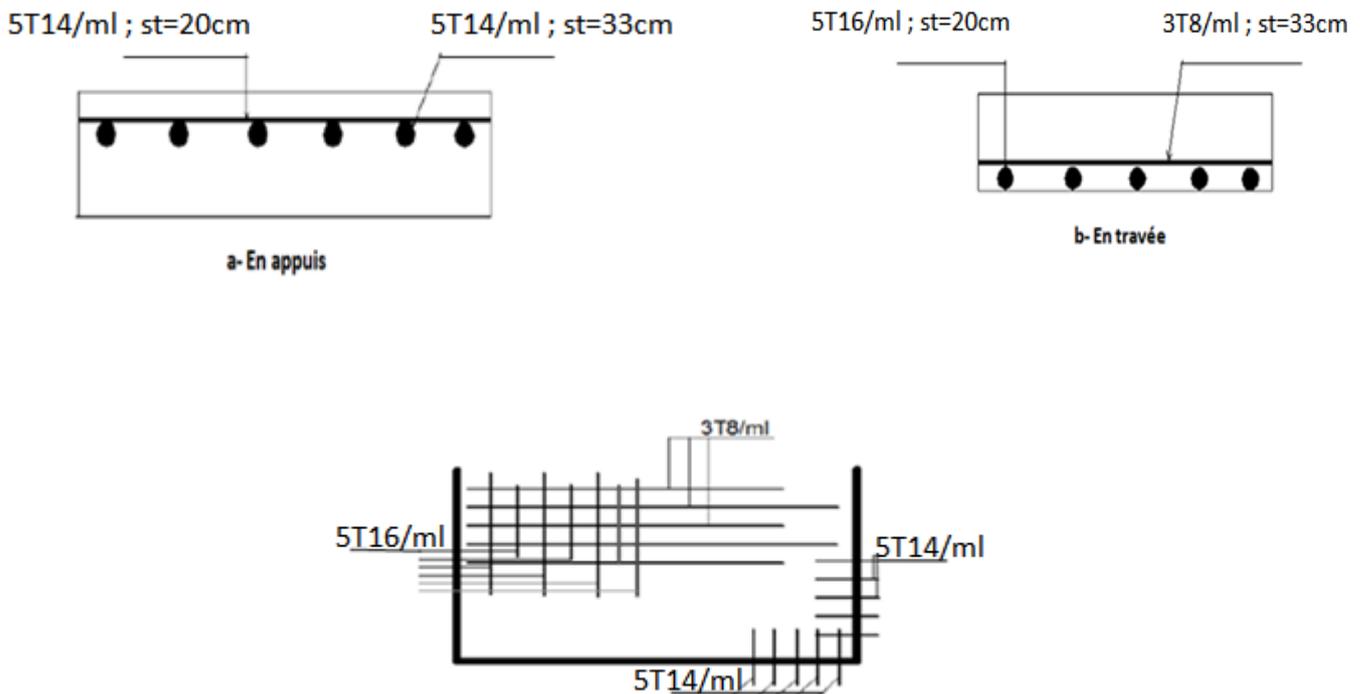


Figure III.9:Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.

III.3.2.Dalle pleine sur deux appuis :

$$L_x = 1.2 \text{ m} ; \quad L_y = 5.05m.$$

$$\rho = \frac{1.2}{5.05} = 0.24 \Rightarrow \rho \leq 0.4$$

⇒ La dalle travaille sur un seul sens.

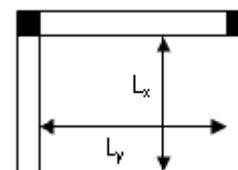


Figure III.10. dalle sur deux appuis

II.3.2.1. Combinaisons de charges :

On a: $G = 4.59\text{KN/m}^2$; $Q = 3.5\text{KN/m}^2$

$$q_u = 1.35x G + 1.5x Q = 1.35x (4.59) + 1.5 x (3.5) \Rightarrow q_u = 11.45\text{KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 4.59 + 3.5 \Rightarrow q_s = 8.09\text{KN/m}^2$$

III.5.2.2. Calcul des sollicitations :

$$M_{0u}^x = \frac{q_u * l_x^2}{8} = \frac{11.45 * 1.2^2}{8} = 2.061\text{KN.m.}$$

$$M_{Ser} = \frac{8.09 * 1.2^2}{8} = 1.46\text{KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0.85 * M_{0u}^x = 1.75\text{KN.m}$$

En appuis :

$$M_a = 0.4 * M_{0u}^x = 0.82\text{KN.m}$$

L'effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u * l_x}{2} = 6.87\text{KN}$$

III.3.2.3. Ferrailage :

On fera le calcul de la dalle à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur et de 12cm d'épaisseur $\Rightarrow b = 100\text{cm}$, $h = 12\text{cm}$, $d = 10\text{cm}$, $f_{bu} = 14.2\text{MPa}$

| | M (KN.m) | μ_{bu} | α | Z(m) | A_{cal} (cm ²) | A_{adop} (cm ²) |
|---------------|----------|------------|----------|--------|------------------------------|-------------------------------|
| travée | 1.75 | 0.012 | 0.015 | 0.099 | 0.5 | 5HA8 =2.51 |
| Appui | 0.82 | 0.006 | 0.008 | 0.0996 | 0.24 | 4HA8 =2.01 |

Tableau.III.3.4. Le ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis

III.3.2.4. Les armatures de répartition :

$$A_y = \frac{A_s}{4} = 0,627\text{cm}^2 / \text{ml}; \text{ Soit } A_r = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2 / \text{ml.}$$

III.5.2.5. Calcul de l'espacement des armatures :

- // à L_x : $S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}$ Vérifié.

- // à L_y : $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_{t_y} = 25cm < 45cm$ Vérifié.

III.3.2.6. Vérification :

- **La condition de non fragilité :**

$e = 12cm$ et $\rho \leq 0,4 \Rightarrow A_{min} = \rho_0 * b * e$.

$A_{min} = 0,0008 * 1 * 0.12 = 0.96cm^2 < A_t$ Vérifiée.

- **L'effort tranchant :**

$$V_u = \frac{q_u * l_x}{2} = 6.87KN$$

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b * d} \Rightarrow \tau_{max} = \frac{6.87 * 10^{-3}}{1 * 0.1} \Rightarrow (\tau_{max} = 0.068 MPa) < (\bar{\tau} = 0.05 * f_{c28} = 1.25MPa)$$

III.3.2.7. Vérification a l'ELS :

- **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$; $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y$; $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

- **Vérification des contraintes de compression dans l'acier :**

$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} * f_e; (110 \sqrt{\eta * f_{ij}}) \right] = 201.63MPa$.

En travée :

$M_t = 0.85 * M_{ser} = 1.24KN.m$

En appuis :

$M_a = 0.4 * M_{ser} = 0.584KN.m$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

| | M (KN.m) | A (cm ²) | Y (cm) | I (cm ²) | σ_{bc} (MPa) | σ_{st} (MPa) | observation |
|---------------|-------------|-------------------------|-----------|-------------------------|------------------------|---------------------|-----------------|
| travée | 1.24 | 2.51 | 2.39 | 2635.45 | 1.125 | 53.71 | vérifier |
| Appui | 0.584 | 2.01 | 2.17 | 2189.07 | 0.58 | 31.33 | vérifier |

Tableau III.3.5. Vérification des contraintes dans le béton.

- **Etat limite de déformation :**

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{0.12}{1.2} = 0.10 > \frac{1}{16} = 0.0625.$$

$$2) \frac{h}{l} > \frac{Mt}{10 * M_0} \Rightarrow \frac{h}{l} > \frac{1.75}{10 * 2.061} = 0.085.$$

$$3) \frac{A}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{A}{b * d} = \frac{2.51}{100 * 10} = 0.0025 < \frac{4,2}{400} = 0.0105.$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

III.3.2.8. Schéma de ferrailage :

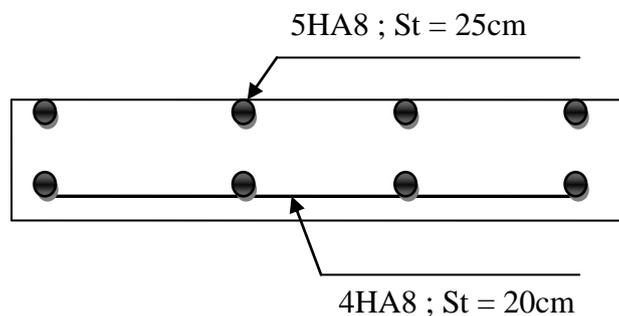


Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis

III.4. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son Poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III.4.1. Hypothèse de calcul :

L'acrotère est sollicité en flexion composée.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

III.4.2. Evaluation des charges

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + 0.003/2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids propre : } G1 = 25 \times 0.0685 \times 1 = 1.71 \text{ KN}$$

$$\text{Poids d'enduit de ciment intérieur (0.02m) :}$$

$$G2 = 20 \times 0.02 \times 1 \times 0.6 = 0.24 \text{ KN}$$

$$\text{Poids d'enduit de ciment extérieur (0.015m) :}$$

$$G3 = 20 \times 0.015 \times 1 \times 0.6 = 0.18 \text{ KN}$$

$$\text{WP} = G1 + G2 + G3 = 2.13 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

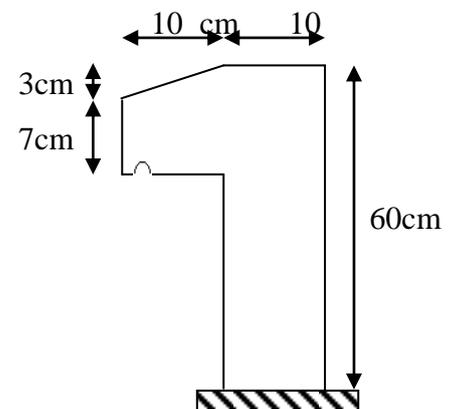


Figure III.12. Coupe de l'acrotère

La force sismique : $F_p=4 A CP WP$ (**RPA Article 6.2.3**)

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A=0,15$).

CP : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

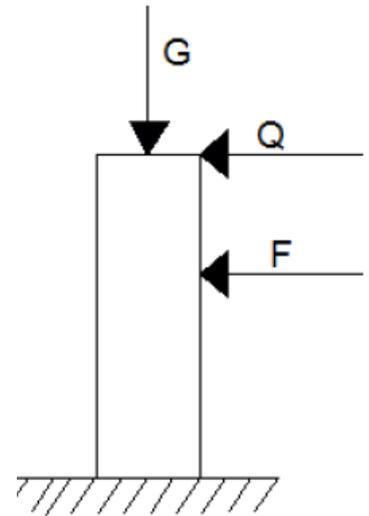
WP : Poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,13 \Rightarrow F_p = 1,022 KN$.

Le centre de gravité de la section est $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{(5 \times 600) + (15 \times 70) + (13,33 \times 15)}{600 + 70 + 15} = 6,20 cm;$$

$$Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{(30 \times 600) + (53,5 \times 70) + (58 \times 15)}{600 + 70 + 15} = 33,01 cm$$



III.4.3. Calcul des sollicitations

L'acrotère est sollicité par :

$$N_G=2,13 KN \quad ; \quad M_G=0 KN.m$$

$$N_Q=0 KN \quad ; \quad M_Q=Q \times h=1 \times 0,6=0,6 KN.m$$

$$N_{FP}=0 KN \quad ; \quad M_F=F_p \times y_g=1,022 \times 0,33=0,34 KN.m$$

Le calcul se fait en flexion composée d'une bonde de 1m.

| Combinaison de charge | RPA 99 | ELU | ELS |
|-----------------------|--------|-------|------------|
| | | G+Q+E | 1,35G+1,5Q |
| N(KN) | 2,13 | 2,87 | 2,13 |
| M(KN.m) | 0,94 | 0,94 | 0,6 |

Tableau III.4.1. Les sollicitations de calcul pour l'acrotère.

III.4.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

La combinaison à considérer est : $1,35G + 1,5Q$.

$$N_U= 2,87 KN ; M_U=0,94 KN.m$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,94}{2,87} = 0,33 m; \quad \frac{0,6}{6} = 0,1 m$$

$e_1 > \frac{H}{6}$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Note :

Pour la justification vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme nous allons remplacer e_1 par e qui est l'excentricité réelle de calcul avec:

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

e_a : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_1 : l'excentricité structurale.

e_2 : l'excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2\text{cm}; \frac{60}{250}\right) = 0.24\text{cm} \quad \text{(RPA Article A.4.3.5)}$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2 + \alpha \times \Phi)}{10000 \times h}; \quad \text{avec} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

($\Phi=2$) : Le rapport de déformation due aux fluages à la déformation instantanée sous la charge. α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $L_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m}$.

$$h_0 = 0.1\text{m}; \quad e_2 = \frac{3 \times (1.2)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.10} = 0.0063\text{m}$$

D'où $e_t = e_a + e_1 + e_2 = 0.24 + 0.1 + 0.0036 = 0.34\text{m}$

III.4.5. Ferrailage de la section

$$\sigma_{st} = 348\text{Mpa}; \quad \sigma_{bu} = 14.2\text{Mpa} \quad N_u = 2.87\text{KN}; \quad M_u = N_u \times e = 2.87 \times 0.34 = 0.97\text{KN.m}$$

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

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.97 + 2.87 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2}\right) \Rightarrow M_{uA} = 1.056\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d \times \sigma_{bu}} = 0.012; \quad \mu_{bu} < \mu_t = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

D'où: $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.015$; $Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.079\text{cm}$

$$A_t = \frac{M_{uA}}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{1.056 \times 10^6}{348 \times 79} \Rightarrow A_t = 38.41 \text{ mm}^2 = 0.384 \text{ cm}^2.$$

Donc, la section à la flexion composée sera : $A_s = A_t - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.30\text{cm}^2$

III.4.6. Vérification à l'ELU**-Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,96 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ on ferraille avec A_{\min} et on adopte pour 4HA8 = 2,01 cm²/ml.

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s/4 = 2,01/4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3 \text{ HA8} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

-Espacement :

Armatures principales : $S_t \leq (100/4 = 25 \text{ cm}) \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : $S_t \leq (100/3 = 33,33 \text{ cm}) \rightarrow$ on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

-Vérification au cisaillement :

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

$$\tau \leq \min(0,13 \times f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \min(3,25; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 3,25 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1,5 \times (FP+Q) = 1,5 \times 2,022 = 3,033 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3,033 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,038 \text{ Mpa}$$

$$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

$$\text{-Vérification de l'adhérence : } \tau_s = \frac{V_u}{(0,9 \times d \times \sum \mu_i)}$$

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm} ; \tau_s = \frac{3,033 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,07 \times 100,48 \times 10^{-3}} = 0,48 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ Mpa} \quad \psi = 1,5 \quad \text{Pour les HA.}$$

$$\tau_s < \bar{\tau}_s \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

III.4.7. Vérification à l'ELS

$d = 0,08 \text{ m} ; N_{\text{ser}} = 2,13 \text{ KN} ; M_{\text{ser}} = 0,6 \text{ KN.m} ; \eta = 1,6$ pour les HA

-Vérification des contraintes : BAEL

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y) / \mu_t ; \quad \text{avec } \mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y)$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

-Position de l'axe neutre :

$$C = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6/2.13) + (0.08 - 0.1/2) \Rightarrow e_1 = 0.31 \text{ m.}$$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de section $\rightarrow c = 0.08 - 0.31 \Rightarrow c = -0.23 \text{ m.}$

$$y = y_c + c ; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

$$P = -3 \times c^2 + 90 \times A \times \frac{(d-c)}{b} - 90 \times \frac{A'}{b} (c-d') \qquad q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b}$$

$$P = -3 \times (-0.23)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08+0.23)}{1} \Rightarrow P = -0.15 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.23)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08+0.23)^2}{1} \Rightarrow q = 0.026 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne :

$$\text{Soit } \Delta = 4P^3 + 27q^2 \rightarrow \Delta = 0.0048 > 0$$

Donc il existe une racine réelle telle que :

$$t = \frac{1}{2} \times (-q + \sqrt{\Delta}) = \frac{1}{2} \times (-0.026 + \sqrt{0.0048}) = 0.022$$

$$Z = t^{1/3} = (0.022)^{1/3} = 0.28 \text{ m}$$

$$y_c = Z - \frac{P}{3Z} = 0.46 \text{ m}$$

$$y = y_c + c = 0.46 - 0.23 = 0.23 \text{ m}$$

$$\mu_t = 2.64 \times 10^{-2} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.13 \times 10^{-3}}{2.64 \times 10^{-2}} \times 0.23 \Rightarrow (\sigma_{bc} = 0.018 \text{ MPa}) < \overline{\sigma}_{bc}$$

III.4.8. Schéma de ferrailage :

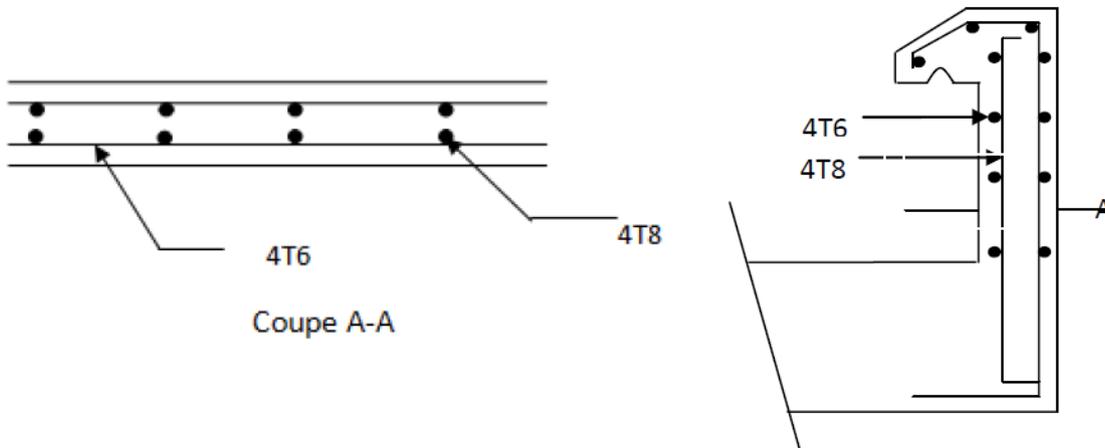


Figure III.13 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.5. Etude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle, c'est pour ça on prend l'épaisseur de la dalle égale à 20cm.

III.5.1. Evaluation des charges et surcharges

$G_1 = 25 \times 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2$ poids de la dalle en béton armée.

$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2$ poids du revêtement en béton armée ($e = 5\text{cm}$)

$$G' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{2.4} = 60.41 \text{ KN/m}^2. \text{ Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G_1 + G_2 + G' = 66.51 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

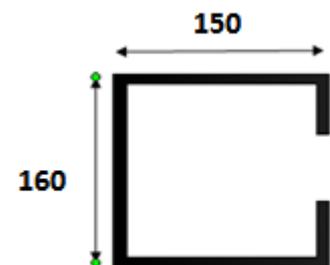


Figure III.14. Coupe sur la cage d'ascenseur

III.5.2. Cas d'une charge répartie

Calcul des sollicitations

A P'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 66.51 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 91.28 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{1.6} = 0.94 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases} \quad \text{BAEL(Annexe1)}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0419 \times 91.28 \times 1.5^2 \Rightarrow M_0^x = 8.60 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.45 \text{KNm}$$

-Calcul des moments réels

$$\text{En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 6.45 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.33 \text{KNm}$$

En appui :

$$M_a^{\text{rive}} = -0.3M_0^x = -2.58 \text{KNm}$$

$$M_a^{\text{int}} = -0.5M_0^x = -4.3 \text{KNm}$$

III.5.3. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à

La flexion simple avec $d_x = 18 \text{cm}$ et $d_y = 17 \text{cm}$.

Les résultats sont résumés, dans le tableau suivant :

| Sens | | M (KN.m) | μ_{bu} | α | Z (m) | A_{cal} (cm ² /ml) | $A_{adopté}$ |
|--------|-----|----------|------------|----------|-------|---------------------------------|--------------|
| travée | x-x | 6.45 | 0.0025 | 0.0031 | 0.179 | 1.035 | 4T8=2.01 |
| | y-y | 6.33 | 0.0026 | 0.0032 | 0.169 | 1.076 | 4T8=2.01 |
| appui | int | 4.3 | 0.0017 | 0.0021 | 0.179 | 0.69 | 4T8=2.01 |
| | riv | 2.58 | 0.001 | 0.0012 | 0.179 | 0.414 | 4T8=2.01 |

Tableau III. 5.1 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d’ascenseur

III.5.4. Vérification à l’ELU

-La condition de non fragilité

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $e = 20cm$; $b = 100 cm$; $\rho = 0.94$

$$\left. \begin{matrix} e > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.65cm^2 / ml \\ A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml \end{cases}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots Vérifiée.$$

-Calcul des espacements

Sens x-x' : $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Sens y-y' : $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ on adopte $S_t = 25cm$

| | M_t (KN.m) | M_a (KN.m) | A_t^{cal} (cm ² /ml) | A_t^{min} (cm ² /ml) | A_a^{cal} (cm ² /ml) | A_a^{min} (cm ² /ml) | A_t^{adp} (cm ² /ml) | A_a^{adp} (cm ² /ml) |
|------------------|--------------|--------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Sens x-x' | 6.45 | 4.3 | 1.035 | 1.65 | 0.69 | 1.65 | 5T8=2.51 | 5T8=2.51 |
| Sens y-y' | 6.33 | 2.58 | 1.076 | 1.6 | 0.414 | 1.6 | 4T8=2.01 | 4T8=2.01 |

Tableau III.5.2 : ferrailage de la dalle d’ascenseur

-Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

$\rho = 0.94 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

$$\text{Sens x - x : } V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 45.64 \text{KN}$$

$$\text{Sens y - y : } V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 46.57 \text{KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{45.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.25 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \quad \text{Vérfié.}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{46.57 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.26 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \quad \text{Vérfié.}$$

III.5.5. Vérification à l'ELS

$$\nu = 0.2$$

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 66.51 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 67.51 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.46 \text{KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.78 \text{KNm} \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x' : } M_{iser}^x = 0.75 \times M_0^x = 5.6 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y' : } M_{iser}^y = 0.85 \times M_0^y = 5.76 \text{KNm}$$

-Vérification des contraintes

$$\text{Etat limite de compression de béton : } \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Sens x-x : } A_x = 2.51 \text{cm}^2, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad d = 18 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0 ; A' = 0.$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$\text{On trouve : } y = 3.32 \text{cm}, \quad I = 9333.47 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2 \text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier.}$$

$$\text{Sens y-y : } A_y = 2.01 \text{cm}^2; \quad b = 100 \text{cm}; \quad d = 17 \text{cm}; \quad y = 2.91 \text{cm}; \quad I = 6807.02 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.46 \leq 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier.}$$

III.5.6. Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impacte.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

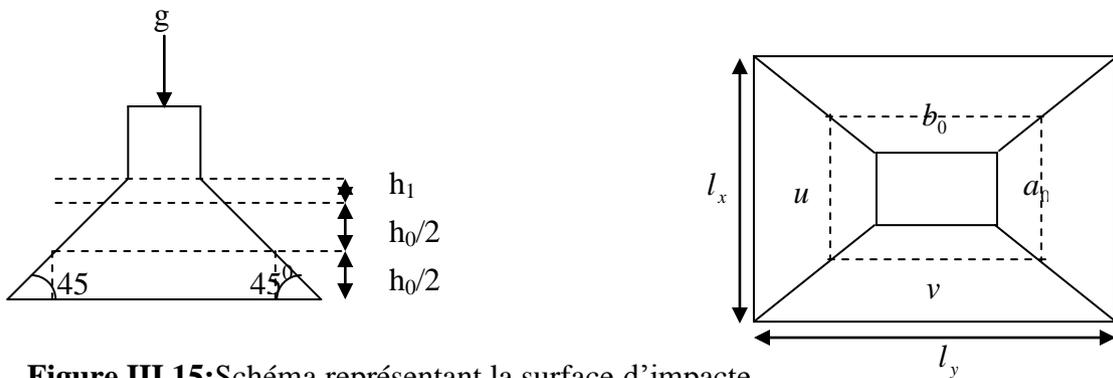


Figure III.15:Schéma représentant la surface d'impacte.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \quad \text{BAEL91.}$$

On a une vitesse $V = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \end{cases}$$

III.5.6.1. Calcul à l'ELU

- Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_{y1} = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3KN$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow P_u = 97.605 \text{ KN}$$

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} ; \quad \frac{u}{l_x} ; \quad \frac{v}{l_y} ; \quad \rho = 0.94 ; \quad \frac{u}{l_x} = \frac{110}{150} = 0,73 ; \quad \frac{v}{l_y} = \frac{110}{160} = 0,68$$

En utilisant l'abaque de pigeant on obtient :

$$M_1 = 0.082 \dots\dots\dots [\text{Annexe 02}]$$

$$M_2 = 0,055$$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.082 = 8 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.055 = 5.37 \text{ KNm} \end{cases}$$

Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle:

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases} \quad \text{BAEL (Annexe 1)}$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$G = 25 \times 0,2 + 22 \times 0,05 = 6.1 \text{ KN/ml}; \quad Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,35 \times 6.1 + 1,5 \times 1 = 9,73 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.92 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.8 \text{ KNm}$$

Superposition des moments :

$$\text{Les moments agissants sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.92 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.17 \text{ KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 8.92 = 6.69 \text{ KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times 6.17 = 5.24 \text{ KNm} \end{cases}$$

En appuis : $M_y^a = M_x^a$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a^{rive} = -0.3M_0^x = -2.67 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -0.5M_0^x = -4.46 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

-Le ferrailage : le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur, $dx=18\text{cm}$ et $dy=17\text{cm}$.

| | M_t (KN.m) | M_a (KN.m) | A_t calculé (cm ² /ml) | A_t^{\min} (cm ² /ml) | A_a calculé (cm ² /ml) | A_a^{\min} (cm ² /ml) | A_t adopté (cm ² /ml) | A_a adopté (cm ² /ml) |
|-------------|-----------------|-----------------|--|---------------------------------------|--|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| Sens x-x | 8.92 | 4.46 | 1.43 | 1.65 | 0.71 | 1.65 | 5T8=2.51 | 5T8=2.51 |
| Sens y-y | 6.17 | 2.67 | 1.049 | 1.6 | 0.45 | 1.6 | 4T8=2.01 | 4T8=2.01 |

Tableau III.5.3 : ferrailage de la dalle de la salle des machines

1-Vérification à l'ELU

a- Le diamètre des barres

Il faut vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$ Vérifiée.

Vérification au poinçonnement :

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec : p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (110 + 110) \Rightarrow U_c = 440 \text{ cm.}$$

Or $p_u = 97.605 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 660 \text{ KN.}$ Pas de risque de poinçonnement.

c-Vérification de l'effort tranchant : $b=100\text{cm}$; $d=17\text{cm}$.

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

On a $v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 29.57 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.174 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$ Vérifié.

d- Espacement des barres :

Sens x-x': $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2e; 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm}$.

Sens y-y': $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

2-Vérification à l'E.L.S

Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN}$.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.082 + 0.2 \times 0.05) = 6.65 \text{ KNm} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.05 + 0.2 \times 0.082) = 4.8 \text{ KNm} \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.78 \text{ KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.71 \text{ KNm} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.65 + 0.78 = 7.43 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.8 + 0.71 = 5.51 \text{ KNm} \end{cases}$$

Les moments en travée et en appuis

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times 7.43 = 5.57 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times 5.51 = 4.68 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -0.3M^x = -2.23 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -0.5M^x = -3.71 \text{ KNm} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes

a-Etat limite de compression de béton : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

Sens x-x : $y=3.32 \text{ cm}$, $I=9333.47 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 2 \leq 15 \text{ MPa}$ Vérifié.

Sens y-y: $y=2.91 \text{ cm}$ et $I=6807.02 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 2.46 \leq 15 \text{ MPa}$ Vérifié.

b-Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

-Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l=0.1 \geq 1/16=0.06 \quad (1). \\ h/l=0.1 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.074 \quad (2). \end{array} \right.$$

$$A/b.d=0.0014 \leq 4,2/f_c=0.01 \quad (3).$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

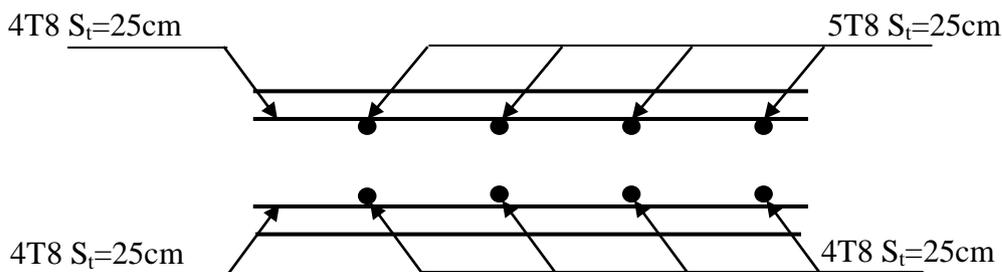
- Schéma de ferrailage

Figure III.16 : Vue en coupe du ferrailage de la dalle d'ascenseur.

III.6.Etude des escaliers :**III.6.1.Définition :**

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Le choix des dimensions résulte des conditions d'utilisation de l'ouvrage (habitation, salle de spectacle...etc.).

Dans notre cas, l'escalier est à l'intérieur du bâtiment, on distingue deux types d'escaliers :

- Escalier de type (1): escalier avec deux volées et un palier de repos.
- Escalier de type (2): Escalier a deux volées et double quartier tournant (RDC).

III.6.2. Etude d'escalier de type

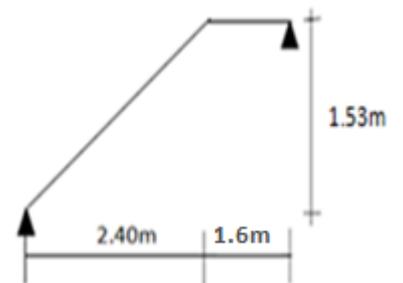
(1) :



Figure III.17: Vue en plan de l'escalier typel

Ce type d'escalier est composé de :

- Un palier d'épaisseur 15cm.
- Deux volées parallèles d'épaisseur 15cm.
- Giron de 30cm.
- Contre marche de 17cm.



L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre sur deux appuis uniformément chargée.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

III.6.2.1. Pour la volée :

➤ **Les chargements :**

G_v : poids propre de la volée.

G_p : poids propre de palier.

On a: $G_v=8.21 \text{ KN/m}^2$; $G_p=5.16 \text{ KN/m}^2$; $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

➤ **Combinaison de charges :**

ELU :

$$q_{vu} = 1.35G_v + 1.5Q = 14.83 \text{ KN/m}$$

$$q_{pu} = 1.35G_p + 1.5Q = 10.72 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$q_{ps} = G_p + Q = 7.66 \text{ KN/m}$$

$$q_{vs} = G_v + Q = 10.72 \text{ KN/m}$$

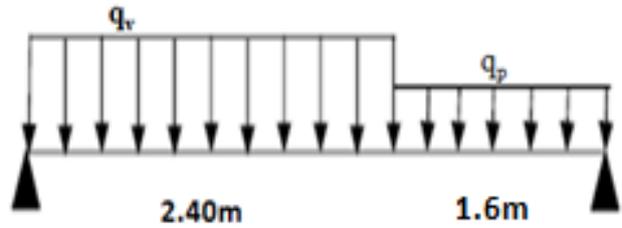


Figure III.18: Schéma statique de la volée(I)

➤ **Les sollicitations :**

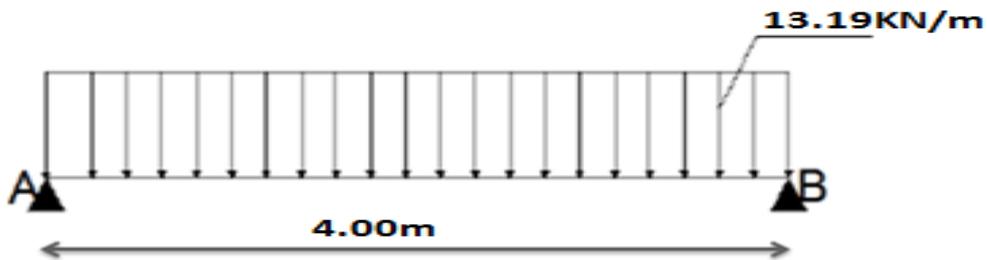


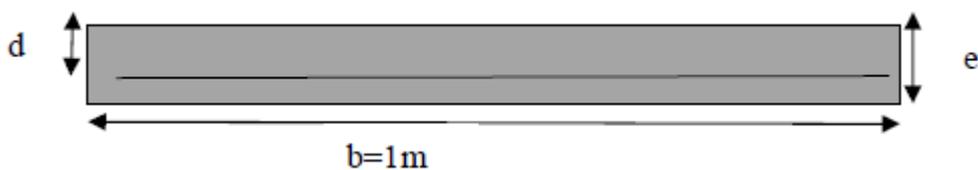
Figure III.19. Charge équivalente.

| | Q_{eq} (KN/ml) | M_0 (KNm) | M_t max(KNm) | $M_A=M_B$ max(KNm) | V_{uA} (KN) | V_{uB} (KN) |
|------------|------------------|-------------|----------------|--------------------|---------------|---------------|
| ELU | 13.19 | 26.38 | 19.79 | 13.19 | 26.38 | -26.38 |
| ELS | 9.5 | 19 | 14.25 | 9.5 | 19 | -19 |

Tableau III.6.1 : Sollicitation à l'E.L.U escalier type I

➤ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bonde de largeur de 1 ml



b=1ml, e=15cm, d=10cm

| | $M(KN.m)$ | μ_{bu} | α | Z (cm) | A_{CAL} cm ² /ml | A_{min} cm ² /ml | $A_{Adobté}$ cm ² /ml |
|--------|-----------|------------|----------|----------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| Travée | 19.79 | 0.14 | 0.19 | 0.092 | 6.18 | 1.21 | 6HA12 = 6.79 |
| Appuis | 14.25 | 0.1 | 0.13 | 0.095 | 4.31 | 1.21 | 6HA10 = 4.71 |

Tableau III.6.2 : ferrailage d'escalier type I.

➤ **Calcul de la section des armatures de répartition :**

En travée : $A_t = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.7cm^2/ml$ on choisie : 4HA8 = 2.01cm²/ml

En appuis : $A_a = \frac{A_{al}}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.18cm^2/ml$ on choisie : 4HA8= 2.01cm²/ml

➤ **Espacement des barres :**

- Armatures principales :

En appuis : ($S_t=25cm$) ≤ min (3.e ; 33cm) ⇒ $S_t \leq 33cm$ Vérifié.

En travée : ($S_t=16cm$) ≤ min (3.e ; 33cm) ⇒ $S_t \leq 33cm$ Vérifié.

- Armatures secondaires :

($S_t=25cm$) ≤ min (4.e ; 45 cm) ⇒ $S_t \leq 45cm$ Vérifié.

➤ **Vérifications à l'E.L.U :**

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

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa) = 3.33MPa.$

$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{26.38 \times 10^3}{1000 \times 100} = 0.26MPa \leq \bar{\tau}_u$ Vérifié

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

$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (26.38 \times 10^3 - \frac{13.19 \times 10^6}{0.9 \times 100}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -0.35cm^2$...Vérifiés

➤ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :** $\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 \text{MPa} \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9.d.\Sigma U_i$$

ΣU_i : Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\Sigma U_i = n \times \Phi \times \pi = 6 \times 1 \times 3.14 = 18.84 \text{cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{19 \times 10^3}{0.9 \times 100 \times 18.84 \times 10} = 1.12 \text{MPa} \Rightarrow \tau_{ser} < \tau_{ser}^- \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

| | M_{ser} (KNm) | I (cm ⁴) | Y (cm) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Vérifiée |
|------------------|--------------------|----------------------|--------|---------------------|---------------------------|--|
| En travée | 14.25 | 5726.95 | 3.61 | 8.98 | 15 | |
| En appui | 9.5 | 4358.53 | 3.19 | 6.95 | 15 | |

Tableau III.6.3 : Vérification des contraintes à l'ELS, escalier type I.

- **Vérification de l'état limite de déformation :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\left(\frac{h}{l} = \frac{15}{400} = 0.0375\right) < \left(\frac{1}{16} = 0.0625\right)$$

$$\left(\frac{h}{l} = 0.0375\right) < \left(\frac{Mt}{10 \times M_0} = \frac{14.25}{10 \times 9.5}\right) = 0.15$$

$$\left(\frac{A}{b \times d} = \frac{6.79 \times 10^{-4}}{1 \times 0.1}\right) = 0.00679 \leq \left(\frac{2.4}{f_e} = 0.006\right)$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche conformément au **CBA93** et au **BAEL91**.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \qquad f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.8cm$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

$$\rho = 0.00679 \quad y = 3.61cm, I = 5726.95 \text{ cm}^4; \lambda_i = 3.1; \lambda_v = 1.24; I_0 = 67644cm^4$$

| q_j (KN/ml) | M_{jser} (KN.m) | $I f_j \times 10^{-4} (m^4)$ | σ_j (MPa) | μ_j | f_{ji} (mm) |
|---------------|-------------------|---------------------------------|---------------------|---------|---------------|
| 10.4 | 7.80 | 7.44 | 11.05 | 0 | 0.188 |
| q_g (KN/ml) | M_{gser} (KN.m) | $I f_g \times 10^{-4} (m^4)$ | σ_g (MPa) | μ_g | f_{gi} (mm) |
| 16.98 | 12.74 | 7.44 | 18.05 | 0 | 0.31 |
| q_p (KN/ml) | M_{pser} (KN.m) | $I f_p \times 10^{-4} (m^4)$ | σ_p (MPa) | μ_p | f_{pi} (mm) |
| 20.59 | 17.28 | 7.44 | 24.49 | 0 | 0.416 |
| q_g (KN/ml) | M_{gser} (KN.m) | $I f_{gv} \times 10^{-4} (m^4)$ | σ_{gv} (MPa) | μ_g | f_{gv} (mm) |
| 16.98 | 12.74 | 7.44 | 18.05 | 0 | 0.92 |

Tableau III.6.4 : calcul de la flèche, escalier type I.

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.838mm \\ f_{adm} = 8mm \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage :

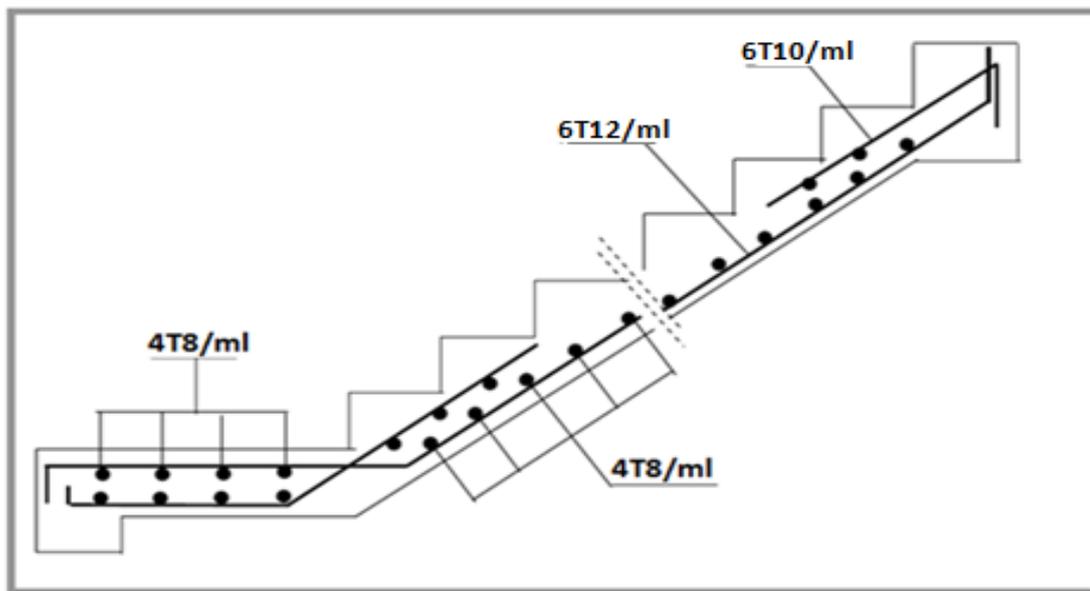


Figure III.20: Schéma ferrailage de l'escalier type I.

III.6.3. Etude de palier de repos :

Il sera étudié comme une dalle plane sur un seul appui.

a- Les chargements :

$$G = 4.59 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

Poids du mur

$$G = 9.23 \text{ KN}$$

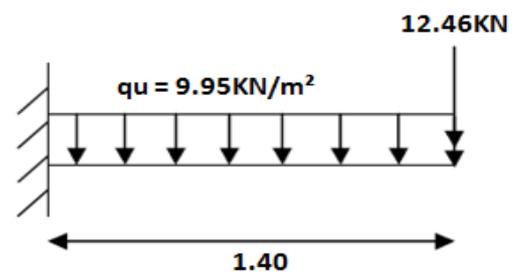


Figure .III.21: Schéma statique du palier de repos.

- Calcul des sollicitations

- L'ELU

- Détermination de charge à l'extrémité de palliée

$$P = 1.35 \times G_m = 12.46 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 9.95 \text{ KN/m}$$

$$M_u = -P \cdot l - \frac{q_u l^2}{2} = -27.2 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l + P = 26.39 \text{ KN}$$

- L'ELS

- Détermination de charge à l'extrémité de palliée

$$P=9.23 \text{ KN}$$

$$q_s = G + Q = 7.09 \text{ KN/m}$$

$$M_s = -P * l - \frac{qsl^2}{2} = -19.87 \text{ KN.m}$$

$$V_s = 19.25 \text{ KN.}$$

| combinaison | q (KN/m) | Ma ^{max} (KN.m) | Vg (KN) |
|-------------|----------|--------------------------|---------|
| ELU | 9.95 | -27.12 | 26.39 |
| ELS | 7.09 | -19.87 | 19.25 |

Tableau.III.6.5 : sollicitations de palier de repos.

- Ferrailage :

| | M (KNm) | μ_{bu} | α | Z (m) | Acal (cm ²) | Amin (cm ²) | Aado (cm ²) |
|-----------|---------|------------|----------|-------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| En appuis | -27.12 | 0.19 | 0.27 | 0.09 | 8.65 | 1.21 | 6HA14=9.23 |

Tableau. III.6.6: Ferrailage de palier de repos.

- Les armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_{sl}}{3} = \frac{9.23}{3} = 3.07 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{On choisie : } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

- Espacement des barres :

-Armatures principales : $S_t=25\text{m} \leq \min(3.e ; 33\text{cm})=33\text{cm}$ Vérifié.

- Vérification à l'ELU :

- Calcul des espacements

$$S_t \leq \min(2.e; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm} \quad \text{on adopt } S_t = 17 \text{ cm}$$

-Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{26.39 \times 10^3}{1000 \times 100} = 2.63 \text{MPa} < \bar{\tau}_u. \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

- Des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (26.39 \times 10^3 + \frac{27.12 \times 10^6}{0.9 \times 100}) \times \frac{1.15}{400} = 7.9 \text{cm}^2 \dots \text{Vérifié}$$

-Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- Vérification de la contrainte d'adhérence : $\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser}$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 \text{MPa} \text{ Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser} = 2.83$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9.d.\Sigma U_i$$

ΣU_i : Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\Sigma U_i = n \times \Phi \times \pi = 5 \times 1 \times 3.14 = 15.70 \text{cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{19.25 \times 10^3}{0.9 \times 100 \times 15.70 \times 10} = 1.36 \text{MPa} \Rightarrow \tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de l'état limite de compression du béton :

| | <i>Mser</i> (KNm) | Y (cm) | I (cm) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ |
|-----------------|-------------------|--------|---------|---------------------|---------------------------|-----------------------------------|
| En appui | -19.87 | 4.05 | 7115.81 | 11.3 | 15 | Vérifiée |

Tableau .III.6.7 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

- Vérification de la flèche :

Avec : $A_s = 9.23 \text{ cm}^2$ $l_x = 1.40 \text{ cm}$

$$\left(\frac{A}{b \times d} = \frac{9.23 \times 10^{-4}}{1 \times 0.1} \right) = 0.009 \leq \left(\frac{2.4}{f_e} = 0.006 \right)$$

La condition $\left(\frac{A}{b \times d} = \frac{9.23 \times 10^{-4}}{1 \times 0.1} \right) = 0.009 \leq \left(\frac{2.4}{f_e} = 0.006 \right)$ n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche conformément au CBA93 et au BAEL91.

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{140}{500} = 0.28cm$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

$$\rho = 0.0092 \quad y = 4.05cm, I = 7115.81 \text{ m}^4; \lambda_t = 2.28; \lambda_v = 0.91; I_0 = 16615.2cm^4$$

| qj (KN/ml) | M jser(KN.m) | If _j (cm) | σ _j (MPa) | μ _j | f _{ji} (mm) |
|------------|--------------|-----------------------|-----------------------|----------------|----------------------|
| 3 | 0.55 | 18276.72 | 6.89 | 0 | 0.02 |
| qg (KN/ml) | Mgser(KN.m) | If _g (cm) | σ _g (MPa) | μ _g | f _{gi} (mm) |
| 4.59 | 0.84 | 18276.72 | 10.53 | 0 | 0.03 |
| qp (KN/ml) | M pser(KN.m) | If _p (cm) | σ _p (MPa) | μ _p | f _{pi} (mm) |
| 7.09 | 1.3 | 18276.72 | 16.31 | 0 | 0.04 |
| qg (KN/ml) | Mgser(KN.m) | If _{gv} (cm) | σ _{gv} (MPa) | μ _g | f _{gv} (mm) |
| 4.59 | 0.84 | 18276.72 | 10.53 | 0 | 0.13 |

Tableau III .6.8: calcul de la flèche.

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.12mm \\ f_{adm} = 2.8mm \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Vérifiée.}$$

- Schéma de ferrailage :



Figure.III.22 : Schéma de ferrailage de palier de repos.

III.6.4. Etude de la poutre palière :

III.6.4.1. Dimensionnement :

Condition de la flèche

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 22.33cm < h < 33.5cm$$

Selon (RPA 99 version2003Art: 7.5.1)

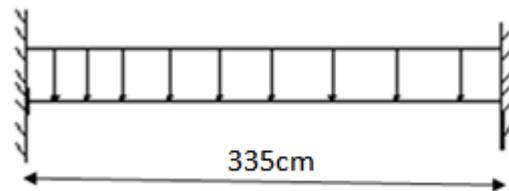


Figure III.23. Schéma statique de la poutre palière.

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{On prend : } h=30cm ; b=30cm.$$

III.6.4.2 Calcul à la flexion simple :

a-Calcul des sollicitations :

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25KN / m$$

La charge transmise par l'escalier (type I): c'est la réaction d'appui au point B.

ELU: $R_B = 26.38KN/ml$

ELS: $R_B = 19KN/m$

| ELU | ELS |
|--|--|
| $R_B = 26.38KN/ml$ $P_u = 1.35 g_0 + R_B$ $P_u = 29.42KN/m$ $M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 13.76KN.m.$ $M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -27.51KN.m$ $V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 49.28KN$ | $R_B = 19KN/ml$ $P_s = g_0 + R_B$ $P_s = 21.25KN/m$ $M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 9.94KN.m$ $M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -19.87KN.m$ $V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 35.59KN$ |

Tableau III.6.9 : Les sollicitations de la poutre palière.

b-Ferraillage :

| | $M(KN.m)$ | μ_{bu} | α | Z (cm) | $A_{flexion}^{cal}$ (cm ²) | A_{min} (cm ²) |
|------------------|-----------|------------|----------|--------|--|------------------------------|
| En travée | 13.76 | 0.044 | 0.056 | 26.39 | 1.49 | 0.98 |
| En appuis | 27.51 | 0.089 | 0.12 | 25.70 | 3.08 | 0.98 |

Tableau.III.6.10: Ferraillage de la poutre palière.

-Calcul de A_{min} :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.27 \times \frac{2.1}{400} = 0.98 cm^2$$

c-Vérification à l'ELU :

- L'effort tranchant :

$$V_u = 49.28 KN \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.61 MPa \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 MPa\right) = 3.33 MPa \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Vérfié.}$$

-Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (49.28 \times 10^{-3} - \frac{27.51 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.27}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -1.83 cm^2 \text{ ..Vérfier.}$$

- Calcul de l'espacement S_t :

$$S_t \leq \min(0,9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 24.3cm. \quad \text{On opte : } S_t = 15cm$$

III.6.4.3.Calcul d'armature à la torsion :

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

$$M^{torsion} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{13.19 \times 3.35}{2} = 22.09 KN.m$$

a-Calcul de la section armature longitudinal :

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

-U : périmètre de la section

- Ω : air du contour tracer a mi hauteur

-e : épaisseur de la paroi

- A_l : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = h / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

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

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 3.16 cm^2$$

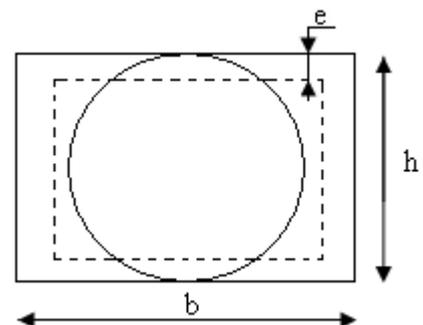


Figure III.24 : Section creuse équivalente.

-En travée :

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1.49 + \frac{3.16}{2} \Rightarrow A^t = 3.07 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A^t = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$

-En appui :

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3.08 + \frac{3.16}{2} \Rightarrow A^a = 4.66 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A^a = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$

b-Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} \dots\dots\dots \mathbf{BAEL}$$

On a $V_{\max} = 49.28 \text{ KN}$; $\tau_{flexion} = 0.61 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{13.76 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 2.20 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 2.28 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Vérifiée

c-Calcul des armatures transversales :

$$\text{-Flexion simple : } A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = 0.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Torsion : } A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 0.56 + 1.35 = 1.91 \text{ cm}^2$ Soit un cadre et un étrier $4\text{HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

III.6.4.4. Vérification à ELS :

a-Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \begin{cases} 0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \\ I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \end{cases}$$

En travée : $M_t = 9.94 \text{KN.m}$; $y = 9.16 \text{cm}$; $I = 30171.21 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.94 \times 10^{-3}}{30171.21 \times 10^{-8}} \times 9.16 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.02 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \text{Vérifiée}$$

En appuis : $M_a = 19.87 \text{KN.m}$; $y = 9.84 \text{cm}$; $I = 34483.6 \text{cm}^4$.

$$\sigma_{bc} = 5.67 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \text{Vérifiée}$$

b-Evaluation de la flèche :

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{335} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625. \quad \frac{h}{l} = 0.09 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.07$$

c-Schéma de ferrailage

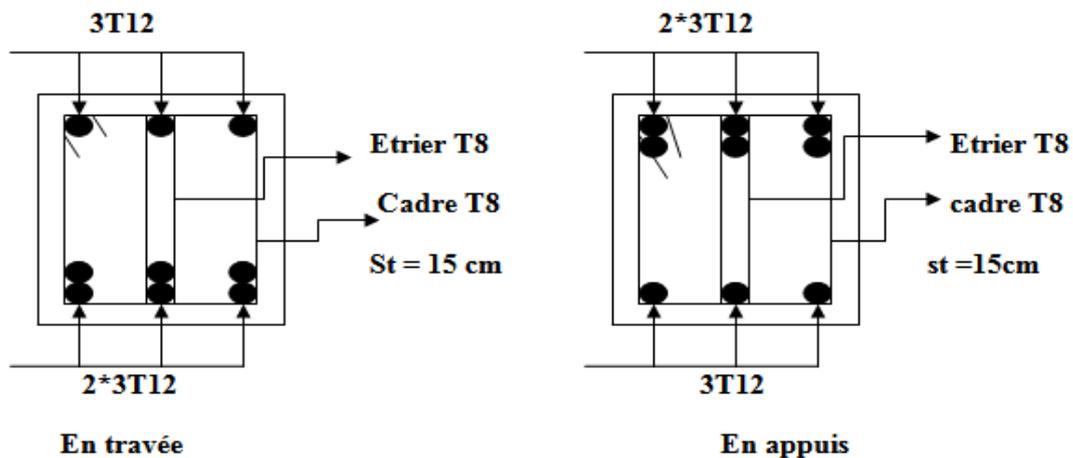


Figure III.25 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{5.65}{30 \times 27} = 0.007 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105.$$

Les conditions sont vérifiées

III.6.5. Etude de 2eme type (escalier balancé) :

Calcul de la volée (1) et (3) :

- Les charges :

$G_v = 8.21 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.83 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = G + Q = 10.71 \text{ KN/m}$

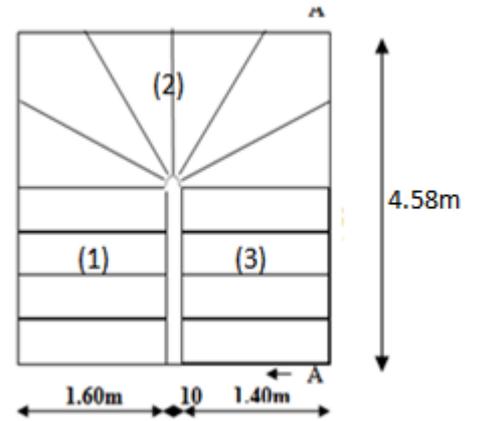
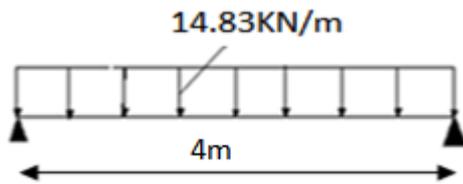


Figure III.26 : Vue en plan d'escalier type II



- Les sollicitations :

| | $M_0(\text{KN.m})$ | $M_t^{\max}(\text{KN.m})$ | $M_a^{\max}(\text{KN.m})$ | $V_u(\text{KN})$ |
|-----|--------------------|---------------------------|---------------------------|------------------|
| ELU | 29.46 | 22.095 | 14.73 | 29.66 |
| ELS | 21.42 | 16.06 | 10.71 | 21.42 |

III.6.11. Tableau des sollicitations dans l'escalier de type 2.

- Ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m.

| Sens | M (KN.m) | μ_{bu} | α | Z (m) | A_{cal} (cm ² /ml) | $A_{adopté}$ |
|--------|----------|------------|----------|-------|---------------------------------|--------------|
| travée | 22.095 | 0.092 | 0.120 | 0.123 | 5.16 | 5T12=5.65 |
| appui | 14.73 | 0.061 | 0.078 | 0.125 | 3.38 | 4T12=4.52 |

III.6.12. Tableau de ferrailage de la volée (1) et (3).

- **Armatures de répartition :**

En travée et en appui :

$$A_s = \frac{A}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

on choisit 4T8 = 2.01 cm² / ml

- **Espacement des barres :**

- Armatures principales :

En appuis : (S_t=25cm) ≤ min (3.e ; 33cm)Vérifié.

En travée : (S_t=16cm) ≤ min (3.e ; 33cm)Vérifié.

- Armatures secondaires :

(S_t=25cm) ≤ min (4.e ; 45cm)C'est vérifier.

1. Vérification a l'ELU :

- ✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times 2,1 / 400 = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A = 7.70 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Vérifié.

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{29.666 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \text{ Vérifiée.}$$

- ✓ **Vérification des armatures longitudinale au cisaillement :**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (29.66 \times 10^3 - \frac{14.73 \times 10^6}{0.9 \times 130}) \times \frac{1.15}{400} = -2.76 \text{ cm}^2$$

2. Vérification a l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- ✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence :** $\tau_{\text{ser}} \leq \tau_{\text{ser}}^-$

$$\tau_{\text{ser}}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1,5^2) \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{\text{ser}} = V_{\text{ser}} / 0,9.d.\Sigma U_i$$

ΣU_i : Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\Sigma U_i = n \times \Phi \times \pi = 5 \times 1.2 \times 3.14 = 18.84 \text{ cm.}$$

$$\tau_{Ser} = \frac{21.42 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 18.84 \times 10} = 0.97 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{ser} < \tau_{ser}^- \dots\dots\dots \text{ V\u00e9rifi\u00e9e.}$$

✓ **V\u00e9rification de l'\u00e9tat limite de compression du b\u00e9ton :**

| | M_{ser} (KNm) | y(m) | $I \times 10^{-5}$ (m ⁴) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ v\u00e9rifi\u00e9e |
|----------------|-----------------|-------|--------------------------------------|---------------------|---------------------------|---|
| En trav\u00e9e | 16.06 | 0.039 | 8.9 | 7.037 | 15 | |
| En appui | 10.71 | 0.035 | 7.54 | 4.97 | 15 | |

III.6.13. Tableau de v\u00e9rification de l'\u00e9tat limite de compression du b\u00e9ton.

✓ **V\u00e9rification de l'\u00e9tat limite de d\u00e9formation :**

On doit v\u00e9rifier les trois conditions suivantes :

1. $\frac{h_t}{l} = \frac{0,15}{4} = 0,037 < \frac{1}{16} = 0.0625$ Non v\u00e9rifi\u00e9e.

2. $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{5.65 \times 10^{-4}}{0.13} = 0.0043 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0,006$ V\u00e9rifi\u00e9e. **BAEL 91 ; A 6.5.2**

3. $\frac{h_t}{l} = \frac{0,15}{4.58} = 0,032 < \frac{Mt}{10 \times M0} = 0.074$ Non v\u00e9rifi\u00e9e.

La troisi\u00e8me condition n'est pas v\u00e9rifi\u00e9e, donc il faut calculer la fl\u00e8che conform\u00e9ment au **CBA93 et au BAEL91**.

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} \quad f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$$

Les r\u00e9sultats de calcul sont repr\u00e9sent\u00e9s dans le tableau suivant :

$$\rho = 0.0043 \quad y = 3.9 \text{ cm, } I = 8.9910^{-5} \text{ m}^4; \quad \lambda_i = 4.83;$$

$$\lambda_v = 1.93; \quad I_0 = 3.05516.10^{-4} \text{ m}^4$$

| q_j (KN/ml) | M_{jser} (KN.m) | $I_{f_j} \times 10^{-4} (m^4)$ | σ_j (MPa) | μ_j | f_{ji} (mm) |
|---------------|-------------------|-----------------------------------|---------------------|---------|---------------|
| 6.52 | 9.78 | 1.65351 | 148.041 | 0.2136 | 2.91 |
| q_g (KN/ml) | M_{gser} (KN.m) | $I_{f_g} \times 10^{-4} (m^4)$ | σ_g (MPa) | μ_g | f_{gi} (mm) |
| 8.21 | 12.315 | 1.3405 | 186.41 | 0.3118 | 4.52 |
| q_p (KN/ml) | M_{pser} (KN.m) | $I_{f_p} \times 10^{-4} (m^4)$ | σ_p (MPa) | μ_p | f_{pi} (mm) |
| 10.71 | 16.065 | 1.1107 | 243.17 | 0.4192 | 7.12 |
| q_g (KN/ml) | M_{gser} (KN.m) | $I_{f_{gv}} \times 10^{-4} (m^4)$ | σ_{gv} (MPa) | μ_g | f_{gv} (mm) |
| 8.21 | 12.315 | 1.3405 | 186.41 | 0.3118 | 8.68 |

III.6.14. Tableau de vérification de la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 8.37mm \\ f_{adm} = 8mm \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Non vérifié.}$$

Comme la flèche n'est pas vérifiée, on doit augmenter l'épaisseur e.

On prend e=16cm

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 2.093mm ; \quad f_{gi} = 3.41mm; \quad f_{gv} = 6.77mm; \quad f_{pi} = 5.57mm.$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 6.84mm < f_{adm} = 8mm ; \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage :

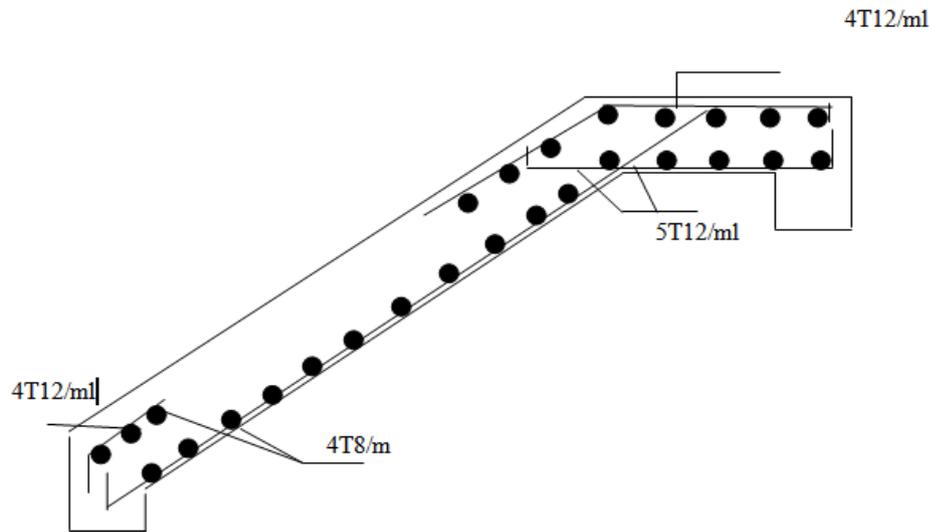


Figure III.27 : Schéma ferrailage de l'escalier type I (la volée I et III)

Calcul de la volée (2) :

- Les charges :

$$G_v = 8.21 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 1 \text{ KN}$$

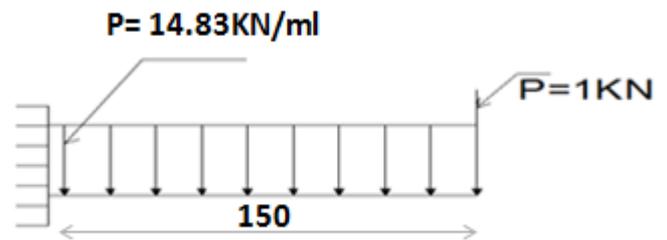


Figure III.28. Schéma statique de la volée (II).

- Les sollicitations :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G_v + 1.5Q = 14.83 \text{ KN/m}$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + 1.35P \times l = 18.71 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l + 1.35 \times P = 23.60 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + P \times l = 13.55 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s \times l + P = 15.46 \text{ KN.}$$

• **Ferraillage :**

| | M (KN.m) | μ_{bu} | α | Z (m) | A_{cal} (cm ² /ml) | A_{min} (cm ² /ml) | $A_{adopté}$ |
|-----------------|----------|------------|----------|-------|------------------------------------|------------------------------------|--------------|
| En appui | 18.71 | 0.078 | 0.081 | 0.126 | 4.27 | 1.57 | 4T12 = 4.52 |

Tableau III.6.15 : ferraillage d'escalier type II (volée II)

• **Calcul de la section des armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_{sl}}{3} = \frac{4.52}{3} = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{On choisit : } 4\text{HA}8 = 2.08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Espacement des barres :**

-Armatures principales : $S_t = 20\text{m} \leq \min(3.e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ C'est vérifié.

-Armatures secondaires : $S_t = 33\text{cm} \leq \min(4.e ; 45 \text{ cm}) = 45\text{cm}$ C'est vérifié.

• **Vérifications à l'E.L.U :**

-Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{23.60 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.181 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{ c'est vérifié}$$

-Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (23.60 \times 10^3 - \frac{18.71 \times 10^6}{0.9 \times 130}) \times \frac{1.15}{400} = -3.91 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{Vérifié}$$

• **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

-Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser} = 2.83$$

$$\tau_{ser} = \frac{15.46 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 18.84 \times 10} = 0.70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} \dots\dots\dots \text{ Vérifiée.}$$

- Vérification de l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \quad \text{tel que : } M_{ser} = 13.55 \text{ KN.m}$$

$$y = 3.57 \text{ cm} \quad ; \quad I = 7545.75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y_{ser}}{I} = 6.41 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

-Vérification de l'état limite de déformation :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{0.15}{1.5} \Leftrightarrow 0.1 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.1 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.072 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \Leftrightarrow 0.0034 < 0.006 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Les trois conditions précédentes sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

- schéma de ferrailage :

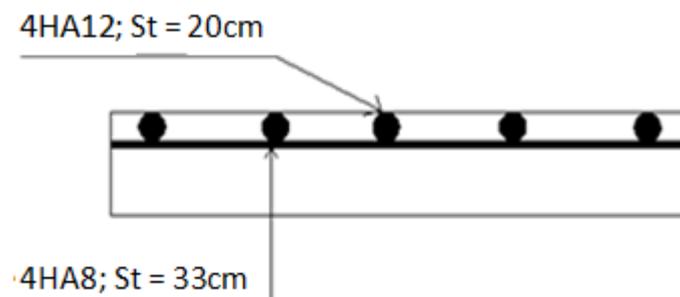


Figure III.29 : Schéma de ferrailage de l'escalier type II (volée II).

III.6.6 Poutre brisée :

Notre poutre brisée est une poutre simplement appuyée sur deux poteaux. Elle est calculée à la flexion simple et à la torsion.

Elle reprend les charges suivantes :

- ✓ Son poids propre.
- ✓ Charges transmises sous efforts tranchants.
- ✓ Poids propre de la maçonnerie (s'il y en a).

III.6.6.1. Dimensionnement :

1- Selon la condition de rigidité :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} = \frac{400}{15} = 26.66 \leq h \leq \frac{L}{10} = 40$$

$$\text{Alors } \begin{cases} b=30\text{cm} \\ h=35\text{cm} \end{cases}$$

2- Vérification des conditions du RPA 99 version 2003:

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad \text{Vérifier}$$

III.6.6.2. Calcul des sollicitations

Poids propre de la partie horizontale : $g_0 = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$

Poids du mur extérieur : $P_m = 2.86 \times (4.08 - 1.53 - 0.35) = 6.3 \text{ KN/ml}$

La charge transmise par la volée est une réaction et on prend la plus défavorable

À l'ELU:

$V_u = 29.66 \text{ KN/ml}$ transmet par la volée (1)

$$P_u = 1.35 \times (2.625 + 6.3) + 29.66 \Rightarrow P_u = 41.84 \text{ KN/m}$$

$$M_u = \frac{P_u l^2}{8} = 83.68 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_u \Rightarrow M_t = 62.76 \text{ KNm}$$

$$M_a = 0.5 \times M_u \Rightarrow M_a = 20.92 \text{ KN}$$

À l'ELS:

$V_s = 21.42 \text{ KN/m}$

$$P_s = (2.625 + 6.3) + V_s \Rightarrow P_s = 30.44 \text{ KN/m}$$

$$M_s = \frac{P_s l^2}{8} = 60.88 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_s \Rightarrow M_t = 45.66 \text{ KNm}$$

$$M_a = 0.5 \times M_s \Rightarrow M_a = 30.44 \text{ KNm}$$

2- Ferrailage

| | $M(KN.m)$ | μ_{bu} | α | Z(m) | $A_{CAL} (cm^2/ml)$ | $A_{min} (cm^2/ml)$ |
|-----------|-----------|------------|----------|-------|---------------------|---------------------|
| En travée | 62.76 | 0.040 | 0.051 | 0.323 | 5.58 | 5.25 |
| En appuis | 20.92 | 0.013 | 0.016 | 0.327 | 1.83 | 5.25 |

Tableau III.6.16 : ferrailage de la poutre brisée

Exigence de RPA : $A_{min} = 0.5\% b \times h = 5.25cm^2$ Donc on prend $A^a = A' = 5.25cm^2$

3 -Vérification à l'E.L.U**-Effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 3,25MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{29.66 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,33} = 0.299MPa < \bar{\tau}_u. \dots \text{Vérifiée.}$$

-Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{Ma}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (29.66 \times 10^3 - \frac{20.92 \times 10^6}{0.9 \times 330}) \times \frac{1.15}{400} = -1.17cm^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

-Calcul de l'espacement St

$St \leq \min (0.9 d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 29.7cm$ On opte: St=15cm en travée et St=10cm en appui.

III.6.6.3.Calcul à la torsion**1- Ferrailage à la torsion**

On définit Ω ; l'aire de torsion par une section creuse à m épaisseurs e telle que :

$$\Omega = (b-e) * (h-e) ; e = b/6$$

$$\text{Donc : } e = 5cm \Rightarrow \Omega = 750 \text{ cm}^2.$$

On définit μ comme étant le périmètre de Ω

$$\mu = 2 [(b - e) + (h - e)] \Rightarrow \mu = 110cm$$

Le moment de torsion à prendre c'est le moment a l'appui de l'escalier de la volée (1).

$$M_{tor}=14.73KN.m$$

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{tor} = 3.10 \text{ cm}^2$$

2-Les armatures longitudinales

En travée : $A = 5.58 + 3.1/2 \Rightarrow A = 7.13 \text{ cm}^2$, on opte : $A = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 8.01 \text{ cm}^2$

En appui : $A = 5.25 + 3.1/2 \Rightarrow A = 6.8 \text{ cm}^2$, on opte : $A = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 8.01 \text{ cm}^2$

3-Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{flexion} = 0,61 \text{ MPa}; \tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} \Rightarrow \tau_{tor} = 1.96 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_{flex}^2} \leq \tau_{adm} = 3.25 \text{ MPa} \Leftrightarrow \sqrt{0.61^2 + 1.96^2} = 2.05 \text{ MPa} \leq 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

4-Armatures transversales

-Flexion simple :

St = 15cm en travée

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.3 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -0.46 \text{ cm}^2$$

St = 10cm en appui.

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.10}{400} = 0.3 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.3 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -0.46 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Torsion: } A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times st \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow \begin{array}{l} A_{tor}^t = 0,42 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{travée} \\ A_{tor}^a = 0,28 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{appuis} \end{array}$$

En travée : $A = 0.42 + 0.45 \Rightarrow A = 0.87 \text{ cm}^2$

En appui : $A = 0.28 + 0.3 \Rightarrow A = 0.58 \text{ cm}^2$

On adopte: $A_t = 1,51 \text{ cm}^2$ Soit un cadre et un étrier 4 HA 8 = 2.01 cm²

III.6.6.4.Vérification à l'E.L.S

1- Vérification de l'état limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} \times y$$

$$15y^2 + 120.15 \times y - 3964.95 = 0.$$

$$y = 12.73 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = 69995.7 \text{ cm}^4$$

En travée $M_{ser} = 45.66 \text{ KN.m} \Rightarrow \sigma_{bc} = 8.30 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ Vérifiée

En appuis $M_{ser} = 30.44 \text{ KN.m} \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.53 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ Vérifiée

2-Vérification de l'état limite de déformation

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.087 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Leftrightarrow 0.087 > 0.075 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.008 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.6.5 : Schéma de ferrailage :



En travée

En appuis

Figure III.30: Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.7. Poutre de chaînage :

Les poutres de chaînage sont des poutres continues en béton armé, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau des planchers, ainsi qu'au couronnement des murs qui sont reliés au droit de chaque refend.

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale ou verticale, il doit régner sur toute l'épaisseur du mur. Il a pour but :

- ✓ Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
- ✓ Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.

- ✓ Le mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou charges appliquées.
- ✓ Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.

III.7.1. Dimensionnement :

$$L_{\max} = 5.05m \quad \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 33.36cm \leq h \leq 50.5cm$$

$$h \geq 15cm; \quad b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm \quad (30 \text{ cm est l'épaisseur de mur}).$$

On adopte : $h = 35cm$; $b = 30cm$.

III.7.2. Calcul des sollicitations

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.35 \times 0.3 \Rightarrow P_p = 2.62 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.86 \times (3.06 - 0.35) \Rightarrow P_m = 7.75 \text{ KN/m.}$$

$$P_u = 1.35 \times (2.62 + 7.75) \Rightarrow P_u = 13.9 \text{ KN/ml;}$$

$$P_s = 2.62 + 7.75 = 10.37 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 44.31 \text{ KN.m;}$$

$$M_t = 0.85 M_u \Rightarrow M_t = 37.66 \text{ KN.m;}$$

$$M_a = -0.5 M_u = -22.15 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage :

a) Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.35 = 0.31 \text{ m}$$

| | M (KN.m) | μ_{bu} | α | Z (cm) | A_s calculé (cm ²) | A_{\min} (cm ²) | A_s adopté (cm ²) |
|-----------|------------|------------|----------|--------|----------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|
| En travée | 37.66 | 0.027 | 0.034 | 0.3 | 3.60 | 1.12 | 3HA12=4.62 |
| En appui | 22.15 | 0.016 | 0.02 | 0.3 | 2.12 | 1.12 | 3HA10=2.36 |

Tableau III.7.1: Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

III.7.3. Vérifications à l'ELU

a) Effort tranchant

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 35.09 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.13}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérfié}$$

b) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

Soit (cadre+étrier) HA8 $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

c) L'espacement

1) $St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 27.9 \text{ cm}$

2) $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.37 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0$ (CBA Art A.5.1.2.3)

3) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm}$

.On prend $St = 15 \text{ cm}$

III.7.4. Vérification à l'ELS

a) Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y; \quad ;$$

$M_S = 33.06 \text{ KNm}; M_t^s = 0.85 \times M_S = 28.10 \text{ KNm}; M_a^s = 0.5 \times M_S = 16.53 \text{ KNm}$

Calcul y : $A = 4.52 \text{ cm}^2; \frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 9.8 \text{ cm}$

Calcul I : $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 39883.952 \text{ cm}^4$

En travée: $(\sigma_{bc} = 6.904 \text{ MPa}) < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$

En appuis: $(\sigma_{bc} = 5.18 \text{ MPa}) < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$

b) Evaluation de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.07 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.07 > 0.08;$$

$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.004 < 0.01 \quad \Rightarrow$ La deuxième condition n'est pas vérifiée donc il faut vérifier la flèche.

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} \quad f_{adm} = 0.5cm + \frac{l}{1000} = 0.5 + \frac{505}{1000} = 1.005cm$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

$$\rho = 0.00466 \quad y = 10.25cm, I = 46.6310^{-5} m^4; \quad \lambda_i = 4.5;$$

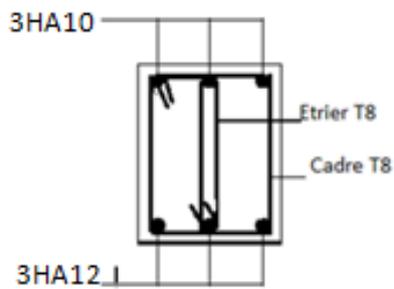
$$\lambda_v = 1.8; \quad I_0 = 12.28.10^{-4} m^4$$

| q_j (KN/ml) | M_{jser} (KN.m) | $I f_j \times 10^{-4} (m^4)$ | σ_j (MPa) | μ_j | f_{ji} (mm) |
|---------------|-------------------|---------------------------------|---------------------|---------|---------------|
| 2.62 | 6.26 | 13.5 | 45.83 | 0 | 0.364 |
| q_g (KN/ml) | M_{gser} (KN.m) | $I f_g \times 10^{-4} (m^4)$ | σ_g (MPa) | μ_g | f_{gi} (mm) |
| 10.37 | 24.79 | 5.434 | 181.406 | 0.33 | 3.584 |
| q_p (KN/ml) | M_{pser} (KN.m) | $I f_p \times 10^{-4} (m^4)$ | σ_p (MPa) | μ_p | f_{pi} (mm) |
| 10.37 | 24.79 | 5.434 | 181.406 | 0.33 | 3.584 |
| q_g (KN/ml) | M_{gser} (KN.m) | $I f_{gv} \times 10^{-4} (m^4)$ | σ_{gv} (MPa) | μ_g | f_{gv} (mm) |
| 10.37 | 24.79 | 8.473 | 181.406 | 0.33 | 6.897 |

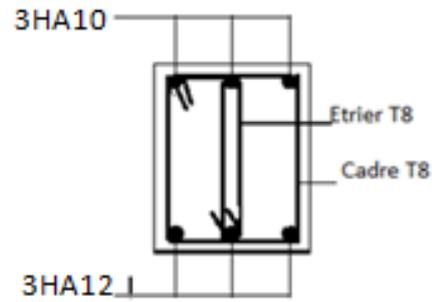
Tableau III.7.2 Vérification de la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 6.532mm \\ f_{adm} = 10mm \end{array} \right. \quad \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

- Schéma de ferrailage :



En travée



En appui

Figure III.31 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.8.Conclusion :

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Dans ce qui suit, on passera à l'étude dynamique de notre structure en utilisant le logicielle SAP2000.

IV.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelle qui affectent le nord de l'Algérie, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismiques. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

IV.2. Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3. Méthodes de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

IV.3.1. La méthode statique équivalente :

Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- Le bâtiment doit être régulier en plan et en élévation.
- La hauteur du bâtiment doit être inférieure ou égal à : 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule suivante:

$$V = \frac{ADQ}{R} W_T$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone, en fonction de la zone et du groupe d'usage.

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement.

W_T : poids total du bâtiment

1. Coefficient d'accélération de zone (A):

Il est donné par le tableau (4.1 RPA 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment: Pour la zone IIa et groupe usage 2 ⇒ A = 0,15

2. Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \dots\dots\dots T \geq 3,0s \end{cases} \quad (4.2)$$

T₂ : période caractéristique dépendant du site: pour un site (S2) ⇒ T₁ = 0.15s, T₂=0.40s (tableau 4.7 R.P.A 2003).

η : Facteur de correction d'amortissement, il est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0,7 \quad (\text{Article 4.2 RPA 2003}).$$

ξ = 8.5% (tableau 4.2 RPA 2003) $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 8.5)}} = 0.816 \geq 0.7.$

3. Calcul de la période fondamentale de la structure :

Dans notre cas (structure contreventé par des voiles porteurs avec vérification de l'interaction que nous démontrons plus loin) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA.

On a donc :

$$T = \min \left\{ C_T (h_N)^{\frac{3}{4}}, \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

Avec :

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

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 RPA 2003).

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$h_N = 31.62 \text{ m}$$

$$C_T = 0.050$$

$$L_x = 28 \text{ m} ; \quad L_y = 14.4$$

$$\text{Alors: } \begin{cases} T_x = \min (0.66 \text{ s} ; 0,537 \text{ s}) \Rightarrow \mathbf{0.54 * 1.3 = 0.70 \text{ s}} \\ T_y = \min (0.66 \text{ s} ; 0.750 \text{ s}) \Rightarrow \mathbf{0.66 * 1.3 = 0.85 \text{ s}} \end{cases}$$

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 1.7 \\ D_y = 1.5 \end{cases}$$

4. Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (4.4 \text{ RPA } 2003).$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 R.P.A 2003).

| “ Critère q ” | Sens X-X | Pénalité | Sens Y-Y | Pénalité |
|---|------------|-------------|------------|-------------|
| 1- Conditions minimales sur les files de contreventement | non | 0.05 | non | 0.05 |
| 2- Redondance en plan | non | 0.05 | non | 0.05 |
| 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 | / | oui | / |
| 6- Contrôles d'exécution | oui | / | oui | / |

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q

$$Q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0 = 1,15$$

5. Coefficient de comportement global de la structure " R " :

Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) RPA 2003 en fonction du système de contreventement. Dans notre cas nous considérons le système (4a) (mixte portique/voiles avec interaction) $R = 5$.

6. Calcul du poids totale de la structure W :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du **RPA 99**.

$$\beta = 0.2 \Rightarrow \text{usage d'habitation.}$$

$$W = 31484.8 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{stx} = 2462.11 \text{ KN} \\ V_{sty} = 2172.45 \text{ KN} \end{array} \right.$$

IV.3.2. la méthode de l'analyse dynamique spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

a-principe :

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta(1,25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0,3s \\ 2,5\eta(1,25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0,3s \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

IV.3.3. la méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.4. Exigences du RPA pour le système mixte :

1. D'après l'article 3.4.4.a, pour les systèmes de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction portique-voiles, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

– la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;

– ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

IV.5.1. Disposition des voiles :

❖ Première disposition :

Cette disposition est proposée par le bureau d'étude chargé de l'étude du projet.

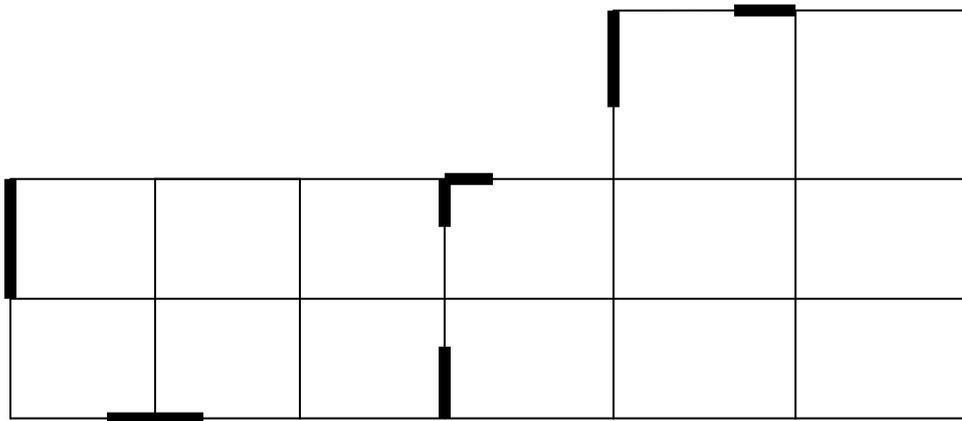


Figure IV.1. Première disposition des voiles.

Résultats d'analyses : L'interaction n'est pas vérifiée.

❖ Deuxième disposition :

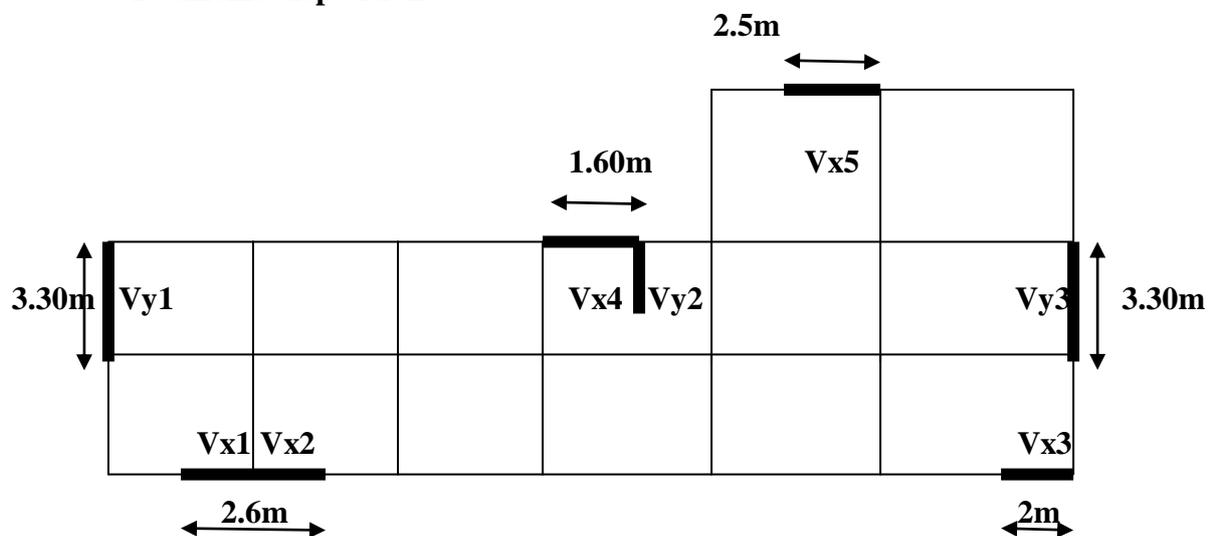


Figure VI.2. deuxième disposition.

IV.5.2. Analyse du comportement de la structure :

- **Mode de vibration et taux de participation des masses modales :**

| mode | périodes | Individuel mode | | | Cumulative sum (percent) | | |
|------|----------|-----------------|-------------|-------------|--------------------------|---------|---------|
| | | UX | UY | RZ | UX | UY | RZ |
| 1 | 0.743 | 0.0006 | 0.708 | 0,4544 | 0.0006 | 0.70849 | 0,4544 |
| 2 | 0.682 | 0.7611 | 0.00049 | 0,05158 | 0.76171 | 0.70898 | 0,50599 |
| 3 | 0.576 | 0.00077 | 0.00166 | 0,20947 | 0.76248 | 0.71063 | 0,71545 |
| 4 | 0.214 | 0.1265 | 0.00098 | 0,00455 | 0.88902 | 0.71161 | 0,72 |
| 5 | 0.208 | 0.00105 | 0.16205 | 0,11293 | 0.89007 | 0.87366 | 0,83293 |
| 6 | 0.154 | 0.00001889 | 0.00017 | 0,04172 | 0.89009 | 0.87382 | 0,87464 |
| 7 | 0.143 | 0.00011 | 2.501E-08 | 2,399E-07 | 0.8902 | 0.87382 | 0,87464 |
| 8 | 0.140 | 2.26E-09 | 8.734E-07 | 0,00013 | 0.8902 | 0.87382 | 0,87478 |
| 9 | 0.111 | 0.04997 | 0.00042 | 0,00141 | 0.94017 | 0.87424 | 0,87619 |
| 10 | 0.098 | 0.00035 | 0.06214 | 0,04567 | 0.94052 | 0.93638 | 0,92186 |
| 11 | 0.080 | 3.25E-07 | 0.00004153 | 0,000007016 | 0.94052 | 0.93642 | 0,92187 |
| 12 | 0.075 | 0.0000034 | 0.000002755 | 2,161E-08 | 0.94052 | 0.93642 | 0,92187 |

Tableau IV.2. Mode de vibration et taux de participation des masses

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA99/2003 sont vérifiées Les modes de vibration sont montrés sur les (Figure VI.3, 4,5).

- **Comportement de la structure**

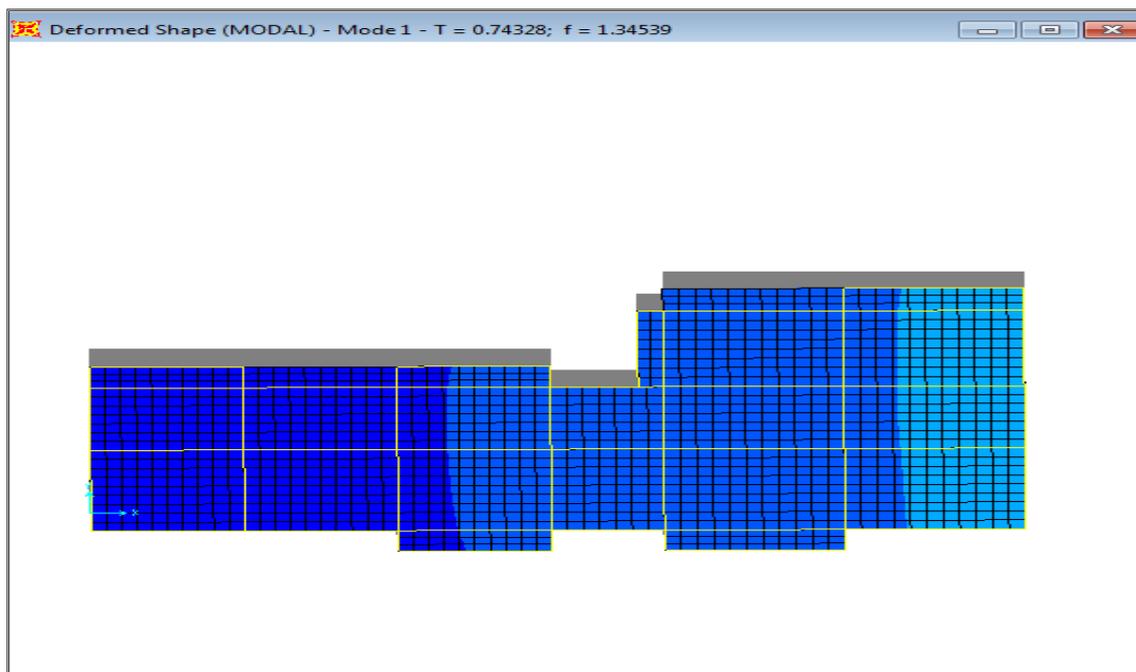


Figure IV.3. Premier mode de déformation (translation suivant y).

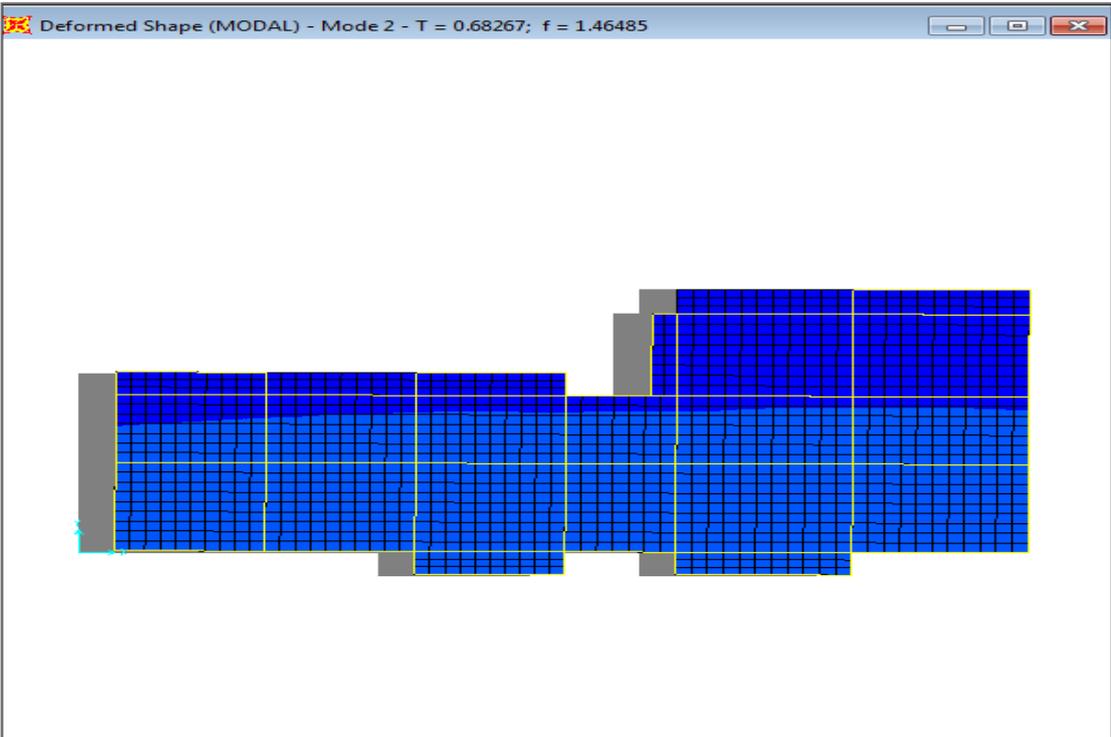


Figure IV.4. Deuxième mode de déformation (translation suivant x).

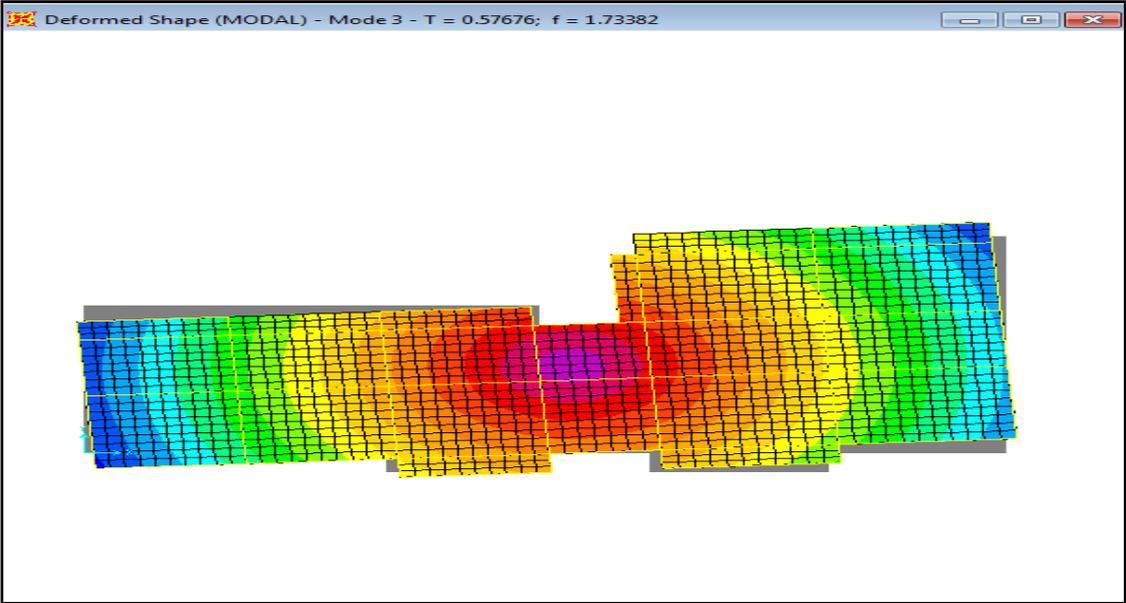


Figure IV.5. Troisième mode de déformation (rotation suivant z).

Résultats d'analyse : La participation modale du premier mode suivant la direction y est prépondérante ($U_y=70.8\%$), ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montre sur la, figure IV.3.

La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction x ($U_x=76.1\%$). On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par la formule empirique du RPA 99 majoré de 30 %

Après plusieurs propositions de disposition des voiles on a opté pour la deuxième disposition.

IV.5.3. Vérification des résultats vis à vis du RPA99/version2003 :

IV.5.3.1. Justification de l'interaction voile-portique :

L'article 3-4-4-a du RPA99/version 2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidité relative ainsi que les sollicitations résultants de leurs interaction à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

a) Sous charges verticales :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

| niveau | Charges reprise (KN) | | Pourcentage repris(%) | |
|-----------------------|----------------------|----------|-----------------------|-------|
| | portique | Voile | portique | voile |
| RDC | 28893.716 | 7177.354 | 0.80 | 0.20 |
| 1 ^{er} étage | 24968.6 | 6213.463 | 0.80 | 0.20 |
| 2 ^{eme} | 21889.121 | 5671.597 | 0.79 | 21 |
| 3 ^{eme} | 18635.753 | 4895.37 | 0.79 | 21 |
| 4 ^{eme} | 15783.595 | 4632.875 | 0.77 | 23 |
| 5 ^{eme} | 12924.947 | 3993.804 | 0.76 | 24 |
| 6 ^{eme} | 10245.876 | 3231.383 | 0.76 | 24 |
| 7 ^{eme} | 7463.368 | 2562.874 | 0.74 | 26 |
| 8 ^{eme} | 4954.391 | 1737.418 | 0.74 | 26 |
| 9 ^{eme} | 2547.596 | 866.784 | 0.74 | 26 |

Tableau IV.3 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Remarque : c'est l'interaction n'est pas vérifier, on va changer le système on passant par une structure ductile de R=5 à une structure rigide avec R=3.5 :

Après l'analyse on a obtenu les résultats qui sont dans le tableau suivant :

| niveau | Charges reprise (KN) | | Pourcentage repris(%) | |
|-----------------------|----------------------|----------|-----------------------|--------|
| | portique | Voile | portique | voile |
| RDC | 29109.375 | 6916.552 | 80.801 | 19.2 |
| 1 ^{er} étage | 25053.654 | 6089.472 | 80.446 | 19.554 |
| 2 ^{eme} | 21958.28 | 5568.185 | 79.771 | 20.229 |
| 3 ^{eme} | 18698.496 | 4800.014 | 79.571 | 20.428 |
| 4 ^{eme} | 15838.823 | 4550.99 | 77.680 | 22.320 |
| 5 ^{eme} | 12972.627 | 3923.752 | 76.777 | 23.223 |
| 6 ^{eme} | 10284.841 | 3174.482 | 76.414 | 23.586 |
| 7 ^{eme} | 7493.383 | 2519.412 | 74.838 | 25.162 |
| 8 ^{eme} | 4975.49 | 1707.363 | 74.451 | 25.549 |
| 9 ^{eme} | 2557.69 | 851.963 | 75.013 | 24.987 |

Tableau IV.4. Les résultats d'interaction sous charges verticales

Analyse des résultats : Vu la difficulté de vérifier l'interaction à cause des contraintes architecturales appliquées et le non régularité en plan de la structure on accepté la vérification des charges verticale juste pour les quatre premiers niveaux.

b) Sous charges horizontales :

| Niveau | Sens x-x | | | | Sens y-y | | | |
|-----------------------|----------------|-------------|--------|--------|----------------|-------------|--------|--------|
| | Portiques (kn) | Voiles (kn) | P(%) | V(%) | Portiques (kn) | Voiles (kn) | P(%) | V(%) |
| RDC | 820.171 | 992.498 | 45.246 | 54.754 | 485.228 | 1135.772 | 29.933 | 70.067 |
| 1 ^{er} étage | 945.853 | 708.213 | 57.184 | 42.816 | 638.838 | 1102.45 | 36.687 | 63.313 |
| 2 ^{eme} | 1093.986 | 582.493 | 65.255 | 34.745 | 760.34 | 878.996 | 46.381 | 53.619 |
| 3 ^{eme} | 968.664 | 541.731 | 64.133 | 35.867 | 708.723 | 809.541 | 46.679 | 53.321 |
| 4 ^{eme} | 976.051 | 478.378 | 67.109 | 32.891 | 772.387 | 631.998 | 54.998 | 45.002 |
| 5 ^{eme} | 860.196 | 434.31 | 66.449 | 33.551 | 664.354 | 590.383 | 52.947 | 47.053 |
| 6 ^{eme} | 798.208 | 319.207 | 71.433 | 28.567 | 676.613 | 403.788 | 62.626 | 37.374 |
| 7 ^{eme} | 570.938 | 315.217 | 64.428 | 35.572 | 506.926 | 377.359 | 57.326 | 42.674 |
| 8 ^{eme} | 485.792 | 188.425 | 72.053 | 27.947 | 483.31 | 224.418 | 68.271 | 31.729 |
| 9 ^{eme} | 434.048 | 62.313 | 87.446 | 12.554 | 493.545 | 190.349 | 72.166 | 27.834 |

Tableau IV.5. les résultats d'interaction sous charges horizontale

Analyse des résultats : On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

IV.5.3.2. Vérification de l'effort normale réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{Art 7.4.3.1}) \text{ RPA 99/03}$$

Où :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

F_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

| Niveau | B (m ²) | N (KN) | N _{rd} | vérification |
|-----------------|---------------------|----------|-----------------|--------------|
| RDC | 0.4225 | 2362.876 | 0.22 | vérifier |
| 1et 2 étages | 0.36 | 2049.19 | 0.22 | vérifier |
| 3et 4 étages | 0.3025 | 1549.263 | 0.20 | vérifier |
| 5et 6 étages | 0.275 | 1088.13 | 0.15 | vérifier |
| 7et 8et9 étages | 0.225 | 654.829 | 0.11 | vérifier |

Tableau IV.6.les résultats de l'effort normal réduit.

IV.5.3.3.Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

| Sens | V _{dy} (KN) | V _{st} (KN) | 0.8V _{st} | Remarque |
|------|----------------------|----------------------|--------------------|----------|
| x-x | 1989.542 | 2462.11 | 1969.68 | vérifier |
| y-y | 1806.081 | 2172.45 | 1737.96 | vérifier |

Tableau IV.7.vérification de la résultante des forces sismiques

IV.5.3.4.Calcul des déplacements :

D'après l'article (Art 5.10) du RPA99, les déformations relatives latérales d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK} \quad \text{Avec :}$$

- R : coefficient de comportement.
- δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques.
- Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le déplacement admissible est : $\Delta_{k \text{ adm}} = 1\%h_0$

Avec : h_0 :est la hauteur d'étage

Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

| Niveau | Sens x-x | | | | | | Sens y-y | | | | |
|---------------------------|-----------------------|--------------------|------------------------|--------------------|------------|---------------|-----------------------|--------------------|------------------------|--------------------|---------------|
| | δ_{ek} (cm) | δ_k (cm) | δ_{k-1} (cm) | Δk (cm) | hk (cm) | $\Delta k/hk$ | δ_{ek} (cm) | δ_k (cm) | δ_{k-1} (cm) | Δk (cm) | $\Delta k/hk$ |
| 9 ^{eme} etage | 1.3 | 6.5 | 6 | 0.5 | 306 | 0.16 | 1.6 | 8 | 7 | 1 | 0.32 |
| 8 ^{eme} | 1.2 | 6 | 5.5 | 0.5 | 306 | 0.16 | 1.4 | 7 | 6 | 1 | 0.32 |
| 7 ^{eme} | 1.1 | 5.5 | 5 | 0.5 | 306 | 0.16 | 1.2 | 6 | 5 | 1 | 0.32 |
| 6 ^{eme} | 1 | 5 | 4.4 | 0.6 | 306 | 0.19 | 1 | 5 | 4.5 | 0.5 | 0.16 |
| 5 ^{eme} | 0.88 | 4.4 | 3.6 | 0.8 | 306 | 0.26 | 0.9 | 4.5 | 3.5 | 1 | 0.32 |
| 4 ^{eme} | 0.72 | 3.6 | 2.8 | 0.8 | 306 | 0.26 | 0.7 | 3.5 | 2.6 | 0.9 | 0.29 |
| 3 ^{eme} | 0.56 | 2.8 | 1.95 | 0.85 | 306 | 0.27 | 0.52 | 2.6 | 1.7 | 0.9 | 0.29 |
| 2 ^{eme} | 0.39 | 1.95 | 1.15 | 0.8 | 306 | 0.26 | 0.34 | 1.7 | 0.95 | 0.75 | 0.24 |
| 1 ^{eme} | 0.23 | 1.15 | 0.5 | 0.65 | 306 | 0.21 | 0.19 | 0.95 | 0.385 | 0.565 | 0.18 |
| RDC | 0.10 | 0.5 | 0 | 0.5 | 408 | 0.12 | 0.077 | 0.385 | 0 | 0.385 | 0.09 |

Tableau IV.8.Vérification des déplacements

IV.5.4.Justification vis-à-vis l'effet p- Δ :

L'effet P- Δ représente l'augmentation des déplacements horizontaux du à l'application simultanée de charges verticales et d'une petite charge horizontale.

Le RPA2003 estime que les effets de seconde ordre peuvent être négligés si la condition suivantes est vérifier :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

- Si $\theta_k < 0,10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,10 < \theta_k < 0,20$: il faut augmenter les effet de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_k : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : hauteur de l'étage 'K'.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau ci-après :

| Niveau | H_k (cm) | P_k (KN) | Sens x-x | | | Sens y-y | | |
|---------------------------|---------------|---------------|--------------------|------------|------------|--------------------|------------|------------|
| | | | Δ_k (cm) | V_k (KN) | θ_k | Δ_k (cm) | V_k (KN) | θ_k |
| 9 ^{ème} etage | 306 | 3091.255 | 0.5 | 496.361 | 0.01 | 1 | 683.894 | 0.014 |
| 8 ^{ème} | 306 | 5919.816 | 0.5 | 674.217 | 0.014 | 1 | 707.928 | 0.027 |
| 7 ^{ème} | 306 | 8793.367 | 0.5 | 886.155 | 0.016 | 1 | 884.288 | 0.032 |
| 6 ^{ème} | 306 | 11781.053 | 0.6 | 1117.415 | 0.02 | 0.5 | 1080.401 | 0.017 |
| 5 ^{ème} | 306 | 14759.112 | 0.8 | 1294.506 | 0.029 | 1 | 1254.737 | 0.038 |
| 4 ^{ème} | 306 | 17792.626 | 0.8 | 1454.429 | 0.031 | 0.9 | 1404.385 | 0.037 |
| 3 ^{ème} | 306 | 20494.993 | 0.85 | 1510.395 | 0.037 | 0.9 | 1518.264 | 0.039 |
| 2 ^{ème} | 306 | 24002.417 | 0.8 | 1676.479 | 0.037 | 0.75 | 1639.336 | 0.035 |
| 1 ^{ème} | 306 | 27155.897 | 0.65 | 1654.066 | 0.034 | 0.565 | 1741.288 | 0.028 |
| RDC | 308 | 31362.859 | 0.5 | 1812.669 | 0.021 | 0.385 | 1621 | 0.018 |

Tableau IV.9.Vérification de l'effet p- Δ

IV.6.Conclusion :

Dans cette étude dynamique nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous à donnée les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes. Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

V.1.Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments porteurs principaux. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrailés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

V.2.Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs du système plancher-poutre, leurs rôles consistent à supporter les charges et les transmettre aux fondations.

Les poteaux sont sollicités par un effort normal N et un moment fléchissant M , leurs armatures seront déterminées en flexion composée.

Pour obtenir les efforts internes (M, N, T), nous avons utilisé le logiciel SAP 2000 sous combinaisons suivantes :

| | | | |
|----|------------------|---|----------------|
| 1. | $1,35 G + 1,5 Q$ | } | B.A.E.L 91. |
| 2. | $G + Q$ | | |
| 3. | $G + Q + E$ | } | RPA [art 5.2]. |
| 4. | $G + Q - E$ | | |
| 5. | $0,8G + E$ | | |
| 6. | $0,8G - E$ | | |

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

- N_{\max} et M correspondant
- N_{\min} et M correspondant
- M_{\max} et N correspondant

V.2.1.Recommandations du RPA99 (version2003)

❖ Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone IIa
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements 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 jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \max(h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$$

$$L' = 2 \times h'$$

h_e : La hauteur d'étage

b_1, h_1 : Dimension de la section transversale du poteau.

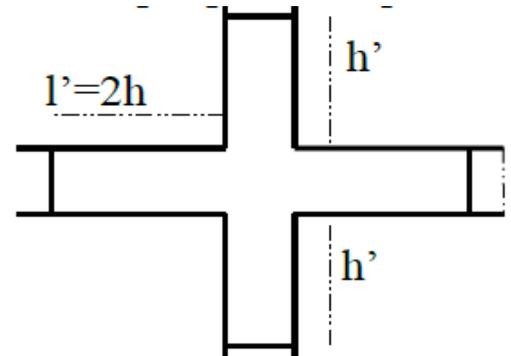


Figure V.1. Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

| Niveau | Section du poteau (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{max} (cm ²) zone courante | A _{max} (cm ²) zone de recouvrement |
|------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|---|--|
| RDC | 65*65 | 33.8 | 169 | 253.5 |
| 1et2 ^{ème} étage | 60*60 | 28.8 | 144 | 216 |
| 3et4 ^{ème} étage | 55*55 | 24.2 | 121 | 181.5 |
| 5et6 ^{ème} étage | 55*50 | 22 | 110 | 165 |
| 7et8et9 ^{ème} étage | 50*45 | 18 | 90 | 135 |

Tableau V.2.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA

❖ **Armatures transversales : (Article 7.4.2.2).**

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- ✓ V_u : l'effort tranchant de calcul
- ✓ h_1 : hauteur totale de la section brute
- ✓ f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ✓ ρ_a : coefficient connecteur qui tient compte du mode de rupture fragile par l'effort tranchant, il est pris égale à 2.5 si l'élancement géométrique « λ_g » dans la direction considérée est supérieur ou égale à 5 et à 3.75 dans le cas contraire.
- ✓ t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\Phi_l, 15 \text{ cm})$. En zone IIa.
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\Phi_l$. En zone IIa.

Où Φ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales $A_t/t.b_1$ en pourcentage est :

- 0.3% si $\lambda_g \geq 5$
- 0.8% si $\lambda_g \leq 3$
- Interpoler entre les valeurs limite précédente si $3 < \lambda_g < 5$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10Φ

V.2.2.Calcul des sollicitations

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

$N > 0$: effort de traction.

$N < 0$: effort de compression.

| Sectio n | com b | $N_{\max}, M_{\text{corr}}$ | | comb | $N_{\min}, M_{\text{corr}}$ | | com b | $M_{\max}, N_{\text{corr}}$ | |
|-------------|----------|-----------------------------|-------------|------|-----------------------------|-------------|----------|-----------------------------|----------|
| | | N (KN) | M (KN.m) | | N (KN) | M (KN.m) | | M (KN. m) | N (KN) |
| 65*65 | 1 | -2362.87 | 8.5747 | 5 | -430.16 | 8.134 | 1 | -55.51 | -1847.25 |
| 60*60 | 1 | -2049.19 | 6.7504 | 5 | -337.83 | 14.308 | 1 | 56.80 | -1127.77 |
| 55*55 | 1 | -1549.26 | 10.3317 | 5 | -235.86 | 15.558 | 1 | 60.88 | -820.72 |
| 55*50 | 1 | -1088.13 | 16.7142 | 5 | -148.97 | 18.510 | 1 | 71.67 | -536.20 |
| 50*45 | 1 | -654.829 | 17.3217 | 5 | -13.247 | 3.355 | 1 | -89.83 | -87.76 |

Tableau V.2.2.Sollicitation dans les poteaux

V.2.3.Calcul du ferrailage

V.2.3.1.Ferrailage longitudinale

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

- Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau rectangulaire le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- ✓ $N_{\max} = -2362.876 \text{ KN}$ $M_{\text{corr}} = 8.5747 \text{ KN.m}$
- ✓ $N_{\min} = -430.164 \text{ KN}$ $M_{\text{corr}} = 8.134 \text{ KN.m}$
- ✓ $M_{\max} = -55.5143 \text{ KN.m}$ $N_{\text{corr}} = -1847.258 \text{ KN}$

a) Calcul sous N_{\max} et M_{corr} :

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.65 = 0.586\text{m}; d' = 0.065\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N = -2362.876 \text{ KN} \\ M = 8.5747 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow e_G = M/N = 0.0036\text{m}$$

$e_G < h/2 = 0.325 \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d') - MA \leq (0.337h - 0.81d') b \cdot h \cdot f_{bu} \quad (\text{I})$$

$$MA = M + N \times (d - h/2) = 8.5747 + 2362.876 (0.585 - 0.325)$$

$$MA = 622.922 \text{ KN}$$

$$2362.876 \cdot 10^{-3} (0.586 - 0.065) - 622.922 \cdot 10^{-3} = 0.608$$

$$(0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.065) \times 0.4225 \times 14.2 = 0.998$$

$$(\text{I}) \Rightarrow 0.608 \leq 0.998 \text{ vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{MA}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{622.922 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.585^2 \times 14.2} = 0.197 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

Donc $A' = 0$ pas d'armature comprimée. On est dans le pivot A :

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.27$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.585(1 - 0.4 \times 0.27) = 0.52\text{m.}$$

$$A_1 = \frac{MA}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_1 = \frac{622.922 \times 10^{-3}}{348 \times 0.52} \Rightarrow A_1 = 34.42 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_{st}} \Rightarrow A = 0.003442 - \frac{2362.876 \times 10^{-3}}{348} = -33.47 \text{ cm}^2 < 0$$

$$\Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

b) Calcul sous N_{\min} , M_{corr} :

$$N = -430.164 \text{ KN} \quad M = 8.134 \text{ KN.m} \quad e_G = M/N = 0.018 \text{ m}$$

$e_G < h/2 = 0.325 \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

$$(I) \quad \Rightarrow 0.104 < 0.99 \text{ c'est vérifiée.}$$

$$MA = 119.976 \text{ KN}$$

$$\mu_{bu} = 0.037 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 0.047 \quad Z = 0.574 \text{ m} \quad A_1 = 6.0062 \text{ cm}^2 \quad A = -6.35 \text{ cm}^2 < 0$$

$$\Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

c) Calcul sous M_{\max} , N_{corr} :

$$N = -1847.258 \text{ KN} \quad M = -55.5143 \text{ KN.m} \quad e_G = M/N = 0.03 \text{ m}$$

$e_G < h/2 = 0.325 \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

$$(I) \quad \Rightarrow 0.537 < 0.99 \text{ c'est vérifiée.}$$

$$MA = 424.77 \text{ KN}$$

$$\mu_{bu} = 0.134 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 0.18 \quad Z = 0.54 \text{ m} \quad A_1 = 22.60 \text{ cm}^2 \quad A = -30.48 \text{ cm}^2 < 0$$

$$\Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

D'après ces trois cas le ferrailage du poteau sera ferrillé avec A_{\min} du RPA.

Le ferrailage des poteaux est résumé dans le tableau suivant :

| Niveau | Section | A _{cal} par SAP 2000(cm ²) | A _{min} RPA (cm ²) | A adopté (cm ²) |
|--------------------------------|---------|---|---|-----------------------------|
| RDC | 65*65 | 0 | 33.8 | 12T16+4T20=36.7 |
| 1et 2 ^{ème} étage | 60*60 | 10 | 28.8 | 8T20+4T14=31.29 |
| 3 et 4 ^{ème} étage | 55*55 | 9.075 | 24.2 | 8T20+4T14=31.29 |
| 5et 6 ^{ème} étage | 55*50 | 8.25 | 22 | 4T20+6T16=24.63 |
| 7et 8et 9 ^{ème} étage | 50*45 | 6.75 | 18 | 8T16+4T14=22.24 |

Tableau V.2.3. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

V.2.3.1. Sections des armatures transversales dans les poteaux

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales, Le tableau ci-dessous comporte les sections calculées et les minimums préconisés par le **RPA99/2003**.

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

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

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau ci-après :

| Niveau | RDC | 1et2 ^{ème} étage | 3et4 ^{ème} etage | 5et6 ^{ème} etage | 7et8et9 ^{ème} etage |
|--|--------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|------------------------------|
| Section (cm) | 65*65 | 60*60 | 55*55 | 55*50 | 50*45 |
| ϕ_t^{\max} (cm) | 2 | 2 | 2 | 2 | 1.6 |
| ϕ_t^{\min} (cm) | 1.6 | 1.4 | 1.4 | 1.6 | 1.4 |
| l_f (cm) | 285.6 | 214.2 | 214.2 | 214.2 | 214.2 |
| λ_g | 4.39 | 3.57 | 3.89 | 3.89 | 4.28 |
| V _u (KN) | 66.325 | 63.468 | 52.515 | 45.346 | 53.778 |
| S _t zone nodale (cm) | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| S _t zone courante (cm) | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| A _t (cm ²) | 1.43 | 1.48 | 1.34 | 1.15 | 1.51 |
| A _t ^{min} (cm ²) | 5.89 | 9.13 | 7.053 | 6.41 | 4.45 |
| A _t adopté (cm ²) | 8T10 | 8T12 | 10T10 | 10T10 | 6T10 |

Tableau V.2.4. Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Conformément aux règles du RPA 99 V2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. $\left(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_t^{\max} \right)$. Ce qui est vérifiée dans notre cas.

V.2.4.Vérifications :**➤ Vérification au flambement (effort normal ultime) :**

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés 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.

$$N_u = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA (Art B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élanement λ

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de

$$L_0 = 4.08 \text{ m} \quad ; \quad N_{\max} = 2362.87 \text{ KN.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 4.08 = 2,856 \text{ m} \quad (\text{longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0.65}{\sqrt{12}} = 0,187 \text{ m} \quad (\text{rayon de giration})$$

$$D'ou \quad \lambda = \frac{2.856}{0,187} = 15.27 \Rightarrow \alpha = 0,81$$

$$B_r = 0,3969 \text{ m}^2 \quad (\text{section réduite})$$

Donc

$$N_u = 0,81 \times \left(\frac{0,3969 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 36.7 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) = 6987.48 \text{ KN}$$

On a $N_{\max} = 2362.8 < 6987.48 \text{ KN}$ la condition est vérifié ; donc pas de risque de flambement.

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau ci dessous :

| Niveau | Section (cm ²) | L ₀ (cm) | I _f (cm) | I (cm) | λ | α | A _s (cm ²) | B _r (cm ²) | N _{max} (KN) | N _{ultim} (KN) |
|------------------------------|----------------------------|---------------------|---------------------|--------|-------|------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------|-------------------------|
| RDC | 65*65 | 408 | 285.6 | 18.7 | 15.27 | 0.81 | 36.7 | 3969 | 2362.87 | 6987.48 |
| 1et2 ^{ème} étage | 60*60 | 306 | 214.2 | 17.32 | 12.36 | 0.83 | 31.29 | 3364 | 2049.19 | 6073.92 |
| 3et4 ^{ème} étage | 55*55 | 306 | 214.2 | 15.87 | 13.49 | 0.84 | 31.29 | 2809 | 1549.26 | 5283.76 |
| 5et6 ^{ème} étage | 55*50 | 306 | 214.2 | 15.87 | 13.49 | 0.84 | 24.63 | 2544 | 1088.13 | 4676.95 |
| 7et8et9 ^{ème} étage | 50*45 | 306 | 214.2 | 14.43 | 14.84 | 0.82 | 22.24 | 2064 | 654.829 | 3768.54 |

Tableau V.2.5. Justification de l'effort normal ultime

Du tableau ci-dessus on ne constate que N_{max} < Nu Donc pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes :**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc};$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

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

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')}$$

$$v' = h - v$$

$$d = 0,9 \times h$$

$$\Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

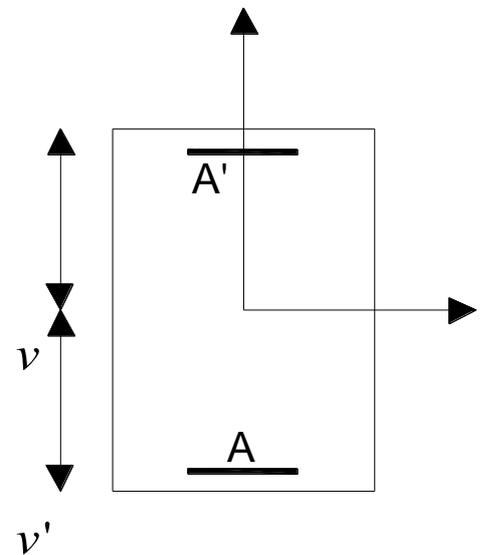


Figure V.2. Section d'un poteau

Les résultats sont résumés dans le tableau ci dessous :

| Niveau | RDC | 1et2 ^{ème} étage | 3et4 ^{ème} étage | 5et6 ^{ème} étage | 7et8et9 ^{ème} étage |
|------------------------------------|----------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------------|
| Section (cm ²) | 65*65 | 60*60 | 55*55 | 55*50 | 50*45 |
| d (cm) | 58.5 | 54 | 49.5 | 49.5 | 45 |
| A (cm) | 36.7 | 31.29 | 31.29 | 24.63 | 22.24 |
| V (cm) | 35.49 | 32.76 | 30.45 | 30.10 | 27.58 |
| V' (cm) | 29.51 | 27.24 | 24.55 | 24.9 | 22.42 |
| I _{gg} (cm ⁴) | 0.01816 | 0.01314 | 0.009574 | 0.008501 | 0.005838 |
| N _{ser} (KN) | 1718.688 | 1492.021 | 1128.11 | 792.642 | 477.532 |
| M _{ser} (KN.m) | 6.2045 | 4.8814 | 7.4785 | 12.1077 | 12.5518 |
| σ_{bc} (MPa) | 4.18 | 4.26 | 3.96 | 3.31 | 2.71 |
| $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| Condition | vérifiée | vérifiée | vérifiée | vérifiée | vérifiée |

Tableau V.2.6. Vérification des contraintes dans le béton

➤ **Vérification aux sollicitations tangentielles :**

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{telle que:}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99v2003 (Art 7.4.3.2)}$$

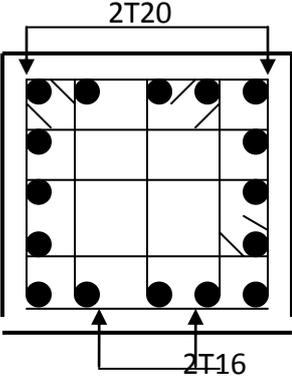
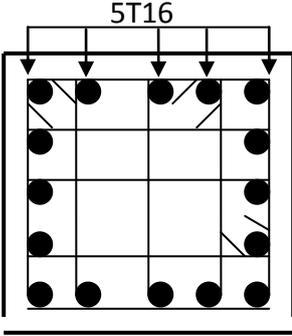
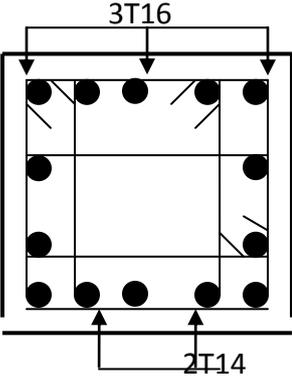
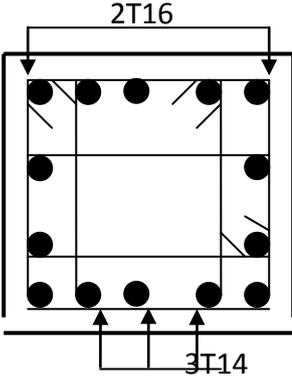
$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les vérifications aux sollicitations tangentielles sont résumées dans le tableau suivant :

| Niveau | Section (cm ²) | λ_g | ρ_d | d (cm) | V_u (KN) | τ (MPa) | $\bar{\tau}_{adm}$ (MPa) | Condition |
|------------------------------|----------------------------|-------------|----------|--------|------------|--------------|--------------------------|-----------|
| RDC | 65*65 | 4.39 | 0.04 | 58.5 | 66.325 | 0.17 | 1 | Vérifiée |
| 1et2 ^{ème} étage | 60*60 | 3.57 | 0.04 | 54 | 63.468 | 0.19 | 1 | Vérifiée |
| 3et4 ^{ème} étage | 55*55 | 3.89 | 0.04 | 49.5 | 52.515 | 0.19 | 1 | Vérifiée |
| 5et6 ^{ème} étage | 55*50 | 3.89 | 0.04 | 49.5 | 45.346 | 0.18 | 1 | Vérifiée |
| 7et8et9 ^{ème} étage | 50*45 | 4.28 | 0.04 | 45 | 53.778 | 0.26 | 1 | Vérifiée |

Tableau V.2.7. Vérification des sollicitations tangentes.

V.2.5 : Schémas de ferrailage :

| | |
|---|--|
| RDC | 1et 2 ^{ème} étage |
|  |  |
| 3et4 ^{ème} étage | 5et 6 ^{ème} étage |
|  |  |

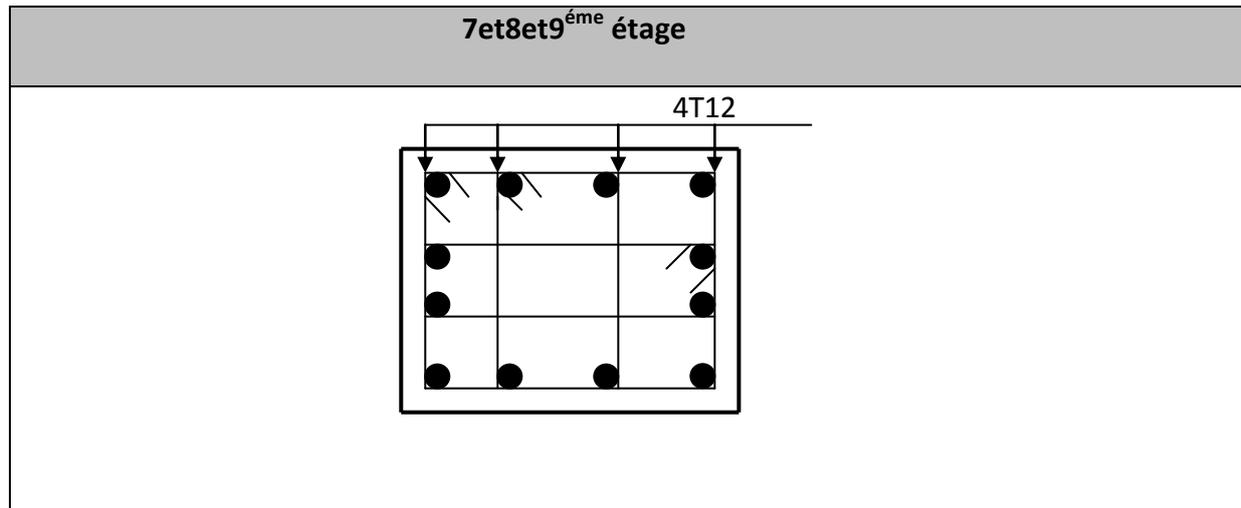


Tableau V.2.8. Schémas de ferrailage des poteaux.

V.3. Etude des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q+E$
- $G+Q-E$
- $0.8G+E$
- $0.8G-E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (40×30),
- poutres secondaires (35×30),

V.3.1. Recommandation du RPA99/2003:

A) Armatures longitudinales: RPA99-2003(Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante,
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

B) Armatures transversales : RPA99/2003(Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

– $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_{1min})$ en zone nodale,

– $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre

Φ_1 : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2.Calcul de ferrailage :

- **Exemple de calcul :**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale de niveau du RDC. qui est sollicitée avec :

$$M_t = 15.46 \text{KN.m}$$

$$M_a = -40.337 \text{KN.m}$$

- ✓ **Armatures en travée :**

$$M_{bu} = 15.46 \times 10^{-3} / 0.3 \times 0.375^2 \times 14.2 = 0.0259 < \mu_t = 0.3916 \text{ alors } A_s' = 0$$

$$\alpha = 0.0328 \Rightarrow z = 0.37 \text{m} \Rightarrow A_s = 1.36 \text{cm}^2.$$

| Niveau | Type | Section | Localisation | M (KNm) | A _{cal} (cm ²) | Nbre de barres | A _{min} (cm ²) | A _{max} (cm ²) |
|---------------|------|---------|--------------|---------|-------------------------------------|----------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| Étage service | pp | 30*40 | Travée | 15.46 | 1.36 | 3HA12 | 6 | 48 |
| | | | Appuis | 40.337 | 3.2 | 3HA14 | | |
| | PS | 30*35 | Travée | 5.839 | 1.17 | 1HA10 + 2HA12 | 5.25 | 42 |
| | | | Appuis | 25.87 | 2.35 | 1HA10 + 2HA12 | | |
| Étage Courant | pp | 30*40 | Travée | 12.72 | 1.36 | 3HA12 | 6 | 48 |
| | | | Appuis | 38.25 | 3.032 | 3HA14 | | |
| | PS | 30*35 | Travée | 5.45 | 1.17 | 1HA10 + 2HA12 | 5.25 | 42 |
| | | | Appuis | 26.14 | 2.38 | 1HA10 + 2HA12 | | |
| Terrasse | pp | 30*40 | Travée | 15.95 | 1.35 | 3HA12 | 6 | 48 |
| | | | Appuis | 43.99 | 3.51 | 3HA14 | | |
| | PS | 30*35 | Travée | 9.16 | 1.17 | 1HA10 + 2HA12 | 5.25 | 42 |
| | | | Appuis | 26.08 | 2.378 | 3HA10 + 3HA12 | | |

Tableau V.3.1.Ferraillage des poutres.

✓ Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_i; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) cm$$

BAEL91 (Article H.III.3)

-Poutres principales :

$$\phi \leq \min\left(1; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1; 1.14; 3) cm$$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

-Poutres secondaires :

$$\phi \leq \min\left(1; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1; 1; 3)\text{cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

✓ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

- $S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{3.14 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_{t1} \leq 104.66\text{cm}$
- $S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t2} \leq 33.75\text{cm}$
- $S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 40\text{cm}$
- $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$ On adopte un espacement de 15cm en zone courante.
- $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right) \Rightarrow S_t = \min(10; 14.4) = 10\text{cm}$

On adopte un espacement de 10cm en zone nodale sur une longueur de

$$l = 2 \times h = 80\text{cm}.$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35\text{cm}^2.$$

V.3.3. Vérifications :

❖ Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 5\text{MPa})$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} ; \text{ Tel que : } \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3.25\text{MPa} \quad \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

| Poutres | V_u (MN) SAP2000 | τ_u (MPa) | Condition |
|-------------|-----------------------|----------------|-----------|
| Principales | 0.0859 | 0.763 | Vérifiée |
| Secondaires | 0.0733 | 0.751 | Vérifiée |

Tableau V.3.2. Vérification des contraintes tangentielles.

❖ Les armatures longitudinales au cisaillement :

-en appuis de rives :
$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

-en appuis 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 :

| Poutres | V_u (MN) SAP2000 | M_a (MN.m) SAP2000 | A_L (cm) | A_l^{rive} (cm ²) | A_l^{int} (cm ²) | Observation |
|-------------|-----------------------|----------------------------|------------|---------------------------------|-----------------------------------|-------------|
| Principales | 0.0859 | 0.0521 | 4.19 | 2.47 | -1.97 | Vérifiée |
| Secondaires | 0.0733 | 0.0261 | 2.38 | 2.10 | -0.45 | Vérifiée |

Tableau V.3.3 : Vérification au cisaillement.

❖ Vérification à l'ELS :

a-Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

| Poutres | Localisation | M _{ser} (KN.m) SAP2000 | Y (cm) | I (m ⁴) | σ _{bc} (MPa) | Condition |
|---------------------|--------------|---------------------------------------|-----------|------------------------|--------------------------|-----------|
| Poutres principales | Appuis | 37.86 | 10.61 | 0.0016 | 2.5 | Vérifiée |
| | Travées | 21.73 | 10.61 | 0.0016 | 1.44 | Vérifiée |
| Poutres secondaires | Appuis | 18.67 | 7.68 | 0.00107 | 1.34 | Vérifiée |
| | Travées | 13.15 | 7.68 | 0.00107 | 0.94 | Vérifiée |

Tableau V.3.4: Vérification de l'état limite de compression.

b- Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification de la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \quad \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$

| | H cm | b cm | l (cm) | A _s (cm ²) | $\frac{h_t}{l}$ | $\frac{M_t}{10 \times M_0}$ | $\frac{A_s}{b_0 \times d}$ | $\frac{4.2}{f_e}$ | $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$ | $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$ | $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ |
|----------|---------|---------|--------|--------------------------------------|-----------------|-----------------------------|----------------------------|-------------------|--------------------------------|---|---|
| P | 40 | 30 | 535 | 4.19 | 0.07 | 0.057 | 0.003 | 0.01 | Vérifier | Vérifiée | Vérifiée |
| P | | | | | 4 | | | | | | |
| P | 35 | 30 | 430 | 2.38 | 0.08 | 0.07 | 0.002 | 0.01 | Vérifier | Vérifiée | Vérifiée |
| S | | | | | 1 | | | | | | |

Tableau V.3.5 : Vérification de la flèche pour les poutres.

Les trois conditions précédentes sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ Vérification des zones nodales :

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03(Article 7.6.2)**. Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25. Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers

niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

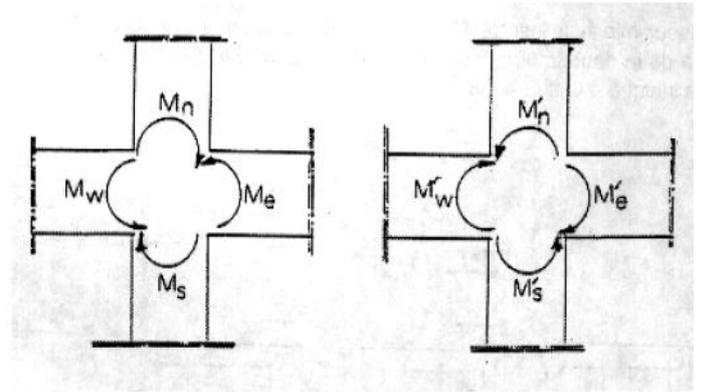


Schéma de la Zone nodale

✓ Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- 1) Des dimensions de la section du béton.
- 2) De la quantité d'acier dans la section du béton.
- 3) De la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que :
$$M_r = Z \times A_s \times \frac{f_s}{\gamma_s} \quad Z = 0.9 \times h$$

| Niveau | Section (cm) | Z (m) | M_r | A_s (cm ²) | M_r (KN.m) |
|-------------|--------------|-------|----------------|--------------------------|--------------|
| RDC | 65*65 | 0.585 | M _n | 10.05 | 177.91 |
| | | | M _s | 12.31 | 217.91 |
| Etage 1+2 | 60*60 | 0.54 | M _n | 7.16 | 117 |
| | | | M _s | 10.05 | 164.22 |
| Etage 3+4 | 55*55 | 0.495 | M _n | 8.7 | 129 |
| | | | M _s | 7.16 | 106.16 |
| Etage 5+6 | 55*50 | 0.45 | M _n | 4.52 | 61.55 |
| | | | M _s | 8.7 | 118.47 |
| Etage 7+8+9 | 50*45 | 0.45 | M _n | 0 | 61.55 |
| | | | M _s | 4.52 | 61.55 |

Tableau V.3.6 : Les moments résistants dans les poteaux

✓

✓ **Détermination du moment résistant dans les poutres :**

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

| Niveau | Type | Section (cm ²) | Z(m) | M_r | A_s (cm ²) | M_r (KNm) |
|---------------|------|----------------------------|-------|-------|--------------------------|-------------|
| Etage service | PP | 30x40 | 0.36 | Mw | 4.62 | 50.32 |
| | | | | Me | 3.39 | 36.93 |
| | PS | 30x35 | 0.315 | Mw | 3.05 | 29.07 |
| | | | | Me | 3.05 | 29.07 |
| Etage courant | PP | 30x40 | 0.36 | Mw | 4.62 | 50.32 |
| | | | | Me | 3.39 | 36.93 |
| | PS | 30x35 | 0.315 | Mw | 3.05 | 29.07 |
| | | | | Me | 3.05 | 29.07 |
| Terrasse | PP | 30x40 | 0.36 | Mw | 4.62 | 50.32 |
| | | | | Me | 3.39 | 36.93 |
| | PS | 30x35 | 0.315 | Mw | 3.05 | 29.07 |
| | | | | Me | 3.05 | 29.07 |

Tableau V.3.7: Les moments résistant dans les poutres

Le tableau qui suit résume la Vérification de la zone nodale dans différent étage :

✓ **Vérification des zones nodales :**

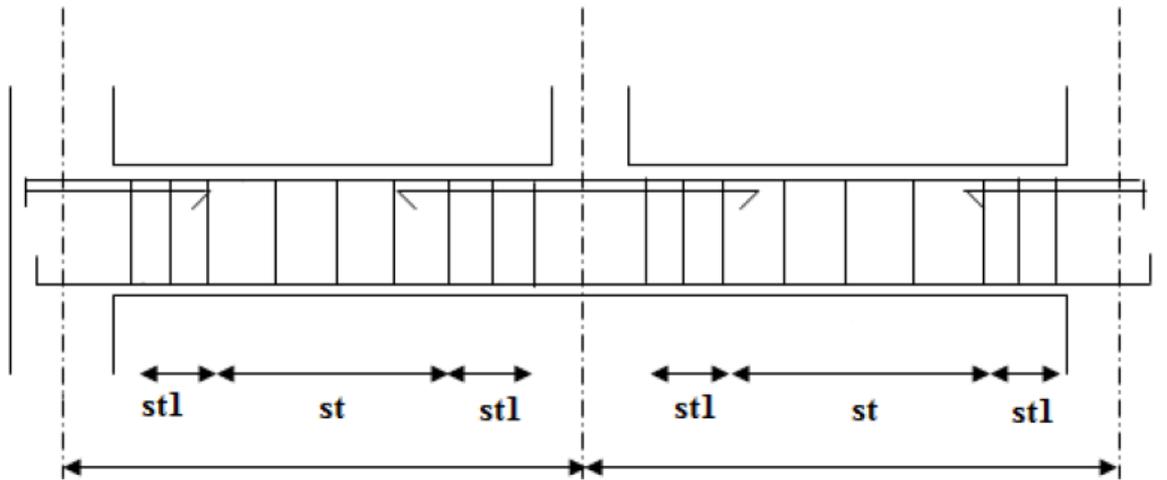
| Niveau | Plan | M_w | M_e | $1.25(M_w+M_e)$ | M_n | M_s | M_n+M_s | Con |
|-------------------|------|-------|-------|-----------------|--------|--------|-----------|----------|
| RDC | PP | 50.32 | 36.93 | 109.06 | 177.91 | 217.91 | 395.82 | Vérifiée |
| | PS | 29.07 | 29.07 | 58.14 | 177.91 | 217.91 | 395.82 | Vérifiée |
| Etage 1+2 | PP | 50.32 | 36.93 | 109.06 | 117 | 164.22 | 281.22 | Vérifiée |
| | PS | 29.07 | 29.07 | 58.14 | 117 | 164.22 | 281.22 | Vérifiée |
| Etage 3+4 | PP | 50.32 | 36.93 | 109.06 | 129 | 106.16 | 235.5 | Vérifiée |
| | PS | 29.07 | 29.07 | 58.14 | 129 | 106.16 | 235.5 | Vérifiée |
| Etage 5+6 | PP | 50.32 | 36.93 | 109.06 | 61.55 | 118.47 | 180.02 | Vérifiée |
| | PS | 29.07 | 29.07 | 58.14 | 61.55 | 118.47 | 180.02 | Vérifiée |
| Etage7+8+9 | PP | 50.32 | 36.93 | 109.06 | 61.55 | 61.55 | 123.1 | Vérifiée |
| | PS | 29.07 | 29.07 | 58.14 | 0 | 61.55 | 61.55 | Vérifiée |

Tableau V.3.8 : Vérification de la zone nodale dans différent étage.

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastique sera dans les poutres et non pas dans les poteau

V.3.4. Dispositions constructives :

Figure .V.4: Dispositions constructives d'une poutre.



V.3.5. Schémas de ferrailage des poutres :

| Planchers | Poutres principales | Poutres secondaires |
|---------------|---|---|
| Etage service | <p>3T14 4Ø_s 3T12</p> | <p>2T12 1T10 4Ø_s 2T12 1T10</p> |

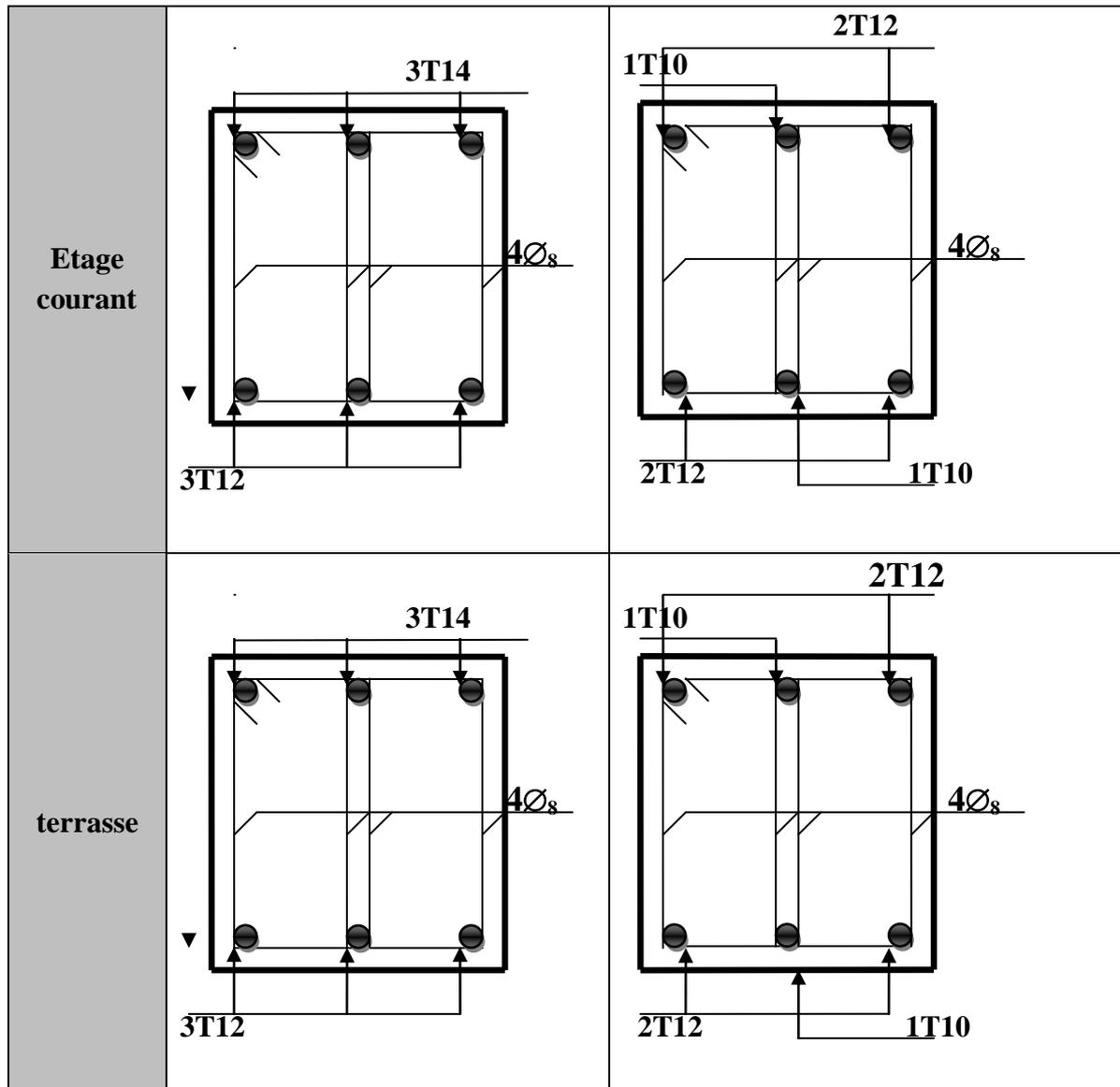


Tableau V.3.9: Ferrailages des différentes poutres.

V.4. Etude des voiles

Le RPA 99/ 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

- ✓ Voiles élancés : $h/l > 1.5$
- ✓ Voiles courts : $h/l < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.4.1.Recommandations du RPA :

A. Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} = 0.2\% (L_t \times e)$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

B. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\Phi_1$.

C. Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

D. Armatures de coutures :

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

$$A_{vj} = 1.1 \times V / f_e \quad ; \quad \text{avec : } V = 1.4 V_u$$

E. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 $A_{\min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile.
 $A_{\min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante
- $\Phi_1 \leq 1/10 \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).
- ✓ L'espacement : $s_t = \min (1.5e, 30 \text{ cm})$.
- ✓ Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Longueurs de recouvrement :

- 40Φ: Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
- 20Φ: Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.4.2. Disposition des voiles :

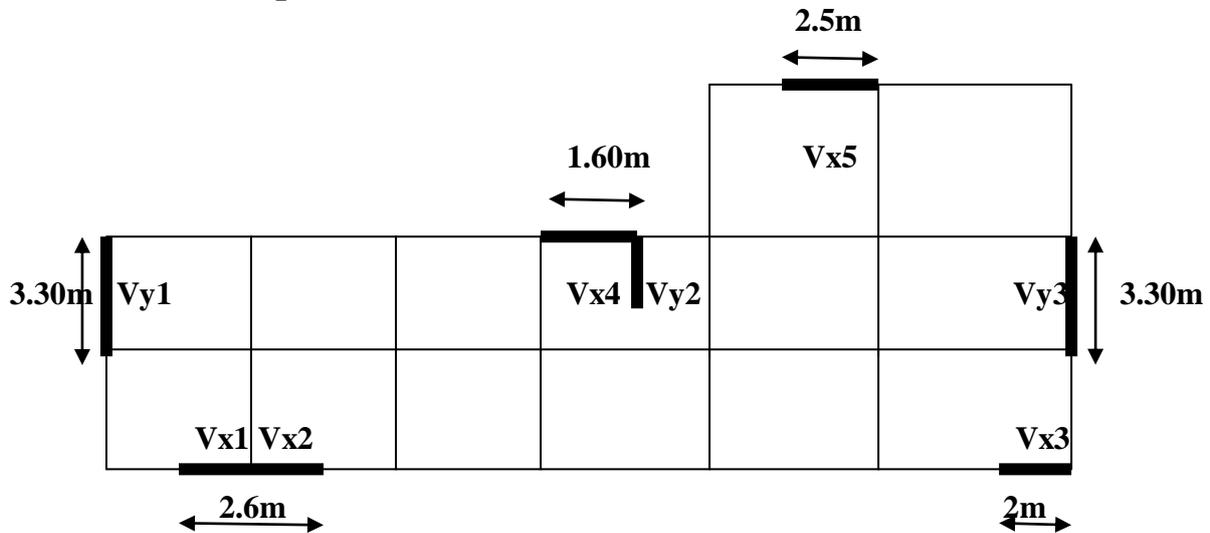


Figure V.6. La disposition adoptée des voiles

V.4.3. Ferrailage :

• **Armature verticale :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (bxh).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la moitié de la section en respectant toujours les recommandations du RPA.

• **Armature horizontale :**

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_r}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} \times k}{0,8 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$K=1+3\sigma$ cm/ f_{c28} en flexion composée avec N, effort de compression

σ cm = $N_{\text{compression}} / bxh$; contrainte moyenne de compression.

$\tau_u = V_u / exd < 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

Les résultats de ferrailage seront récapitulés dans le tableau ci-après où :

A_v^{min} / **voile maillée** : Section d'armature verticale minimale dans le voile.

$$A_v^{\text{min}} = 0.15\% bxh$$

$A_v^{calculée}$ / face : Section d'armature calculée pour une seule face de voile.

$A_v^{adoptée}$ / face : Section d'armature adopter pour une seule face de voile.

N^{nbe} / face : Nombre de barres adoptées par face.

S_t = Espacement.

A_h^{min} / voile : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet
($A_{min} = 0.15\% \text{ b x h}$)

$A_h^{calculée}$: Section d'armature calculée ($A_v^{adoptée} / 4$)

$A_h^{adoptée}$ /ml : Section d'armature adopte pour un mètre linéaire.

N^{bre} / ml : de barres adopté par un mètre linéaire.

a) Voile parallèle x-x' :

| Niveaux | Voile Vx1, Vx2 | | | |
|---|----------------|------------|-----------|-------------|
| | RDC+Etage1 ,2 | Etage 3, 4 | Etage 5,6 | Etage7, 8,9 |
| L(m) | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.3 |
| e(m) | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| M (KN.m) | 62.472 | 10.417 | 4.576 | 5.158 |
| N (KN) | 1008.582 | 746.137 | 556.204 | 351.225 |
| V(KN) | 50.441 | 2.575 | 5.361 | 2.695 |
| τ (MPa) | 0.28 | 0.014 | 0.03 | 0.015 |
| A_v^{min}/face | 5.2 | 5.2 | 5.2 | 5.2 |
| $A_v^{Calcul}/\text{face}(\text{cm}^2)$ | 15.94 | 10.49 | 7.89 | 4.93 |
| $A_v^{Adopte}/\text{face m}^2)$ | 16.02 | 11.3 | 9.04 | 6.32 |
| N^{barre}/face | 6T12+6T14 | 10T12 | 8T12 | 8T10 |
| S_t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |
| $A_h^{Calcul}(\text{cm}^2)$ | 4.005 | 2.825 | 2.26 | 1.58 |
| A_h^{min} (cm ²) | 3.9 | 3.9 | 3.9 | 3.9 |
| A_h^{Adopte} (cm ² /ml) | 4.52 | 4.52 | 4.52 | 4.52 |
| $N^{barre}/\text{face/ml}$ | 4T12 | 4T12 | 4T12 | 4T12 |
| S_t (cm) | 15 | 15 | 15 | 15 |

Tableau V.4.1. Ferrailage de voile Vx1,2

| Niveaux | Voile Vx3 | | | |
|--|---------------|------------|-----------|-------------|
| | RDC+Etage1 ,2 | Etage 3, 4 | Etage 5,6 | Etage7, 8,9 |
| L(m) | 2 | 2 | 2 | 2 |
| e(m) | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| M (KN.m) | 50.02 | 94.594 | 101.736 | 113.275 |
| N (KN) | 1077.965 | 949.166 | 719.001 | 452.972 |
| V(KN) | 32.589 | 54.101 | 60.576 | 69.546 |
| τ (MPa) | 0.116 | 0.194 | 0.217 | 0.249 |
| A_V^{\min}/face | 8 | 8 | 8 | 8 |
| $A_V^{\text{Calcul}}/\text{face}(\text{cm}^2)$ | 16.23 | 12.25 | 8.84 | 4.84 |
| $A_V^{\text{Adopte}}/\text{face m}^2)$ | 16.84 | 13.98 | 9.04 | 9.04 |
| $N^{\text{barre}}/\text{face}$ | 8T14+4T12 | 6T10+6T14 | 8T12 | 8T12 |
| S_t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |
| $A_h^{\text{Calcul}}(\text{cm}^2)$ | 4.21 | 3.495 | 2.26 | 1.58 |
| A_h^{\min} (cm ²) | 6 | 6 | 6 | 6 |
| $A_h^{\text{Adopte}}(\text{cm}^2/\text{ml})$ | 6.16 | 6.16 | 6.16 | 6.26 |
| $N^{\text{barre}}/\text{face/ml}$ | 4T14 | 4T14 | 4T14 | 4T14 |
| S_t (cm) | 15 | 15 | 15 | 15 |

Tableau V.4.2. Ferrailage de voile Vx3

| Niveaux | Voile Vx4 | | | |
|--|---------------|------------|-----------|-------------|
| | RDC+Etage1 ,2 | Etage 3, 4 | Etage 5,6 | Etage7, 8,9 |
| L(m) | 1.6 | 1.6 | 1.6 | 1.6 |
| e(m) | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| M (KN.m) | 41.483 | 5.504 | 10.672 | 6.913 |
| N (KN) | 864.894 | 745.778 | 565.998 | 367.532 |
| V(KN) | 22.667 | 14.145 | 20.459 | 20.72 |
| τ (MPa) | 0.102 | 0.063 | 0.092 | 0.093 |
| A_V^{\min}/face | 6.4 | 6.4 | 6.4 | 6.4 |
| $A_V^{\text{Calcul}}/\text{face}(\text{cm}^2)$ | 13.2 | 10.62 | 7.94 | 5.16 |
| $A_V^{\text{Adopte}}/\text{face m}^2)$ | 13.98 | 11.3 | 9.04 | 6.78 |
| $N^{\text{barre}}/\text{face}$ | 6T10+6T14 | 10T12 | 8T12 | 6T12 |
| S_t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |
| $A_h^{\text{Calcul}}(\text{cm}^2)$ | 3.495 | 2.825 | 2.26 | 1.58 |
| A_h^{\min} (cm ²) | 4.8 | 4.8 | 4.8 | 4.8 |
| $A_h^{\text{Adopte}}(\text{cm}^2/\text{ml})$ | 6.16 | 6.16 | 6.16 | 6.16 |
| $N^{\text{barre}}/\text{face/ml}$ | 4T14 | 4T14 | 4T14 | 4T14 |
| S_t (cm) | 15 | 15 | 15 | 15 |

Tableau V.4.3. Ferrailage de voile Vx4

| Niveaux | Voile Vx5 | | | |
|--|---------------|------------|-----------|-------------|
| | RDC+Etage1 ,2 | Etage 3, 4 | Etage 5,6 | Etage7, 8,9 |
| L(m) | 2.5 | 2.5 | 2.5 | 2.5 |
| e(m) | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| M (KN.m) | 338.095 | 49.18 | 44.904 | 26.786 |
| N (KN) | 1385.043 | 404.91 | 299.627 | 190.383 |
| V(KN) | 59.693 | 17.909 | 15.938 | 11.659 |
| τ (MPa) | 0.17 | 0.051 | 0.045 | 0.033 |
| A_V^{\min}/face | 10 | 10 | 10 | 10 |
| $A_V^{\text{Calcul}}/\text{face}(\text{cm}^2)$ | 23.88 | 6.4 | 4.83 | 3.05 |
| $A_V^{\text{Adopte}}/\text{face m}^2)$ | 24.64 | 11.3 | 11.3 | 11.3 |
| $N^{\text{barre}}/\text{face}$ | 16T14 | 10T12 | 10T12 | 10T12 |
| S_t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |
| $A_h^{\text{Calcul}}(\text{cm}^2)$ | 6.16 | 2.37 | 1.58 | 1.58 |
| A_h^{\min} (cm ²) | 7.5 | 7.5 | 7.5 | 7.5 |
| A_h^{Adopte} (cm ² /ml) | 9.04 | 9.04 | 9.04 | 9.04 |
| $N^{\text{barre}}/\text{face/ml}$ | 8T12 | 8T12 | 8T12 | 8T12 |
| S_t (cm) | 15 | 15 | 15 | 15 |

Tableau V.4.4. Ferrailage de voile Vx5

b) Voile parallèle y-y' :

| Niveaux | Voile Vy1 | | | |
|--|---------------|------------|-----------|-------------|
| | RDC+Etage1 ,2 | Etage 3, 4 | Etage 5,6 | Etage7, 8,9 |
| L(m) | 3.3 | 3.3 | 3.3 | 3.3 |
| e(m) | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| M (KN.m) | 181.703 | 49.183 | 24.36 | 16.264 |
| N (KN) | 1604.06 | 1323.742 | 1002.98 | 656.209 |
| V(KN) | 58.01 | 15.763 | 11.757 | 12.565 |
| τ (MPa) | 0.124 | 0.033 | 0.025 | 0.027 |
| A_V^{\min}/face | 13.2 | 13.2 | 13.2 | 13.2 |
| $A_V^{\text{Calcul}}/\text{face}(\text{cm}^2)$ | 21.45 | 18.59 | 14.2 | 9.58 |
| $A_V^{\text{Adopte}}/\text{face m}^2)$ | 23.82 | 19.10 | 15.4 | 13.56 |
| $N^{\text{barre}}/\text{face}$ | 14T14+2T12 | 8T14+6T12 | 10T14 | 12T12 |
| S_t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |
| $A_h^{\text{Calcul}}(\text{cm}^2)$ | 5.955 | 4.775 | 3.85 | 2.765 |
| A_h^{\min} (cm ²) | 9.9 | 9.9 | 9.9 | 9.9 |
| A_h^{Adopte} (cm ² /ml) | 11.3 | 11.3 | 11.3 | 11.3 |
| $N^{\text{barre}}/\text{face/ml}$ | 10T12 | 10T12 | 10T12 | 10T12 |
| S_t (cm) | 15 | 15 | 15 | 15 |

Tableau V.4.5. Ferrailage de voile Vy1

| Niveaux | Voile Vy2 | | | |
|--|---------------|------------|-----------|-------------|
| | RDC+Etage1 ,2 | Etage 3, 4 | Etage 5,6 | Etage7, 8,9 |
| L(m) | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.5 |
| e(m) | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| M (KN.m) | 20.653 | 3.75 | 4.435 | 20.312 |
| N (KN) | 833.546 | 817.197 | 768.021 | 359.29 |
| V(KN) | 0.674 | 4.119 | 5.887 | 19.52 |
| τ (MPa) | 0.003 | 0.019 | 0.028 | 0.094 |
| A_V^{\min}/face | 6 | 6 | 6 | 6 |
| $A_V^{\text{Calcul}}/\text{face}(\text{cm}^2)$ | 11.57 | 11.82 | 10.95 | 4.76 |
| $A_V^{\text{Adopte}}/\text{face m}^2)$ | 12.40 | 12.40 | 11.5 | 6.32 |
| $N^{\text{barre}}/\text{face}$ | 6T14+4T10 | 6T14+4T10 | 6T14+2T12 | 8T10 |
| S_t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |
| $A_h^{\text{Calcul}}(\text{cm}^2)$ | 3.1 | 3.1 | 2.875 | 1.58 |
| A_h^{\min} (cm ²) | 4.5 | 4.5 | 4.5 | 4.5 |
| $A_h^{\text{Adopte}}(\text{cm}^2/\text{ml})$ | 4.52 | 4.52 | 4.52 | 4.52 |
| $N^{\text{barre}}/\text{face/ml}$ | 4T12 | 4T12 | 4T12 | 4T12 |
| S_t (cm) | 15 | 15 | 15 | 15 |

Tableau V.4.6. Ferrailage de voile Vy2

| Niveaux | Voile Vy3 | | | |
|--|---------------|------------|-----------|-------------|
| | RDC+Etage1 ,2 | Etage 3, 4 | Etage 5,6 | Etage7, 8,9 |
| L(m) | 3.3 | 3.3 | 3.3 | 3.3 |
| e(m) | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| M (KN.m) | 184.832 | 64.084 | 44.414 | 33.544 |
| N (KN) | 1805.371 | 1479.188 | 1122.548 | 735.326 |
| V(KN) | 68.382 | 24.739 | 25.811 | 31.156 |
| τ (MPa) | 0.147 | 0.053 | 0.055 | 0.067 |
| A_V^{\min}/face | 13.2 | 13.2 | 13.2 | 13.2 |
| $A_V^{\text{Calcul}}/\text{face}(\text{cm}^2)$ | 24.32 | 20.7 | 15.74 | 10.27 |
| $A_V^{\text{Adopte}}/\text{face m}^2)$ | 24.64 | 21.72 | 16.02 | 13.56 |
| $N^{\text{barre}}/\text{face}$ | 16T14 | 8T10+10T14 | 6T12+6T14 | 12T12 |
| S_t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |
| $A_h^{\text{Calcul}}(\text{cm}^2)$ | 6.16 | 5.43 | 4.005 | 2.765 |
| A_h^{\min} (cm ²) | 9.9 | 9.9 | 9.9 | 9.9 |
| $A_h^{\text{Adopte}}(\text{cm}^2/\text{ml})$ | 11.3 | 11.3 | 11.3 | 11.3 |
| $N^{\text{barre}}/\text{face/ml}$ | 10T12 | 10T12 | 10T12 | 10T12 |
| S_t (cm) | 15 | 15 | 15 | 15 |

Tableau V.4.7. Ferrailage de voile Vy3

V.4.4. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article 7.7.2. du RPA 99

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

D'après les résultats obtenus $V_{max} = 69.546 \text{ kN}$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b_0 \cdot d} ; \text{ Avec } b_0 : \text{ épaisseur du voile et } d : \text{ hauteur utile.}$$

$$\tau = 1.4 \frac{69.546 * 10^{-3}}{0.2 * 1.95} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b_0 \cdot d} \leq \tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

τ : inclus dans les tableaux précédent $\Rightarrow \tau < \tau_{adm}$ Vérifiée.

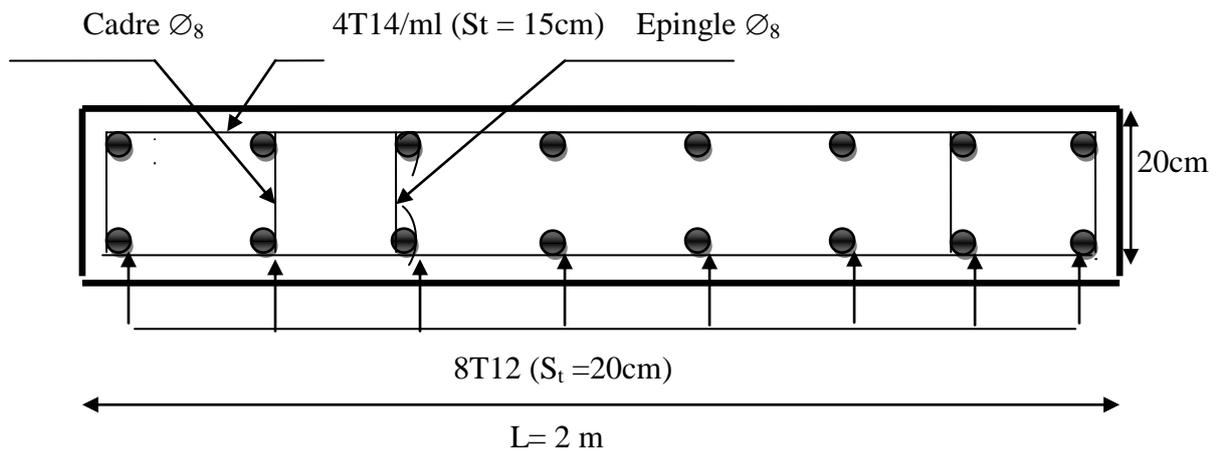
V.4.5 .Exemples de schémas de ferrailage (Voile Vx3) :

Figure V.7 : Schéma de ferrailage du voile Vx3 des niveaux 7, 8 et 9

V.5.Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferraillements obtenus par le logiciel de calcul (SAP2000version 14) ainsi que le ferraillement minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes (le RPA99/Version 2003) qui favorisent la sécurité avant l'économie.

VI.1. Introduction

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou bien assuré par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

VI.2. Choix de type de fondation

Le choix de type de fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à au moins 1.30 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible. $\sigma_{sol} = 1.5$ bars

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes:

- | | | | |
|----|----------------|---|---------------------|
| 1. | 1,35 G + 1,5 Q | } |B.A.E.L 91. |
| 2. | G + Q | | |
| 3. | G + Q + E | } |RPA [art 5.2]. |
| 4. | G + Q - E | | |
| 5. | 0,8G + E | | |
| 6. | 0,8G - E | | |

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} ; \quad \text{Avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

VI.3. Etude des fondations

VI.3.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$).

La vérification à faire : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELU ; obtenu par le SAP2000.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

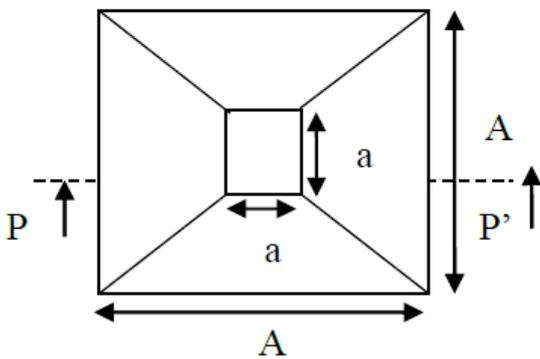


Figure VI.1. Vu en plan de la semelle isolée

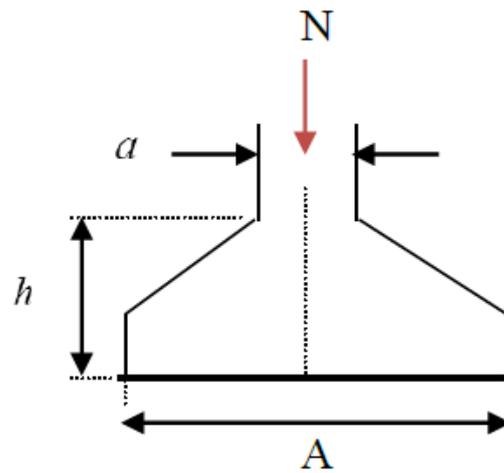


Figure VI.2. Coupe p-p'

$N = 2409.46 \text{ KN}$; $\bar{\sigma}_{sol} = 0.15 \text{ MPa}$

$$\sigma = \frac{N}{A \times A} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots (1)$$

$$A \geq 4.007 \text{ m}$$

Choisissant deux poteaux de section (65*65) dans la structure où la distance entre axes est de 3.30 m dans le sens (x-x).

On remarque qu'il y a chevauchement entre certain semelles, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.3.2. Vérification des semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de sept poteaux.

1260.30KN 2034.95KN 2029.84KN 1798.86KN 1948.96KN 2161.30KN 1913.25KN

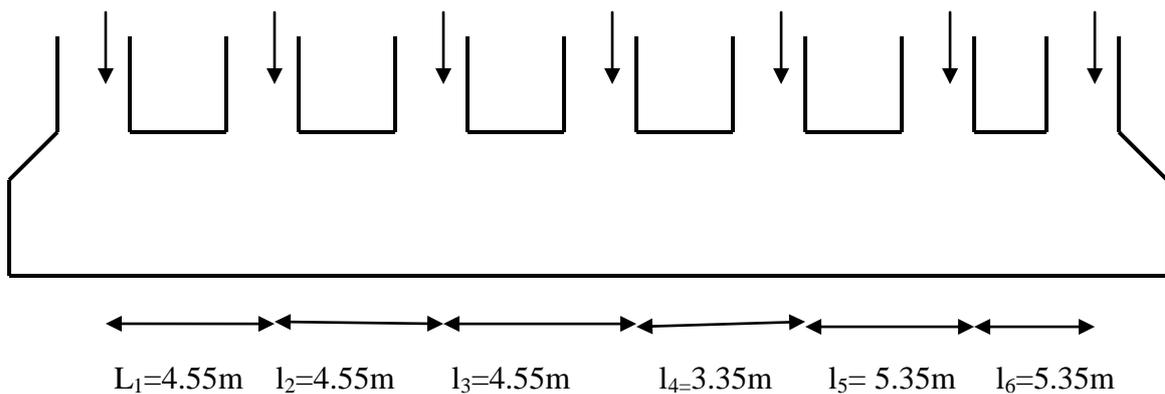


Figure VI.3. Semelle filante.

Avec:

N_i : effort normale provenant du Poteau « i ».

$N_1=1260.30\text{KN}$; $N_2=2034.95\text{KN}$; $N_3= 2029.84\text{KN}$; $N_4=1798.86$; $N_5=1948.96 \text{ KN}$;

$N_6 =2161.30 \text{ KN}$; $N_7= 1913.25 \text{ KN}$.

$\sum N_i = 13147.46 \text{ KN}$.

$L=l_1+l_2+l_3+l_4+l_5+l_6 = 27.7\text{m}$

$$\sigma = \frac{N}{B \cdot L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \cdot L} \Rightarrow B \geq 3.16\text{m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Par conséquent nous adoptons un radier générale.

VI.4.Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon trois principales caractéristiques :

- ✓ un mauvais sol.
- ✓ les charges transmises au sol sont importantes.
- ✓ les poteaux avec petite trames.

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité.

VI.4.1 Pré dimensionnement :**A. La condition de coffrage :**

- **Nervure :** $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{535}{10} = 53.5 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 60\text{cm} \dots \dots \dots (a)$
- **Dalle :** $h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{535}{20} = 26.75 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 30 \text{ cm}$

$L = 5.35 \text{ m}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

h_t = hauteur de la nervure.

h_r = hauteur du radier.

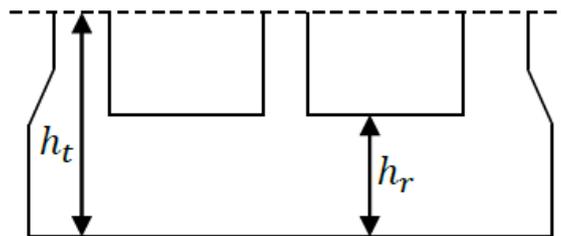


Figure VI.4. Dimension du radier

B. La condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max}$$

- L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

- E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.
- I : Inertie de la section du radier.
- K : Coefficient de réaction de sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.
- b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1 ml.

On a:

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} \Rightarrow h \geq 0.5\text{m} \dots \dots \dots (b).$$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- ✓ La hauteur de la nervure $h_t = 70\text{cm}$
- ✓ La hauteur du radier $h_r = 30 \text{ cm}$

C. Calcul de la surface du radier :

- N_{ser} : l'effort de service de la superstructure. $N_{ser} = 33399.104 \text{ KN}$
- P_{radier} = poids du radier.
- $P_{radier} = S_{structure} \times h_r \times \gamma_b \Rightarrow P_{radier} = 2436 \text{ KN}$

Sachant que la surface de la structure $S_{structure} = 324.8 \text{ m}^2$, et la masse volumique du béton $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$.

$$P_{terre} = S_{structure} \times \gamma_h (D - h_r) \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} D : \text{La hauteur d'encrage} \Rightarrow D = 1.3 \text{ m} \\ \gamma_h = 18 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow P_{terre} = 5846.4 \text{ KN}$$

$$N = N_{ser} + P_{radier} + P_{terre} \Rightarrow N = 41681.504 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S_{radier}} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 277.876 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment $S_{bat} = 28 \times 11.6 = 324.8 \text{ m}^2$

Donc on prend $S_{radier} = 324.8 \text{ m}^2$

$S_{radier} = S_{bat} \Rightarrow$ Le radier sans débord.

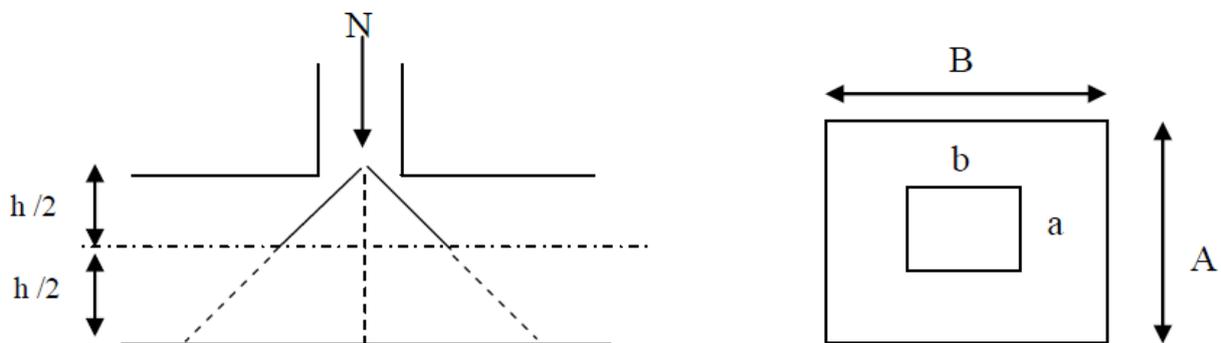
VI.4.2. Vérifications nécessaires :❖ **Vérification au poinçonnement :**

Figure VI.5. Zone de contact poteau radier.

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Nu \leq 0.045 \mu_c h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- N_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.
- h_t : c'est l'épaisseur totale de la dalle.
- μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_t) = 5.4\text{m}$$

$$N_u = 2409.46 \text{ KN}$$

$$2409.46 \text{ KN} \leq 2835 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}, 3\text{MPa})$$

On considère une bande de $b = 1 \text{ m}$, de longueur $d = 0.9 * h_t = 0.63 \text{ m}$

$$V_u = \frac{N_u \times L^{\max, b}}{2 S_{rad}} = \frac{41681.504 \times 5.35.1}{649.6} = 343.28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{343.28}{0.63 \times 1} = 0.544 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ **Vérification des contraintes dans le sol :**

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\text{Il faut vérifier que : } \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}} \quad \text{Avec } \sigma(\max, \min) = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} (x_G, y_G)$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

M: Moment sismique à la base.

A Partir du programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$X_G = 14\text{m} ; y_G = 5.8\text{m}$$

$$I_{xx} = 3642.0907 \text{ m}^4 ; I_{yy} = 21220.2667\text{m}^4 ; S = 324.8\text{m}^2$$

- **Sens x-x :** $N = 41681.504 \text{ KN}$, $M_x = 22079.8543\text{KN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.163 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.093 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 0.145 \text{ MPa} \leq 0.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfifié.}$$

- **Sens y-y** : $N = 41681.504 \text{ KN}$, $M_y = 22285.57 \text{ KN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\text{max}} = 0.143 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\text{min}} = 0.113 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 0.135 \text{ MPa} \leq 0.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfifié.}$$

❖ Vérification de stabilité au renversement :

Selon le RPA on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- **Dans le sens x-x** : $e = \frac{22079.8543}{41681.504} = 0.53\text{m} \leq \frac{28}{4} = 7\text{m} \dots\dots \text{Vérfifié.}$

- **Dans le sens y-y** : $e = \frac{22285.57}{41681.504} = 0.53\text{m} \leq \frac{11.6}{4} = 2.9\text{m} \dots\dots \text{Vérfifier.}$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

❖ Vérification de la poussée hydrostatique :

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$$

Avec :

$$N = 41681.504 \text{ KN}$$

$$F_s = 1.5 \text{ (coefficient de sécurité)}$$

$$S_{\text{rad}} = 324.8 \text{ m}^2$$

$$H = 2\text{m} \text{ (la hauteur de la partie encrée du bâtiment)}$$

$$41681.504\text{KN} \geq 1.5 \times 2 \times 324.8 \times 10\text{KN} = 9744\text{KN} \dots\dots\dots \text{Vérfifier.}$$

⇒ Le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivé de l'eau.

VI.4.3.Ferraillage :

1. La dalle du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge

favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier, le panneau est de dimensions :

$$L_x = 3.9\text{m} \quad L_y = 5\text{m}$$

Soit G_0 le poids propre du radier :

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.30 = 7.5 \text{ KN/m}^2$$

a. Calcul des sollicitations :

• **L'ELU :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \Rightarrow q_u = \frac{49161.338}{324.8} = 151.358 \text{ KN/m}^2$$

Avec :

N_u : effort normale à L'ELU (avec le poids du radier).

$$N_u = 45872.738 + 1.35 \times 2436 = 49161.338 \text{ KN.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.78 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 0.5608 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 99.2 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 55.63 \text{ KNm}$$

En travée :

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 84.32 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 63.24 \text{ KNm}$$

En appui :

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x = 49.6 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y = 24.8 \text{ KNm}$$

Le ferrailage se fera pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$.

b-Condition de non fragilité:

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400$ $\rho_0 = 0.0008 \text{ cm}$; $h_r = 30 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $\rho = 0.78$

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\text{min}}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\text{min}}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\text{min}}^x = 2.66 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{min}}^y = 2.40 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

c- Calcul à l'ELU

Le tableau suivant résume le ferrailage adopté pour le radier:

| | | M (KNm) | A _{calc} (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{adop} (cm ² /ml) | S _t (cm) |
|----------|--------|---------|--------------------------------------|-------------------------------------|---|---------------------|
| Sens x-x | Travée | 84.32 | 9.39 | 2.66 | 2×5T12=11.3 | 20 |
| | Appui | 49.6 | 5.42 | 2.66 | 5T12=5.65 | 20 |
| Sens y-y | Travée | 63.24 | 6.96 | 2.4 | 2×5T10=7.7 | 20 |
| | Appui | 24.8 | 2.68 | 2.4 | 5T10=3.93 | 20 |

Tableau VI.1. Résumé des résultats de ferrailage de radier.

✓ **Espacement des armatures :**

Armatures parallèles à l'axe L_x: S_t = 20cm ≤ min (3 h, 33cm) = 33cm.

Armatures parallèles à l'axe L_y: S_t = 20cm ≤ min (4 h, 45cm) = 45cm.

b. **Vérification à l'ELU :**

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} \Rightarrow V_y = 272.22 \text{ KN} \\ V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 196.76 \text{ KN} \end{array} \right. \Rightarrow V_{\max} = 272.22 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{272.22 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} \Rightarrow \tau_u = 1.008 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

d- **Vérification à l'E.L.S :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$q_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} \Rightarrow q_s = \frac{41681.504}{324.8} \Rightarrow q_s = 128.33 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = 0.78 \Rightarrow \rho > 0.4. \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 0.5608 \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Sens | Moments | Valeurs (KNm) | A _{adop} (cm ² /ml) | σ_{bc} (MPa) | condition | σ_s (MPa) | condition |
|------|---------|---------------|---|---------------------|-----------|------------------|--------------|
| x-x | M_t | 96.89 | 11.3 | 10.37 | Vérifiée | 394.25 | Non vérifiée |
| | M_a | 56.99 | 5.65 | 7.63 | Vérifiée | 403.3 | Non vérifiée |
| y-y | M_t | 54.33 | 7.7 | 6.80 | Vérifiée | 301.90 | Non vérifiée |
| | M_a | 31.96 | 3.93 | 4.96 | Vérifiée | 321.41 | Non vérifiée |

Tableau VI.2. Vérification des contraintes de radier

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ dans le sens x-x' et dans le sens y-y' n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section d'acier.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

| Sens | M ^{mts} | Valeurs (KN.m) | A _{adop} (cm ²) | Choix /ml | St (cm) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) |
|------|------------------|----------------|--------------------------------------|-----------|---------|---------------------|---------------------------|------------------|------------------------|
| x-x | M_t | 96.89 | 23.4 | 5T20+5T14 | 20 | 7.61 | 15 | 168.94 | 201.63 |
| | M_a | 56.99 | 15.71 | 5T20 | 20 | 5.18 | 15 | 151.56 | 201.63 |
| y-y | M_t | 54.33 | 17.7 | 5T16+5T14 | 20 | 4.94 | 15 | 144.49 | 201.63 |
| | M_a | 31.96 | 10.05 | 5T16 | 20 | 3.42 | 15 | 130.04 | 201.63 |

Tableau VI.3. Vérification des contraintes de radier.

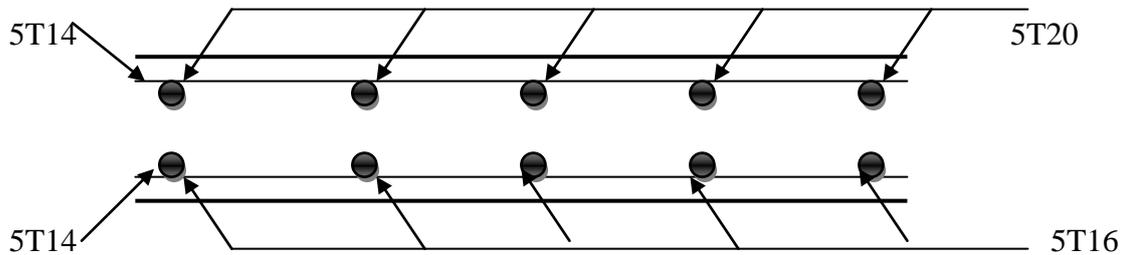
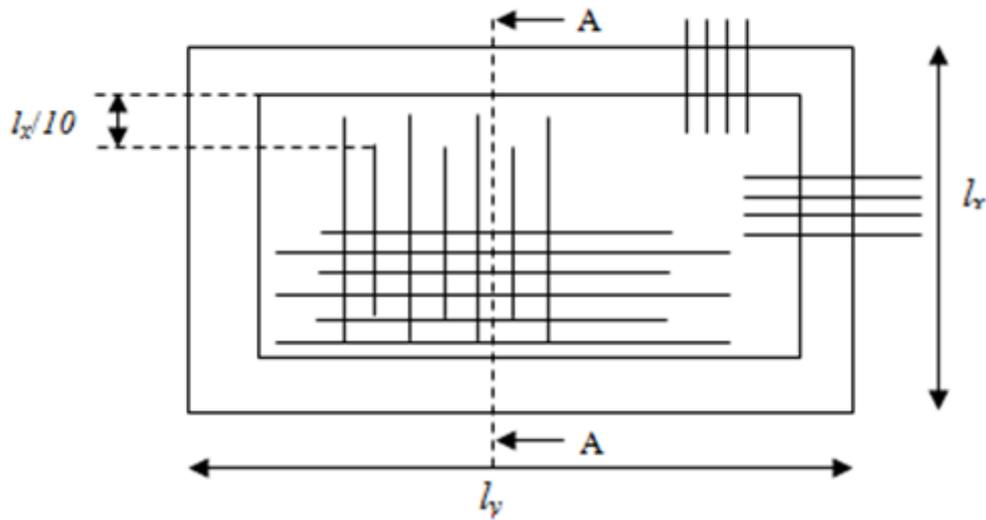
On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

e-Espacement des armatures

Armatures parallèles à l'axe L_x : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \text{Vérifié.}$

Armatures parallèles à l'axe L_y : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \text{Vérifié.}$

VI.4.3.1. Schéma de ferrailage du radier :



Coupe A-A

Figure VI.6. : Schéma de ferrailage de la dalle de radier.

2. Calcul des nervures :

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

a. Dimensions de la nervure :

$$h_t = 0.7\text{m} \quad , \quad h_r = 0.30\text{m}$$

$$b_0 = 0.65\text{m}, \quad d = 0.63\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}, \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{50}{10}, \frac{39}{2}\right)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 50\text{cm}$$

$$\text{Donc, } b = b_1 \times 2 + b_0 = 165\text{cm}$$

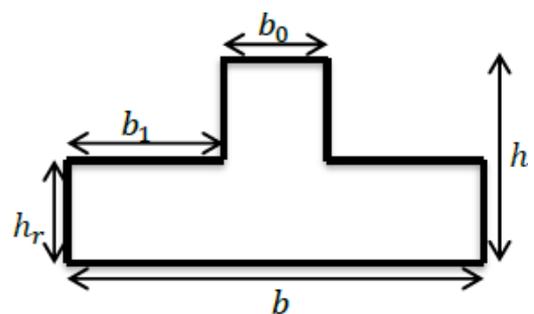


Figure VI.7. Section de la nervure a ferrailé

Le rapport $\rho = \frac{Lx}{Ly}$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable. Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

| Charges trapézoïdale | Charges triangulaires |
|---|---|
| $P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) Lx_g + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) Lx_d \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) Lx_g + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) Lx_d \right]$ | $P'm = p'v = \frac{q}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$ <p><u>Remarque:</u> si la nervure est soumise à un chargement triangulaire à deux coté</p> |

b. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » :

❖ **Moment en appuis :**

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \quad \text{Avec } l' = 0.8 \times l : \text{ Pour une travée intermédiaire}$$

$$l' = l : \text{ Pour une travée de rive.}$$

$P_g ; P_d$: Charge a gauche a et droite de la travée.

❖ **Moment en travée :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

Sens transversale (x-x) :

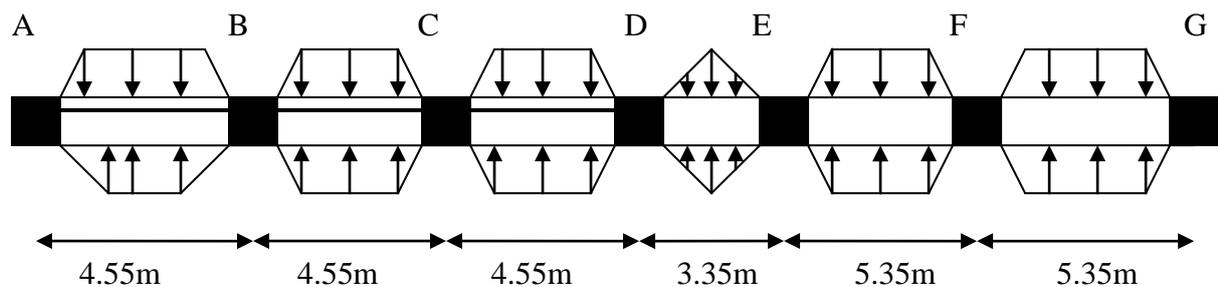


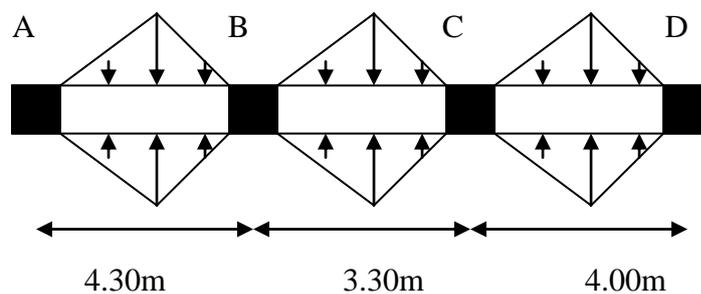
Figure VI.8. Charges transmises aux nervures principales de radier

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

| Travée | L(m) | L'(m) | P(KN/m) | Ma(KN.m) | | X(m) | Mt(KNm) |
|--------|------|-------|---------|----------|----------|------|---------|
| | | | | Mg | Md | | |
| A-B | 4.55 | 4.55 | 322.86 | -606.81 | -606.81 | 2.27 | 303.40 |
| B-C | 4.55 | 3.64 | 494.37 | -909.72 | -909.72 | 2.27 | 451.36 |
| C-D | 4.55 | 3.64 | 451.52 | -828.78 | -828.78 | 2.24 | 411.31 |
| D-E | 3.35 | 2.68 | 355.17 | -359.16 | -359.16 | 1.68 | 168.58 |
| E-F | 5.35 | 4.28 | 525.105 | -1321.35 | -1321.35 | 2.69 | 644.89 |
| F-G | 5.35 | 5.35 | 322.777 | -838.74 | -838.74 | 2.55 | 408.97 |

Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure principale sens x-x

Sens transversale (y-y) :



| Travée | L(m) | L'(m) | P (KN/m) | Ma(KN.m) | | X(m) | Mt(KNm) |
|--------|------|-------|----------|----------|----------|------|---------|
| | | | | Mg | Md | | |
| A-B | 4.55 | 4.55 | 303.92 | -574.14 | -574.14 | 2.26 | 286.00 |
| B-C | 3.30 | 2.64 | 303.92 | -302.011 | -302.011 | 1.56 | 141.76 |
| C-D | 4.00 | 4.00 | 303.92 | -443.72 | -443.72 | 2.00 | 221.86 |

Tableau VI.5. Sollicitations de la nervure principale sens y-y.

c. Ferrailage :

| Localisations | | M (KN.m) | A _{cal} (cm ² /ml) | A _{min} (cm ² /ml) | Choix (cm ² /ml) |
|---------------|--------|----------|--|--|-----------------------------|
| Sens x-x | travée | 644.298 | 30.49 | 12.55 | 8T25=39.27 |
| | appuis | -1321.35 | 65.34 | 12.55 | 14T25 =68.72 |
| Sens y-y | travée | 286.00 | 13.25 | 12.55 | 8T20=25.13 |
| | appuis | -574.14 | 27.059 | 12.55 | 8T25 =39.27 |

Tableau VI.6. Ferrailage des nervures.

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

$$\Rightarrow \tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{1468 \cdot 434 \times 10^{-3}}{1.65 \times 0.63} \Rightarrow \tau_u = 1.41 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Vérifié.}$$

❖ **Vérification des contraintes :**– **Etat limite de compression du béton :**

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

– **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa. 28}$$

$$q_s = 110.329 \text{ KN/m}^2$$

| Localisation | | Mser (KN.m) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} | σ_{st} | observation |
|--------------|--------|-------------|--------|----------------------|---------------|---------------|-------------|
| Sens x-x | travée | 364.38 | 26 | 1187222.78 | 7.97 | 170.34 | vérifié |
| | appuis | -710.37 | 31.6 | 1700008.315 | 13.20 | 196.81 | vérifié |
| Sens y-y | travée | 33.12 | 14.83 | 1054040.525 | 0.465 | 21.24 | vérifié |
| | appuis | -67.25 | 17.93 | 1513569.59 | 0.796 | 30.03 | vérifié |

Tableau VI.7. Vérification des contraintes

❖ **Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right) = \min(2.57; 6; 3.2) = 25.7 \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$.

• **Espacement des aciers transversaux :**

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l \min} \right) \Rightarrow St \leq \min(22.5; 12; 20)$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

e-Schéma de ferrailage des nervures

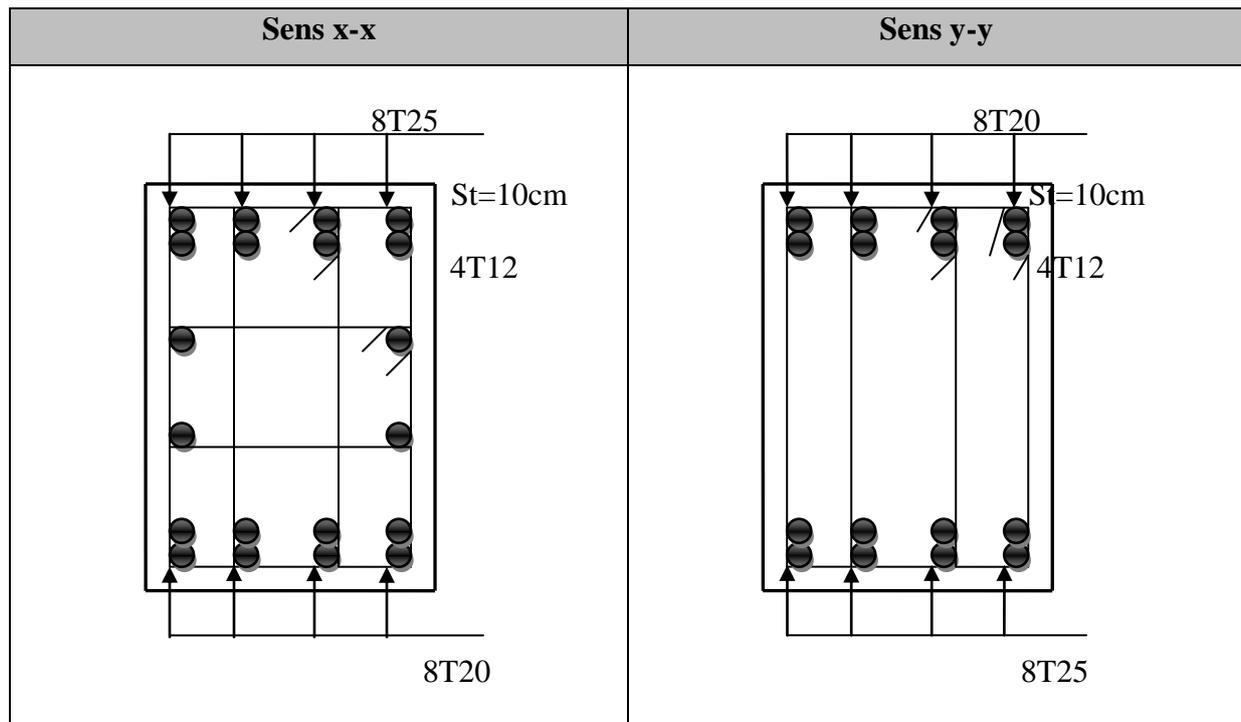


Figure VI.9: Ferrailage des nervures de fondation.

VI.5.Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté pour des fondations sur radier général ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier ; 30cm

Sections des nervures ; $(bxh) = (65 \times 70) \text{ cm}^2$.

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales.
- La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- Les sections des poteaux choisies au chapitre pré- dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
- A fin d'éviter le risque de cisaillement des poteaux courts ; ces dernier ont été ferrillés conformément aux exigences RPA dans le sens transversal.
- Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux avant les poutres, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.
- Affine d'aboutirai à une structure antisismique proprement dit, une connaissance parfaite de l'utilisation de logiciel de modélisation est obligatoire, ainsi qu'un contrôle de matériaux de construction utilisé et surtout un suivi rigoureux doivent être menés au cour des différentes étapes de réalisation de projet.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

| $\alpha = L_x/L_y$ | ELU $\nu = 0$ | | ELS $\nu = 0.2$ | |
|--------------------|---------------|---------|-----------------|---------|
| | 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 | 1.0000 |

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

| u/lx v/ly | | 0.0 | 0.1 | 0.2 | 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1.0 |
|--------------------------------|------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Valeur de M₁ | 0.0 | / | 0.254 | 0.187 | 0.154 | 0.131 | 0.115 | 0.102 | 0.090 | 0.081 | 0.073 | 0.067 |
| | 0.1 | 0.302 | 0.235 | 0.183 | 0.152 | 0.130 | 0.114 | 0.101 | 0.089 | 0.080 | 0.073 | 0.067 |
| | 0.2 | 0.260 | 0.214 | 0.175 | 0.148 | 0.128 | 0.112 | 0.099 | 0.088 | 0.079 | 0.072 | 0.066 |
| | 0.3 | 0.227 | 0.196 | 0.164 | 0.142 | 0.124 | 0.109 | 0.097 | 0.086 | 0.078 | 0.070 | 0.065 |
| | 0.4 | 0.202 | 0.178 | 0.153 | 0.134 | 0.118 | 0.105 | 0.093 | 0.083 | 0.075 | 0.068 | 0.063 |
| | 0.5 | 0.181 | 0.160 | 0.141 | 0.126 | 0.113 | 0.100 | 0.089 | 0.080 | 0.073 | 0.066 | 0.060 |
| | 0.6 | 0.161 | 0.146 | 0.130 | 0.118 | 0.106 | 0.095 | 0.085 | 0.077 | 0.069 | 0.063 | 0.057 |
| | 0.7 | 0.144 | 0.133 | 0.121 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.079 | 0.072 | 0.065 | 0.058 | 0.054 |
| | 0.8 | 0.132 | 0.123 | 0.113 | 0.102 | 0.092 | 0.083 | 0.074 | 0.067 | 0.061 | 0.055 | 0.049 |
| | 0.9 | 0.122 | 0.114 | 0.103 | 0.093 | 0.084 | 0.076 | 0.068 | 0.062 | 0.057 | 0.051 | 0.046 |
| | 1.0 | 0.112 | 0.102 | 0.093 | 0.084 | 0.075 | 0.068 | 0.062 | 0.057 | 0.051 | 0.046 | 0.042 |
| Valeur de M₂ | 0.0 | / | 0.310 | 0.200 | 0.167 | 0.149 | 0.134 | 0.122 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.081 |
| | 0.1 | 0.253 | 0.208 | 0.173 | 0.151 | 0.136 | 0.123 | 0.110 | 0.099 | 0.089 | 0.081 | 0.074 |
| | 0.2 | 0.202 | 0.175 | 0.152 | 0.137 | 0.123 | 0.110 | 0.100 | 0.089 | 0.082 | 0.074 | 0.067 |
| | 0.3 | 0.167 | 0.150 | 0.135 | 0.123 | 0.110 | 0.099 | 0.088 | 0.081 | 0.074 | 0.067 | 0.061 |
| | 0.4 | 0.143 | 0.132 | 0.122 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.081 | 0.074 | 0.067 | 0.061 | 0.056 |
| | 0.5 | 0.128 | 0.118 | 0.108 | 0.097 | 0.088 | 0.080 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.056 | 0.051 |
| | 0.6 | 0.114 | 0.106 | 0.096 | 0.087 | 0.079 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.056 | 0.052 | 0.047 |
| | 0.7 | 0.102 | 0.094 | 0.086 | 0.078 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.057 | 0.052 | 0.047 | 0.043 |
| | 0.8 | 0.09 | 0.083 | 0.077 | 0.072 | 0.066 | 0.062 | 0.056 | 0.052 | 0.047 | 0.043 | 0.038 |
| | 0.9 | 0.081 | 0.076 | 0.071 | 0.066 | 0.061 | 0.056 | 0.052 | 0.047 | 0.043 | 0.038 | 0.035 |
| | 1.0 | 0.073 | 0.069 | 0.065 | 0.060 | 0.055 | 0.050 | 0.047 | 0.043 | 0.038 | 0.035 | 0.032 |

Annexe 3

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

| 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 | 80.42 | 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 | 150.8 |
| 13 | 2.55 | 3.68 | 6.53 | 10.21 | 14.70 | 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 | 188.5 |
| 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 | 226.2 |
| 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 |

Annexe 4

| ASCENSEURS | | DEFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------|----------------------------|--|--|----|-----|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| vitesse (m/s) | Desserte | Charges minimales (kg) | Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | | | | |
| 0,63 | Tous les niveaux desservis | 630 | 188 | 64 | 164 | 73 | 148 | 81 | 136 | 88 | 126 | 95 | 117 | 103 | 109 | 110 | |
| | | | 236 | 71 | 195 | 82 | 176 | 100 | 148 | 108 | 139 | 116 | 129 | 124 | | | |
| | | | 260 | 77 | 225 | 88 | 200 | 103 | 149 | 119 | 158 | 127 | 147 | 136 | | | |
| | | | 293 | 83 | 250 | 96 | 224 | 109 | 163 | 119 | 183 | 138 | 175 | 167 | 146 | | |
| 1,00 | Tous les niveaux desservis | 400 | 211 | 57 | 190 | 63 | 176 | 88 | 162 | 74 | 154 | 78 | 145 | 83 | 136 | 88 | |
| | | | 250 | 64 | 222 | 72 | 205 | 78 | 190 | 84 | 178 | 90 | 167 | 96 | 158 | 101 | 151 |
| | | | 286 | 70 | 253 | 79 | 230 | 87 | 213 | 94 | 200 | 100 | 189 | 106 | 179 | 112 | 169 |
| | | | 320 | 75 | 282 | 85 | 255 | 94 | 235 | 102 | 220 | 109 | 207 | 116 | 197 | 122 | 188 |
| 1,60 | 1 niveau desservi sur 2 | 400 | 211 | 57 | 190 | 63 | 176 | 88 | 162 | 74 | 154 | 78 | 145 | 83 | 136 | 88 | |
| | | | 250 | 64 | 222 | 72 | 205 | 78 | 190 | 84 | 178 | 90 | 167 | 96 | 158 | 101 | 151 |
| | | | 286 | 70 | 253 | 79 | 230 | 87 | 213 | 94 | 200 | 100 | 189 | 106 | 179 | 112 | 169 |
| | | | 320 | 75 | 282 | 85 | 255 | 94 | 235 | 102 | 220 | 109 | 207 | 116 | 197 | 122 | 188 |

| ASCENSEURS | | DEFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------|----------------------------|--|--|----|-----|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| vitesse (m/s) | Desserte | Charges minimales (kg) | Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | | | | |
| 0,63 | Tous les niveaux desservis | 630 | 188 | 64 | 164 | 73 | 148 | 81 | 136 | 88 | 126 | 95 | 117 | 103 | 109 | 110 | |
| | | | 236 | 71 | 195 | 82 | 176 | 100 | 148 | 108 | 139 | 116 | 129 | 124 | | | |
| | | | 260 | 77 | 225 | 88 | 200 | 103 | 149 | 119 | 158 | 127 | 147 | 136 | | | |
| | | | 293 | 83 | 250 | 96 | 224 | 109 | 163 | 119 | 183 | 138 | 175 | 167 | 146 | | |
| 1,00 | Tous les niveaux desservis | 400 | 211 | 57 | 190 | 63 | 176 | 88 | 162 | 74 | 154 | 78 | 145 | 83 | 136 | 88 | |
| | | | 250 | 64 | 222 | 72 | 205 | 78 | 190 | 84 | 178 | 90 | 167 | 96 | 158 | 101 | 151 |
| | | | 286 | 70 | 253 | 79 | 230 | 87 | 213 | 94 | 200 | 100 | 189 | 106 | 179 | 112 | 169 |
| | | | 320 | 75 | 282 | 85 | 255 | 94 | 235 | 102 | 220 | 109 | 207 | 116 | 197 | 122 | 188 |
| 1,60 | 1 niveau desservi sur 2 | 400 | 211 | 57 | 190 | 63 | 176 | 88 | 162 | 74 | 154 | 78 | 145 | 83 | 136 | 88 | |
| | | | 250 | 64 | 222 | 72 | 205 | 78 | 190 | 84 | 178 | 90 | 167 | 96 | 158 | 101 | 151 |
| | | | 286 | 70 | 253 | 79 | 230 | 87 | 213 | 94 | 200 | 100 | 189 | 106 | 179 | 112 | 169 |
| | | | 320 | 75 | 282 | 85 | 255 | 94 | 235 | 102 | 220 | 109 | 207 | 116 | 197 | 122 | 188 |

■ EXEMPLE : Immeuble de 7 niveaux au-dessus du hall de départ.
 Caractéristiques de l'immeuble :
 - population à prendre en compte : 140 personnes ;
 - niveaux desservis à prendre en compte : 8 (hall de départ + 7 niveaux) ;
 - distance séparant les deux niveaux extrêmes desservis : 19,60 m.
 1. Choix de l'intervalle maximal probable : l = 80 secondes.
 2. Équipement minimal : un ascenseur de charge nominale 1 000 kg.
 3. Vitesse nominale : on se fixe une limite supérieure de 25 secondes pour le rapport course/vitesse, ce qui correspond à une Vitesse nominale de 1,00 m/s au moins.
 4. La lecture du tableau du DTU 75.1 donne pour un ascenseur 1 000 kg à 1,00 m/s, tous niveaux desservis, les couples de valeurs « P-l » applicables suivants :

| | | | | | | | | | |
|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| P | 154 | 178 | 200 | 220 | 239 | 256 | 273 | 290 | 306 |
| l | 78 | 90 | 100 | 109 | 117 | 125 | 132 | 138 | 144 |

Du fait que, dans le couple de valeurs P = 154 et l = 78, P est supérieur à la population à prendre en compte et l inférieur à l'intervalle maximal probable, la solution est satisfaisante.

| CARACTÉRISTIQUES ET DIMENSIONS | | 630 kg ou 8 personnes | | 1 000 kg ou 13 personnes | |
|--------------------------------|--|-----------------------|------|--------------------------|------|
| Charge utile | | 35 | 45 | 60 | 35 |
| Course maxi en m | | 0,63 | 1,00 | 1,60 | 0,63 |
| Vitesse en m/s | | 5 | 6,8 | 16 | 6,8 |
| Puissance moteur en kW | | 1 100 | | 1 100 | |
| Cabine en mm | | Larg. A | | 2 100 | |
| | | Prof. B | | 2 200 | |
| | | Haut | | 1 600 | |
| Gaine en mm | | Prof. D | | 2 100 | |
| | | S dalle Q | | 3 700 | |
| | | Cuv P | | 1 400 | |
| | | U mini | | 1 500 | |
| | | R mini | | 2 200 | |
| | | T mini | | 3 700 | |
| | | S m ² mini | | 10 | |
| | | H | | 2 000 | |
| | | Trappe | | 950 x 950 | |
| | | Porte | | 900 x 2 000 | |
| | | Sur dalle | | 43 | |
| | | En cuvette | | 55 | |
| | | Efforts globaux en kN | | 950 x 950 | |
| | | | | 1 450 | |
| | | | | 900 x 2 000 | |
| | | | | 60 | |
| | | | | 65 | |
| | | | | 76 | |

Annexe 5

Rapport du sol

1 - INTRODUCTION :

A la demande du groupe de coopératives APC Béjaia , le LTPEst Antenne de Bejaia a procédé à l'étude géotechnique du site destiné pour la construction de six blocs en R+6 projetés à Béjaia.

2 - RECONNAISSANCE DES SOLS

2-1 Situation géographique et topographie.

Le site destiné pour la construction des six blocs en R+6 ,est situé a proximité de l'université. Il est limité en amont par la route menant vers Boukhiamia et Aamriou en aval par des grands hangars et de coté par l'oued Serir.

2-2 Géologie

La Géologie de la région de Bejaia est représentée par des terrains alluvionnaires de la vallée Soummam, secondaires et tertiaires des anticlinaux Djebel Gouraya et Adrar Oufarnou.

La coupe géologique établie a partir de la carte géologique de Bougie (échelle 1/50.000) , entre le synclinal de la vallée Soummam au SSW jusqu'à l'anticlinal du Djebel Gouraya au NNE, nous a permis de distinguer les différents ensembles géologiques suivants :

- Des dépôts alluvionnaires anciens et récents : basses terrasses, sables argiles et argiles vaseuses de la vallée Soummam.
- Des brèches de pentes recimentées d'âge mio-pliocène rencontrées dans l'ancienne ville passant sous les argiles gris- blanchâtres de l'Oued Seghir, on retrouve ce niveau argileux jusqu'a dans la région de Mellala
- Un faciès marno-schisteux avec de nombreuses lentilles de conglomérats de la bordure sud du djebel Gouraya d'âge Sénonien, cette formation se termine par un faciès flysch.
- Des schistes rouges et verts, des calcaires lenticulaires inter- stratifiés et des alternances régulières de marno-calcaires de 200 à 300 m d'épaisseur d'âge lias jurassique des anticlinaux djebel Gouraya et Adrar Oufarnou.

Le terrain étudié est constitué essentiellement par des brèches de pente recimentées avec passages des alluvions reposant sur des marnes argileuses beiges à grises.

RECONNAISSANCE IN SITU :

3 - 1 Organisation :

Sur site, nous avons réalisé

- trois sondages carottés de 15m de profondeur.
- six essais au pénétromètre dynamique lourd de type borro ,poussées jusqu'aux refus.

3 - 2 Interprétation des essais in situ :

3 - 2 - 1 sondage carotté :

Les coupes de sondages carottés, jointes en annexes montrent que le sous sol du site est constitué de :

Sondage n°1

- 0.00 - 4.00m : remblais
- 4.00 - 5.15m : argiles limono-graveleuses .
- 5.15 - 6.00m : alluvions d'oued grossières
- 6.00 - 7.70m : argiles graveleuses recimentées beiges
- 7.20 - 7.70m : alluvions d'oued grossières.
- 7.70 - 15.0m : marnes grises fracturées.

Sondage n°2

- 0.00 - 2.50m : remblais
- 2.50 - 4.00m : argiles graveleuses recimentés marrons
- 4.00 - 8.80m : argiles graveleuses recimentées beiges
- 8.80 - 15.0m : marnes grises fracturées

Sondage n°3

- 0.00 - 2.00m : remblais
- 2.00 - 4.00m : argiles graveleuses recimentées marrons
- 4.00 - 5.15m : argiles graveleuses recimentées beiges
- 5.15 - 6.80m : argiles graveleuses beiges crayeuses consolidées
- 6.80 - 8.80m : argiles graveleuses recimentées beiges
- 8.80 - 15.0m : marnes grises fracturées.

3-2-2 Essais pénétrométriques

Les essais pénétrométriques P1, P2, P3, P4, P5 et P6 ont été poussés jusqu'aux refus. Ces derniers ont été obtenus successivement à des profondeurs de 1.6 ; 6 ; 1.8 ; 6.40 ; 3.6 et 2.40m.

Les pénétrographes P2 ; P4 et P5 dénotent une assez bonne ressemblance d'allure $R_p = f(z)$. L'analyse des pénétrographes a donné des résistances de pointe faibles à moyennes le long de la profondeur d'investigation.

Les pénétrographes P1 ; P3 et P5 ont donné des résistances de pointe faibles à moyennes avec des pics de résistances dûs à la présence des blocs.

4 - Essais de laboratoire :

les échantillons prélevés ont été soumis aux analyses chimiques sommaires seulement : ces sols ne s'adaptent pas aux essais classiques de mécanique des sols

4-1 Analyses chimiques :

| Désignation | Teneur exprimé en % par rapport au mat . sec | | | Teneurs en anions de sulfate |
|------------------|--|-------------|---------|--------------------------------------|
| | % insoluble | % carbonate | % gypse | So ₄ ⁻ mg / kg |
| Des échantillons | | | | |
| SCn°1 (4.30m) | 48.66 | 43.28 | / | / |

❖ Ces sols ne sont pas agressifs pour les bétons de fondations .

5 - RECOMMANDATIONS :

1 - Stabilité du site :

Le site est situé sur un terrain plat présentant des remblais importants.

Selon les recommandations du CGS (2003), la région est classée en zone de sismicité moyenne II a et le site peut être classé en catégorie S2.

Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

2 - Force portante des sols :

En se basant sur la nature des sols qui constituent le site, nous vous recommandons des fondations superficielles, qu'il y' a lieu d'ancrer à 1.30 m de profondeur après terrassement des remblais et de prendre comme contrainte admissible $Q_{adm} = 1,5$ bars.

6 - CONCLUSIONS :

Le site destiné pour la construction de six blocs en R+6 projetés à Bejaia, est situé a proximité de l'université Abderrahmane Mira (Targua Ouzzemour) Bejaia

Le site est constitué par des remblais importants, une couche de brèches de pente recimentées avec des passages alluvionnaire reposant sur des marnes fracturées.

En se basant sur la nature des sols qui constituent le site, ainsi que les résultats des essais pénétrométriques , nous vous recommandons des fondations superficielles, qu'il y' a lieu d'ancrer à 1,30 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible $Q_{adm} = 1.5$ bars.

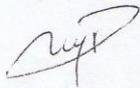
Ces sols ne sont pas agressifs pour les bétons de fondations.

Selon les recommandations du C.G.S (2003), la région de Bejaia est classée en zone de moyenne sismicité II a et le site peut être classé en catégorie S2.

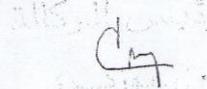
il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

LE CHARGE D'ETUDE

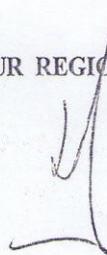
A. DJOUDER



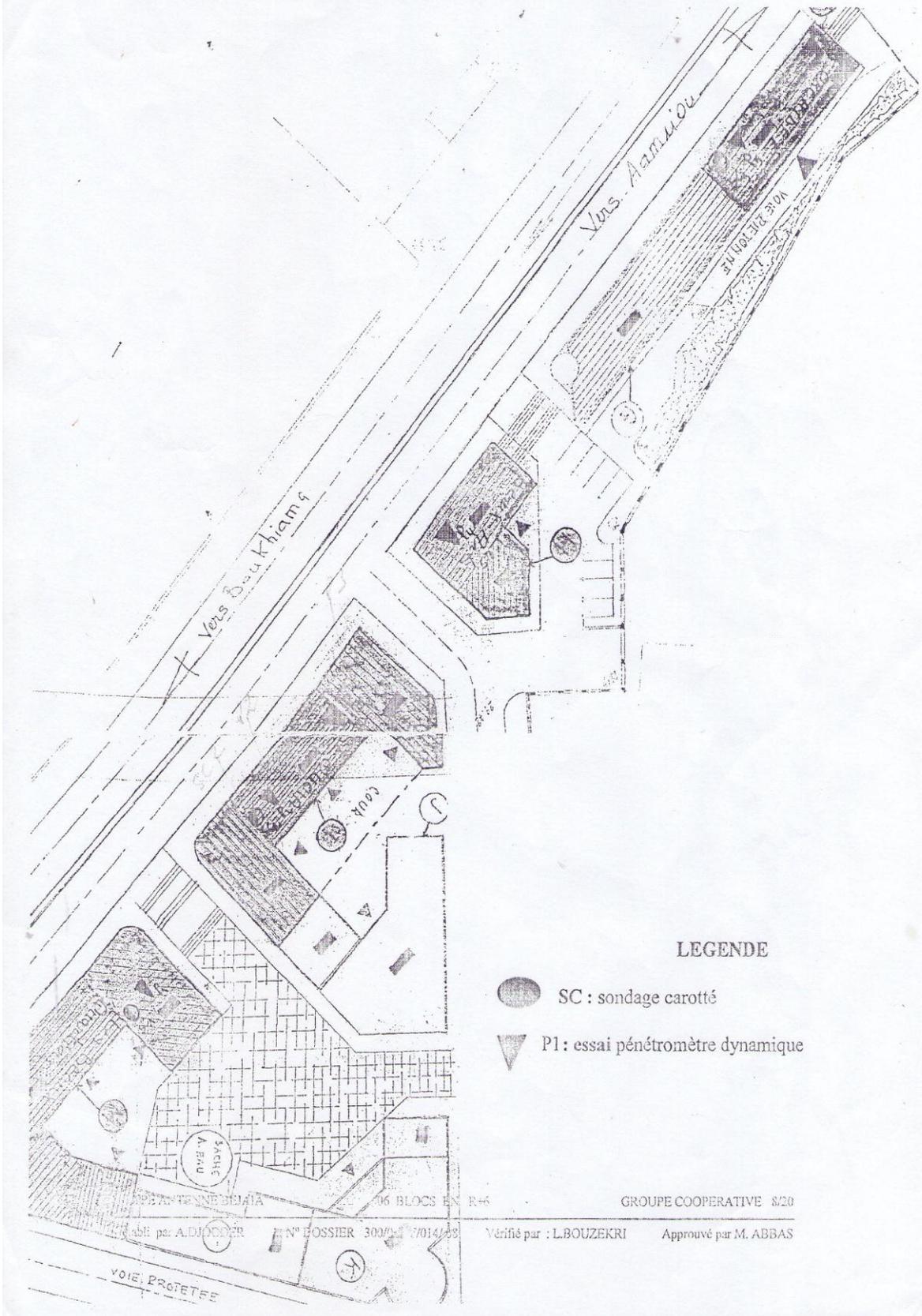
LE CHEF D'ANTENNE



LE DIRECTEUR REGIONAL



PLAN D'IMPLANTATION



LEGENDE

- SC : sondage carotté
- ▼ P1 : essai pénétromètre dynamique

06 BLOCS EN R+6 GROUPE COOPERATIVE 8/20
Établi par A. DJODDER N° DOSSIER 300/2017/014/03 Vérifié par : L. BOUZEKRI Approuvé par M. ABBAS

VOIE PROTÉGÉE

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.