

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue d'obtention d'un diplôme de Master en Génie civil
Option : Matériaux et Structures

Thème

Etude d'un bâtiment (R +11) à usage d'habitation et de
commerce contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)

Présentés par :

M^r.LASSOUANI yanis

M^r.BENALILECHE lyes

Promotrice:

M^{me} ATTIL .S

Membres de jury:

M^{me} AREZKI

M^r BOUKELLOUDA

2016-2017

Remerciements

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

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

A nos familles, et nos amis qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toute la période de nos études.

A M^{me} ATTIL notre promotrice, pour avoir encadré notre travail.

Aux membres de jury, qui nous ont fais l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Nous n'oublions pas aussi tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, Et à M^{me} ALOUACHE Sabrina pour son bon accueil au sein du bureau d'étude.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

YANIS ET LYES

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

A mes très chers parents qui m'ont beaucoup aidé et soutenu tout au long de ma vie et durant mon cursus. Plus précisément à la personne la plus chère au monde qui nous a quitté cela fait deux ans mon cher papa 'lassouani zaher ' qui était et qui restera à jamais mon exemple dans la vie grâce à ses principes et ses valeurs, je continue à avancer.

A la plus adorable maman sur terre et que ce travail soit le témoignage sincère de ma profonde reconnaissance pour son amour, dieu la protège.

A ma chère B.ounissa pour son soutien et son amour que dieu la protège.

A mes chers et adorables frères : Idriss, Fayçal.

A mes chères sœurs : Ouahiba, Souhila, lamia.

A mes neveux : Zahir, Ayelan, Adem.

A mes nièces : Malak, Chanez, Assma, Djidji, Lina

A mes oncles et mes tantes sans exception

➤ *A tous mes amis : Youva , Moussa , Walid, Fahim , Nassim, Omar , Nazim , Idir , Bihman, Nadir , Hicham , Takø , Aimad, Mourad .*

➤ *A mon binôme et ami Lyes.*

Yanis

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A un grand homme qui ma toujours soutenu et qui a renforcé la volonté, la force, le courage et l'espoir dans mon cœur cet homme est mon très chère père que Dieu le garde

A la plus adorable et douce maman sur terre et que ce travail soit le témoignage sincère et affectueux de ma profonde reconnaissance pour sa compréhension que dieu la protège

A ma très chère sœur.

A la mémoire de mon très chère grand-père.

A ma très chère grand-mère.

A mes très chères tantes et oncles.

A mon très cher cousin et sa femme et particulièrement mayas et Sarah.

A mes amis : Mourad, Idir, Fahim, Walid, Youva, Moussa, Nadir, Tarek, Nazim, Imad, Omar, Yano, Hicham, Ghilès, Jigou. Bihman.

A mon ami et binôme yanis.

Lyes

Symboles et notation

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.

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

C₇ : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

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

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

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

Δf_{t adm} : la flèche admissible.

G : Action permanente.

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

h_t : hauteur totale du plancher.

h₀ : 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.

Symboles et notation

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

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i .

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

M_j : Moment correspondant à j .

M_g : Moment correspondant à g .

M_q : Moment correspondant à q .

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m^2).

St : Espacement des armatures.

V : Effort tranchant.

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

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

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

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

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

Symboles et notation

f_e : Limite d'élasticité.

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

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

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poison

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

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

| | |
|---|-----|
| Introduction générale | 01 |
| Chapitre I : Généralités | |
| I.1. Présentation de l'ouvrage | 02 |
| I.2. Caractéristique de la structure | 02 |
| I.3. Règlements et normes utilisés | 03 |
| I.4. Etats limites | 03 |
| I.5. Actions et sollicitations | 05 |
| I.6. Caractéristique des matériaux | 07 |
| I.7. Hypothèse de calcul | 14 |
| Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments | |
| II.1. Introduction | 15 |
| II.2. Pré dimensionnement des éléments principaux | 15 |
| II.2.1. Les poutres | 15 |
| II.2.2. Les poteaux | 16 |
| II.2.2. Les voiles | 16 |
| II.3. Pré dimensionnement des éléments secondaires | 17 |
| II.3.1 Les plancher | 17 |
| II.3.2 Les escaliers | 22 |
| II.3.3 L'acrotère | 25 |
| II.4. Evaluations des charges et des surcharges | 25 |
| II.5. Vérifications à faire | 38 |
| Chapitre III Etude des éléments secondaires | |
| III.1. Calcul des plancher | 43 |
| III.2. Dalles pleines | 74 |
| III.3. Calcul de l'acrotère | 87 |
| III.4. L'ascenseur | 92 |
| III.5. Etude des escaliers | 102 |
| III.6. Etude de la poutre de chainages | 110 |
| Chapitre IV Etude dynamique | |
| IV.1. Introduction. | 113 |
| IV.2. Méthode de calcul. | 113 |
| IV.3. Méthode choisit | 113 |
| IV.4. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant a la base) | 113 |
| IV.5 Méthode dynamique modale spectrale | 116 |
| IV.6. Conclusion | 126 |
| Chapitre V Etude des éléments principaux | |
| V.1 Introduction. | 127 |
| V.2 Etude des poteaux | 127 |

SOMMAIRE

| | |
|-----------------------|-----|
| V.3 Etude des poutres | 139 |
| V.4 Etude des voiles | 150 |
| V.5 Conclusion | 158 |

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

| | |
|---------------------------|-----|
| VI.1 Introduction. | 159 |
| VI.2 Etude des fondations | 159 |
| VI.3 Longrines | 177 |
| VI.4 Voile périphérique | 179 |
| VI.4 Conclusion | 184 |

Conclusion générale

Bibliographie.

Annexes.

Les plans

LISTE DES FIGURES

| | |
|--|------------|
| Fig.I.1. Façade principale | 2 |
| Fig.I.2. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton | 9 |
| Fig.I.3. Diagramme des contraintes du béton | 10 |
| Fig.I.4. Diagramme des contraintes limite du béton | 11 |
| Fig.I.5. Diagramme contrainte déformation de l'acier | 13 |
| Fig.II.1. Coupe de voile en élévation | 17 |
| Fig.II.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux | 18 |
| Fig.II.3. Schéma de la disposition des poutrelles | 19 |
| Fig.II.4. Coupe transversale d'une poutrelle | 20 |
| Fig.II.5. Schéma de l'escalier droit du RDC | 23 |
| Fig.II.6. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées | 24 |
| Fig.II.7. Coupe de l'acrotère | 25 |
| Fig.II.8. Surface afférente de l'étage 11. | 29 |
| Fig.II.9. Surface afférente de l'étage 10. | 30 |
| Fig.II.10. Surface afférente de l'étage 11. | 33 |
| Fig.II.11. Surface afférente de l'étage 11. | 35 |
| Fig.III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées | 44 |
| Fig.III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées | 44 |
| Fig.III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées | 45 |
| Fig.III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées | 45 |
| Fig.III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression | 74 |
| Fig.III.6. Dalle sur deux appuis | 74 |
| Fig.III.7. section de la dalle pleine à ferrailer | 75 |
| Fig.III.8. Schéma de ferrailage des dalles sur 2 appuis | 79 |
| Fig.III.9. Dalle sur 3 appuis | 79 |
| Fig.III.10. section de la dalle pleine à ferrailer | 80 |
| Fig.III.11. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis | 83 |
| Fig.III.12. Dalle sur 4 appuis | 83 |
| Fig.III.13. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis | 87 |
| Fig.III.14. Schéma statique de l'acrotère | 88 |
| Fig.III.15. Schéma de ferrailage de l'acrotère | 92 |
| Fig.III.16. Cage d'ascenseur | 93 |
| Fig.III.17. Schéma représentant la surface d'impacte | 93 |
| Fig.III.18. Schéma de ferrailage de la dalle pleine du locale machine | 98 |
| Fig.III.19. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sous l'ascenseur | 101 |
| Fig.III.20. Schéma d'une volée d'étage courant | 102 |
| Fig.III.21. Disposition des armatures dans la paillasse | 105 |
| Fig.III.22. Schéma statique de la poutre palière | 106 |
| Fig.III.23. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage | 112 |
| Fig.IV.1. schéma de disposition des voiles | 117 |
| Fig.IV.2. 1 ^{er} mode de déformation (translation suivant Y-Y) | 118 |
| Fig.IV.3. 2 ^{ème} mode de déformation (translation suivant X-X) | 119 |
| Fig.IV.4. 3 ^{ème} mode de déformation (torsion autour de Z-Z) | 119 |

| | |
|---|------------|
| Fig.V.1. Zone nodale | 128 |
| Fig.V.2. Section d'un poteau | 134 |
| Fig.V.3. Ferrailage des sections des poteaux | 137 |
| Fig.V.4. Les moments dans la zone nodale | 146 |
| Fig.V.5. Exemple de disposition constructive de la poutre principale | 149 |
| Fig.V.6. Exemple de schéma de ferrailage d'une poutre principale | 149 |
| Fig.V.7. Disposition des armatures verticales | 150 |
| Fig.V.8. Schéma d'un voile pleine | 152 |
| Fig.V.9. Schéma de ferrailage du voile $V \times 2=2.5m$ | 158 |
| | |
| Fig.VI.1. Vue d'une semelle isolée | 160 |
| Fig.VI.2. Semelle filante | 161 |
| Fig.VI.3. Dimension du radier | 162 |
| Fig.VI.4. Zone de contact poteaux radier | 163 |
| Fig.VI.5. Dalle sur quatre appuis | 165 |
| Fig.VI.6. Schéma de ferrailage du radier | 168 |
| Fig.VI.7. Schéma statique du débord | 168 |
| Fig.VI.8. Schéma de ferrailage du débord | 169 |
| Fig.VI.9. Schéma de rupture du radier | 170 |
| Fig.VI.10. Sollicitation sur les nervures dans le sens x-x | 171 |
| Fig.VI.11. Sollicitation sur les nervures dans le sens y-y | 172 |
| Fig.VI.12. Section à ferrailer | 173 |
| Fig.VI.13. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x | 176 |
| Fig.VI.14. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y | 176 |
| Fig.VI.15. Ferrailage de la longrine | 178 |
| Fig.VI.16. Schéma du voile périphérique | 179 |
| Fig.VI.17. Diagramme des contraintes | 180 |
| Fig.VI.18. Schéma de ferrailage du voile périphérique | 183 |
| Fig.VI.19. Schéma de ferrailage du voile périphérique coupe A-A | 184 |

Liste des tableaux

| | |
|--|-----------|
| Tableau I.1. f_e en fonction du type d'acier. | 13 |
| Tableau II.1. Dimensionnement du premier type d'escalier. | 24 |
| Tableau II.2. Dimensionnement du deuxième type d'escalier. | 24 |
| Tableau II.3. Evaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux. | 25 |
| Tableau II.4. Evaluation de la charge revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux. | 26 |
| Tableau II.5. Evaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine. | 26 |
| Tableau II.6. Evaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine. | 26 |
| Tableau II.7. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux. | 27 |
| Tableau II.8. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine. | 27 |
| Tableau II.9. Evaluation des charges revenant aux murs extérieurs. | 27 |
| Tableau II.10. Evaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine. | 28 |
| Tableau II.11. Evaluation des charges revenant de l'acrotère de terrasse inaccessible. | 28 |
| Tableau II.12. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine. | 29 |
| Tableau II.13. Résultat de la descente de charge du poteau (P1). | 31 |
| Tableau II.14. Résultat de la descente de charge du poteau (P2). | 33 |
| Tableau II.15. Résultat de la descente de charge du poteau (P3). | 36 |
| Tableau II.16. Résultat de la vérification à la compression simple. | 39 |
| Tableau II.17. Vérification au flambement | 41 |
| Tableau III.1. Les Types de poutrelles de l'étage 1 jusqu'à l'étage 6 | 46 |
| Tableau III.2. Les Types de poutrelles de l'étage 7 | 47 |
| Tableau III.3. Les Types de poutrelles de l'étage 8 | 47 |
| Tableau III.4. Les Types de poutrelles de l'étage 9 | 47 |
| Tableau III.5. Les Types de poutrelles de l'étage 10 | 48 |
| Tableau III.6. Les Types de poutrelles pour le plancher terrasse inaccessible | 48 |
| Tableau III.7. combinaison d'action | 49 |
| Tableau III.8. Les moments isostatique max en travées | 51 |
| Tableau III.9. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 1) | 53 |
| Tableau III.10. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 1) | 53 |
| Tableau III.11. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2) | 56 |
| Tableau III.12. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2) | 56 |
| Tableau III.13. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type3) | 56 |
| Tableau III.14. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3) | 56 |
| Tableau III.15. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant de l'étage 1 jusqu'à l'étage 6 (type 1) | 56 |
| Tableau III.16. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant de l'étage 1 jusqu'à l'étage 6 (type 1) | 57 |
| Tableau III.17. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant de l'étage 1 jusqu'à l'étage 6 (type 2) | 57 |
| Tableau III.18. . Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant de l'étage 1 | 57 |

| | |
|---|-----------|
| jusqu'à l'étage 6 (type 2) | |
| Tableau III.19. . Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant de l'étage 1 jusqu'à l'étage 6 (type 3) | 57 |
| Tableau III.20. . Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant de l'étage 1 jusqu'à l'étage 6 (type 3) | 57 |
| Tableau III.21. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant pour l'étage 7 (type 1) | 58 |
| Tableau III.22. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant pour l'étage 7 (type 1) | 58 |
| Tableau III.23. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant pour l'étage 7 (type 2) | 58 |
| Tableau III.24. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant pour l'étage 7 (type 2) | 58 |
| Tableau III.25. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant pour l'étage 8 (type 1) | 58 |
| Tableau III.26. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant pour l'étage 8 (type 1) | 59 |
| Tableau III.27. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant pour l'étage 8 (type 2) | 59 |
| Tableau III.28. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant pour l'étage 8 (type 2) | 59 |
| Tableau III.29. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant pour l'étage 9 (type 3) | 59 |
| Tableau III.30. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant pour l'étage 9 (type 3) | 59 |
| Tableau III.31. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant pour l'étage 9 (type 4) | 59 |
| Tableau III.32. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant pour l'étage 9 (type 4) | 60 |
| Tableau III.33. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant pour l'étage 10 (type 1) | 60 |
| Tableau III.34. . Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant pour l'étage 10 (type 1) | 60 |
| Tableau III.35. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelle du plancher terrasse inaccessible | 60 |
| Tableau III.36. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelle du plancher d'étage 8 | 61 |
| Tableau III.37. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelle du plancher d'étage 1 jusqu'à 7 et l'étage 9 et 10 | 61 |
| Tableau III.38. Evaluation de la flèche dans le plancher d'étage courant de l'étage 1 jusqu'à 7 et l'étage 9 et 10 | 70 |
| Tableau III.39. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher d'étage 8 | 70 |
| Tableau III.40. Evaluation de la flèche dans le plancher d'étage 8 | 71 |
| Tableau III.41. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible | 71 |
| Tableau III.42. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible | 71 |
| Tableau III.43. Le ferrailage des différentes poutrelles | 72 |
| Tableau III.44. Schéma de ferrailage des différentes poutrelles | 73 |
| Tableau III.45. Ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis | 77 |
| Tableau III.46. Vérification de la contrainte de compression dans le béton | 78 |

| | |
|---|------------|
| Tableau III.47. Ferraillage de la dalle sur 3 appuis | 80 |
| Tableau III.48. Verification de la contrainte de compression dans le béton | 81 |
| Tableau III.49. Ferraillage de dalles sur 4 appuis | 84 |
| Tableau III.50. Verification de la contrainte compression dans le béton | 86 |
| Tableau III.51. Sollicitation de calcul | 88 |
| Tableau III.52. Ferraillage de la dalle pleine du locale machine | 96 |
| Tableau III.53. Verification des états limites de compression du béton | 98 |
| Tableau III.54. Ferraillage de la dalle pleine sous l'ascenseur | 100 |
| Tableau III.55. Verification des états limites de compression du béton | 100 |
| Tableau III.56. Sollicitation sur la volée d'étage courant | 103 |
| Tableau III.57. Ferraillage de la volée d'escalier type 1 | 103 |
| Tableau III.58. vérification des contraintes à l'ELS de la volée d'escalier type 1 | 105 |
| Tableau III.59. Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple | 107 |
| Tableau III.60. Vérificaton des états limites de compression du béton de la poutre palière | 109 |
| Tableau III.61. Ferraillage de la poutre de chainage | 111 |
| Tableau III.62. Vérification des états limites de compression du béton de la poutre de chainage. | 112 |
| Tableau III.63. Résultas de flèche de la poutre de chainage. | 112 |
| Tableau IV.1. Valeurs des pénalités Pq | 115 |
| Tableau IV.2. Périodes de vibration et taux de participation des masses | 120 |
| Tableau IV.3. Vérification de l'interaction sous charges verticales | 121 |
| Tableau IV.4. Vérification de l'interaction sous charges horizontales | 122 |
| Tableau IV.5. Vérification de l'effort tranchant à la base | 123 |
| Tableau IV.6. Vérification des déplacements | 123 |
| Tableau IV.7. Vérification de l'effet $P-\Delta$ | 124 |
| Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit | 125 |
| Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux | 128 |
| Tableau V.2. Les sollicitations dans les poteaux | 129 |
| Tableau V.3. Armatures longitudinales dans les poteaux | 132 |
| Tableau V.4. Armatures transversales adoptées pour les poteaux | 132 |
| Tableau V.5. Vérification au flambement dans les poteaux | 134 |
| Tableau V.6. vérification des contraintes dans le béton des poteaux | 135 |
| Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux | 136 |
| Tableau V.8. Ferraillage des sections des poteaux | 137 |
| Tableau V.9. Armatures longitudinales min et max dans les poutres | 140 |
| Tableau V.10. Les sollicitations les plus défavorables | 140 |
| Tableau V.11. Armatures longitudinales dans les poutres | 141 |
| Tableau V.12. Vérification de l'effort tranchant | 143 |
| Tableau V.13. Vérification au cisaillement | 144 |
| Tableau V.14. Vérification de l'état limite de compression du béton | 144 |
| Tableau V.15. Moment résistant dans les poteaux | 146 |
| Tableau V.16. Moments résistant dans les poutres principales | 147 |
| Tableau V.17. Moments résistant dans les poutres secondaires | 147 |
| Tableau V.18. Vérification de la zone nodale selon le sens principale | 148 |
| Tableau V.19. Vérification de la zone nodale selon le sens secondaire | 148 |
| Tableau V.20. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=1.8m$ | 152 |
| Tableau V.21. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x2}=2.5m$ | 153 |
| Tableau V.22. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x3}=2m$ | 153 |

| | |
|---|------------|
| Tableau V.23. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x4}=3m$ | 153 |
| Tableau V.24. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1}=1m$ | 154 |
| Tableau V.25. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y2}=1m$ | 154 |
| Tableau V.26. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y3}=1.5m$ | 154 |
| Tableau V.27. Ferrailage du voile $V_{x2}=2.5m$ | 155 |
| Tableau V.28. Ferrailage du voile $V_{x4}=3m$ | 156 |
| Tableau V.29. Ferrailage du voile $V_{y1}=1m$ | 156 |
| Tableau V.30. Ferrailage du voile $V_{y3}=1.5m$ | 157 |
| Tableau VI .1. Ferrailage du radier | 167 |
| Tableau VI.2. Vérifications des contraintes du béton et l'acier | 167 |
| Tableau VI.3. La nouvelle section d'acier adopté à l'ELS | 167 |
| Tableau VI.4. Section d'armatures du débord | 168 |
| Tableau VI.5. Vérification des contraintes du béton et d'acier | 169 |
| Tableau VI.6. Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS | 169 |
| Tableau VI.7. Sollicitation de la nervure dans le sens x-x à l'ELU | 172 |
| Tableau VI.8. Sollicitation de la nervure dans le sens y-y à l'ELU | 172 |
| Tableau VI.9. Sollicitation de la nervure dans le sens x-x à l'ELS | 173 |
| TableauVI.10. Sollicitation de la nervure dans le sens y-y à l'ELS | 173 |
| TableauVI.11. Résumé des résultats du ferrailage des nervures | 174 |
| TableauVI.12. Résumé des résultats de la vérification des contraintes | 175 |
| TableauVI.13. Nouvelles section d'acier adopté à l'ELS | 175 |
| TableauVI.14. Ferrailage du voile périphérique | 181 |
| TableauVI.15. Vérifications des contraintes dans le voile périphérique | 183 |
| TableauVI.16. Nouvelles section d'acier adopté à l'ELS | 183 |

INTRODUCTION

Introduction générale

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

Pour mieux se protéger contre d'éventuels mouvements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la durabilité de l'ouvrage.

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

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (commerces + habitations) en R+11, il est contreventé par un système mixte (voiles portiques). L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL91/99 et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.R. BC 2.2).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ. On se base sur le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments secondaires et structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

Chapitre I

I.1 : Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+11, cette structure est destinée à usage d'habitation et de commerce, classé d'après le règlement parasismique algérien « RPA99/version 2003 » dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé à Ighil El Bordj, sur le territoire de la wilaya de Bejaia, classé d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en zone IIa (zone de moyenne sismicité).

I.2.Caractéristique de la structure:

I.2.1.Caractéristiques géométriques:

- ❖ Largeur en plan.....22.20m.
- ❖ Longueur en plan..... 22.50m.
- ❖ Hauteur totale du bâtiment (acrotère non compris)....38.46m.
- ❖ Hauteur du RDC.....2.88m.
- ❖ Hauteur des étages courants..... 2.88m.

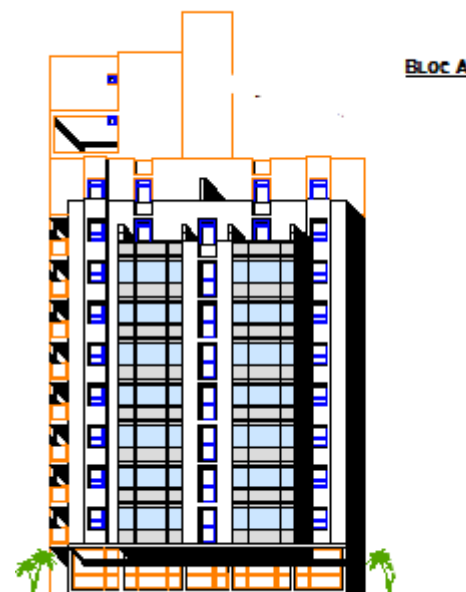


Fig.I.1. Façade principale.

I.2.2.Données de site :

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.
- ❖ L'étude géotechnique indique un sol composé d'une couche de terre végétale de moins d'un mètre d'épaisseur, puis de schiste argileux peu compact, sur des marnes schisteuses compactes.
- ❖ La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1,9$ bars.
- ❖ L'ancrage minimal des fondations : **D=3.8 m**

I.2.3 : Description structurale :

- ❖ **Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

❖ Les maçonneries :

- les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm
Séparées par une lame d'air de 5cm.
- les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm

❖ **L'acrotère :** c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

❖ Balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

❖ L'infrastructure :

Elle assure les fonctions suivantes :

- transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- limitation des tassements différentiels

I.2.4. Choix du contreventement :

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone **IIa**, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

I.3 : Règlements et normes utilisés : Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ DTR BC2.33.2.

I.4. Etats limites : (BAEL91/99)

I.4.1 : Définition : Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

a) Etat limite ultime : Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

- ❖ Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) Etat limite de service : Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

- ❖ Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

I.4.2 les hypothèses de calcul :

I.4.2.1 E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)

1. Conservation des sections planes.
2. Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
3. Le béton tendu est négligé dans les calculs.
4. L'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton.
5. L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité.
6. Le comportement de l'acier est défini par le diagramme contrainte-déformation de Calcul (figure I.5).
7. Pour le comportement du béton, on adoptera le diagramme rectangulaire simplifié (Figure I.3) (Cas la section n'est que partiellement comprimée).
8. L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
9. Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3.5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

I.4.2.2 E.L.S : BAEL91/99 (article IV.1)

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
 - 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)
 - 3- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ;
- n : coefficient d'équivalence acier-béton.
- 4- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé .

I.5.Actions et sollicitations :**I.5.1 les actions :****I.5.1.1 Définitions :**

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

- ❖ Des charges permanentes.
- ❖ Des charges d'exploitations.
- ❖ Des charges climatiques.

I.5.1.2 Valeurs caractéristiques des actions :**➤ Les actions permanentes (G) :**

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

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

➤ Les actions variables (Q) :

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

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

➤ Les actions accidentelles (FA) :

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

- ❖ Les chocs.
- ❖ Les séismes.
- ❖ Les explosions.
- ❖ Les feux.

I.5.1.3. Valeurs de calcul des actions :

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

a. Combinaison d'action à l'ELU :

✓ **Situation durable ou transitoire :**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+1,5Q_1+\sum 1,3\psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

✓ **Situations accidentelles :**

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\psi_{1i} Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b. Combinaison d'action à l'E L S :

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

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorable.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c. Combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Situations durables : $ELU: 1,35G+1,5Q$
 $ELS : G+Q$
- Situations accidentelles : $G+Q\bar{+}E$
 $0.8G\bar{+}E$

I.5.2. Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

I.6. Caractéristique des matériaux :**I.6.1. Le béton :****I.6.1.1. Définition:**

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

I.6.1.2. Composition du béton:

Les proportions du mélange (selon prescription ou DTU) :

Pour un sac de 35 kg de ciment :

5 seaux de 10 litres de sable.

8 seaux de 10 litres de graviers.

17 litres d'eau environ.

I.6.1.3 Résistance caractéristique du béton :

a. Résistance caractéristique en compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

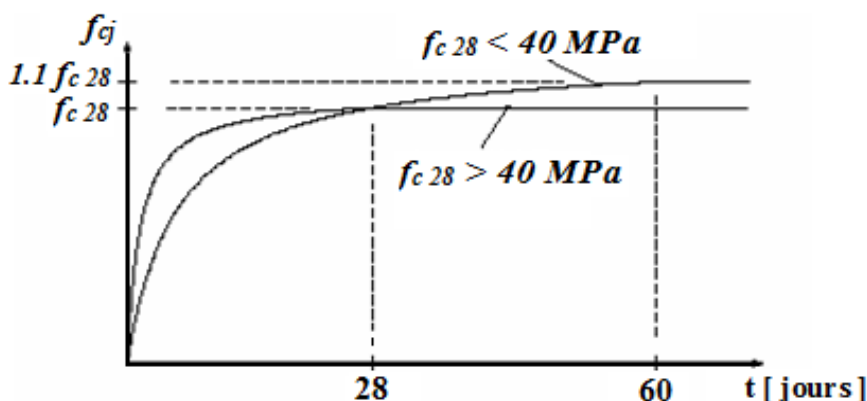


Fig.I.2. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

b. Résistance à la traction f_{ij} :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{ij} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06fc_j \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa .}$$

$$f_{ij} = 0,275 fc_j \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour } j=28 \text{ jours et } f_{c28} = 25 \text{ Mpa ; } f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

c. Contrainte limite**c. 1. Etat limite ultime :**

- ✓ **Contrainte ultime de compression :**

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

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

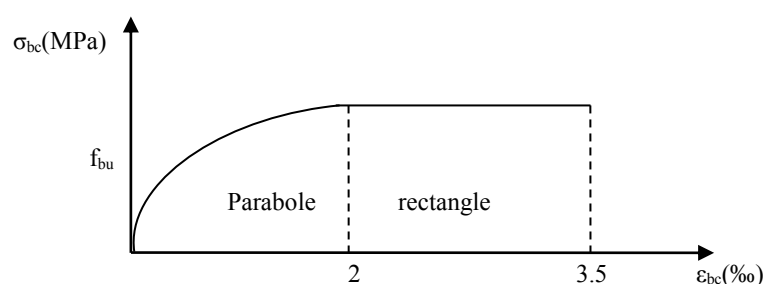


Fig.I.3. Diagramme des contraintes du béton.

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

γ_b : Coefficient de sécurité.

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

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

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

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

✓ **Contrainte ultime de cisaillement :**

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

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

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

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$ donc :

$\tau_{Adm} = 3,33 \text{Mpa}$ —————> fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = 2,5 \text{Mpa}$ —————> fissuration préjudiciable.

c .2. Etat limite de service :

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité

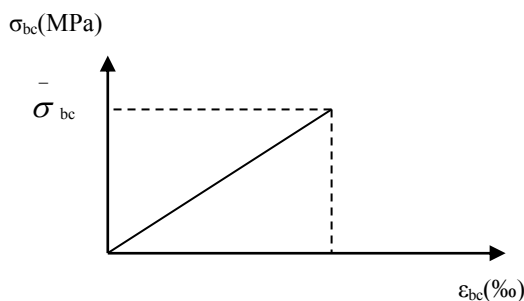


Fig.I.4. Diagramme des contraintes limite du béton.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$.

d. Déformation longitudinale du béton:

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}

✓ **Le module de déformation longitudinale instantané :**

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32456.60 \text{ MPa.}$$

✓ **Le module de déformation longitudinale différé:**

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

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij} .$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} .$$

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

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

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ Mpa.}$$

$$E_{i28} = 32456.60 \text{ Mpa.}$$

✓ **Module déformation transversale :**

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \text{ (Module de glissement).}$$

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec:

ξ_t : déformation limite transversale.

ξ_L : déformation limite longitudinale.

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

I.6.2 L'acier :

a. Définition:

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000$ MPa.

b. Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Tableau I.1 f_e en fonction du type d'acier.

| armatures utilisés | Aciers ronds lisses | | Aciers à hautes adhérences | | Treillis soudé à fils lisses | Treillis soudés à haute adhérence |
|-----------------------|------------------------|--------|-------------------------------|--------|---------------------------------|--------------------------------------|
| | FeE215 | FeE235 | FeE400 | FeE500 | TLE500 | FeTE500 |
| f_e [MPa] | 215 | 235 | 400 | 500 | 500 | 500 |

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

c. **Contrainte limite :**

✓ **Etat limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

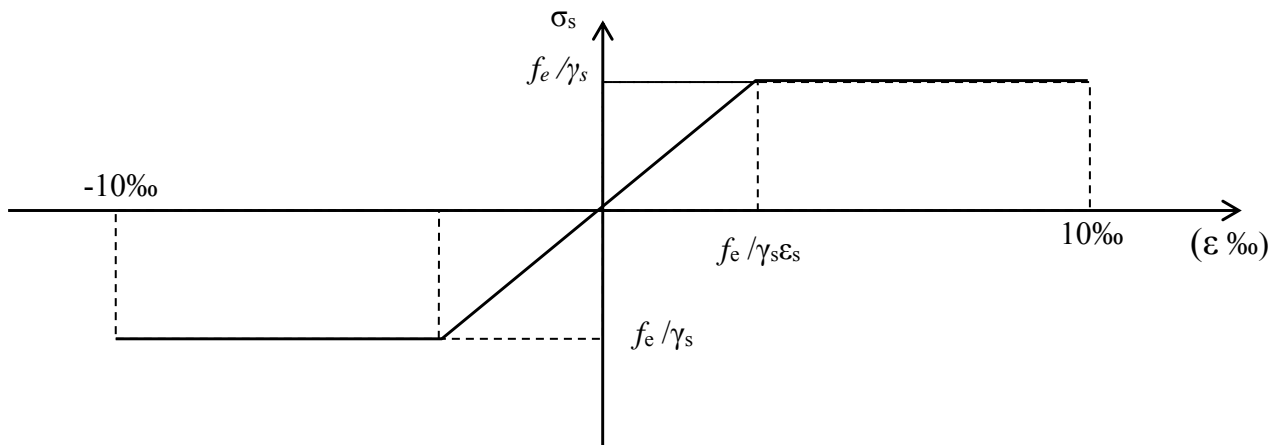


Fig.I.5. Diagramme contrainte déformation de l'acier.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$E_s = 200\,000$ MPa.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \quad \text{cas de situations durable ou transitoire.} \end{array} \right.$$

✓ **Etat limite de service :**

Nous avons pour cet état :

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

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.7 Hypothèses de calcul :

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- ✓ La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- ✓ $E_{vj} = 10818,86$ Mpa.
- ✓ $E_{ij} = 32456.60$ Mpa.
- ✓ $f_e = 400$ MPa.
- ✓ $f_e = 235$ MPa.

Chapitre II

II.1 : Introduction

L'objectif du Prédimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Prédimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91/99 et le CBA 93.

II.2:Prédimensionnement des éléments principaux**II.2.1. Les poutres**

II.2.1.1. Les poutres principales : elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

Selon le BAEL 91/99 le prédimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

On suppose des poteaux de (40×30) cm².

- h : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 440 - 30 = 410$ cm)

D'où:

$$L_{\max} = 410 \text{ cm} \Rightarrow 27 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm}$$

On prend : **$h = 40$ cm**

$$\mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA 99/2003** qui sont les suivantes :

- $b \geq 20$ cm condition vérifiée.
- $h \geq 30$ cm condition vérifiée.
- $h/b = 40/30 = 1.33 < 4$ condition vérifiée.

II.2.1.2 : les poutres secondaires : elles sont parallèles aux poutrelles.

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 410 - 30 = 380$ cm)

$$L_{\max} = 380 \text{ cm} \Rightarrow 25 \text{ cm} \leq h \leq 38 \text{ cm}.$$

On prend: **$h = 35$ cm . $b = 30$ cm .**

Les dimensions vérifient les exigences du RPA (99/2003).

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \times h = (30, 40) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $b \times h = (30,35) \text{ cm}^2$

II.2.2. Poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le prédimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

Pour des poteaux rectangulaire:

- R.D.C, 1^{er} étage : $(b,h) = (50,55) \text{ cm}^2$.
- 2^{eme}, 3^{eme}, étage: $(b,h) = (50, 50) \text{ cm}^2$.
- 4^{eme}, 5^{eme} étage: $(b,h) = (45,50) \text{ cm}^2$.
- 6^{eme}, 7^{eme} étage: $(b,h) = (45,45) \text{ cm}^2$.
- 8^{eme}, 9^{eme} étage: $(b,h) = (40,45) \text{ cm}^2$.
- 10^{eme}, 11^{eme} étage: $(b,h) = (40,40) \text{ cm}^2$.

II.2.3. Les voiles :

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$.
- $e > h_e / 20 \dots\dots\dots(2)$. RPA 99/2003 (article 7.7.1)

➤ $L > 4 e$(3).

h_e : Hauteur libre d'étage.

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est la même dans tous les étages donc:

$$h_e = 288 - 20 = 268 \text{ cm}$$

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

$$E \geq 13,4 \text{ cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

$$e = 15 \text{ cm.}$$

$$L = 60 \text{ cm}$$

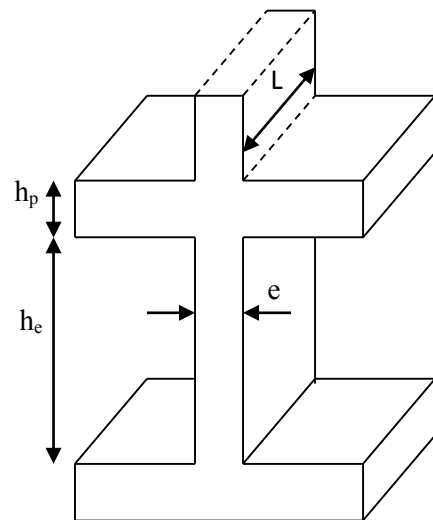


Fig. II.1. Coupe de voile en élévation.

II.3. Prédimensionnement des éléments secondaires

II.3.1. les planchers

- **Définition** : Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :
 - Les surcharges d'exploitation (meubler, véhicule, personnes...).
 - Les charges permanentes (cloisons, revêtements,...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalles pleine pour les balcons.

a). Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.

- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

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

Avec :

L_{\max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles (fig. II.3).

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = (410 - 30) = 380\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{380}{22.5} = 16.88\text{cm}.$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 16 + 4$) = 20cm.

Avec :

$h_{cc} = 16\text{cm}$: Hauteur du corps creux.

$h_{ddc} = 4\text{cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

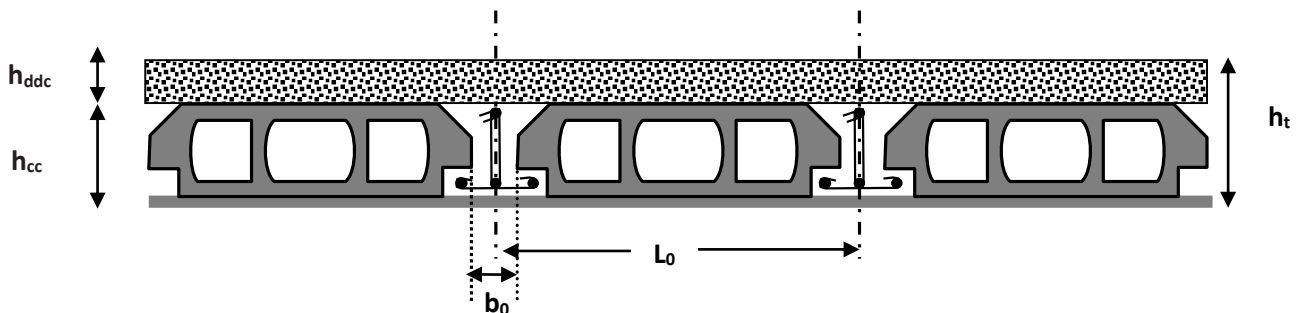


Fig.II.2.Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

- **Les poutrelles :**

- **Définition**

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

➤ Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon Le critère de la petite portée et cela

Pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (fig. II.3).

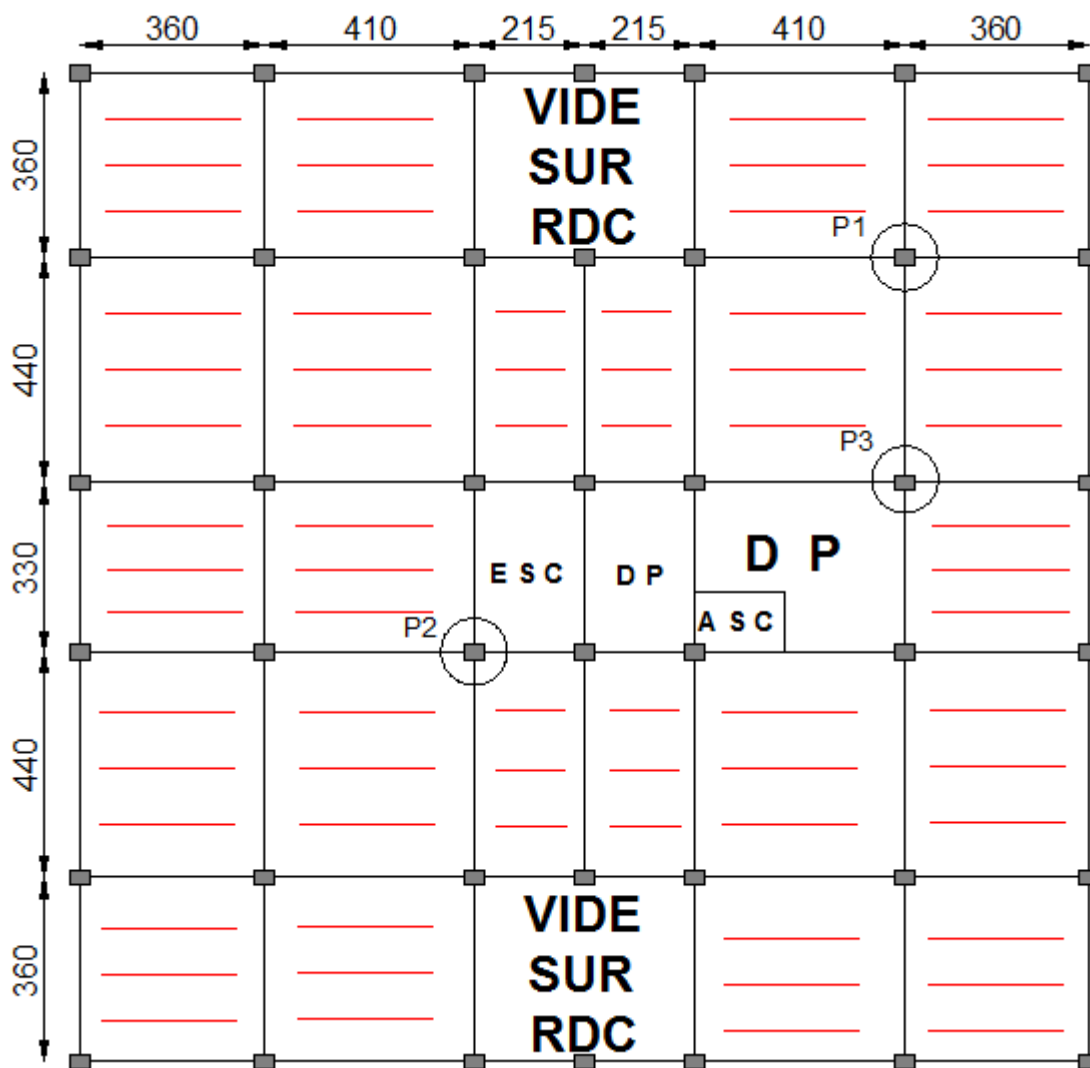


Fig.II.3. Schéma de la disposition des poutrelles de l'étage 1 jusqu'à l'étage 6.

➤ Dimensionnement des poutrelles

- Détermination de la largeur de la table de compression :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

b : Largeur de la table de compression.

l_x : distance entre nus des deux poutrelles.

$$l_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

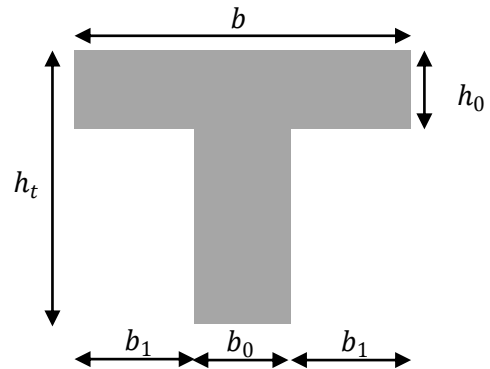


Fig. II.4. Coupe transversale d'une poutrelle.

l_y : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$l_y = 215 - 30 = 185 \text{ cm}$$

Donc :

$$l_x = 55 \text{ cm, } l_y = 175 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{185}{10}\right)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 18.5 \text{ cm}$$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 18.5 + 10 = 47 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } b = 47 \text{ cm}$$

b). Plancher en dalle pleine

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans

Continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

➤ **Critère de résistance**

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles : $e \geq \frac{L_x}{20}$.
- Pour les dalles avec $\rho \leq 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec $\rho > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

L_x : la petite portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

L_y : la grand portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

➤ **Coupe-feu :**

- $e \geq 7\text{cm}$ → Pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11\text{cm}$ → Pour deux heures de coupe-feu.

Notre projet comporte trois types de dalle pleine :

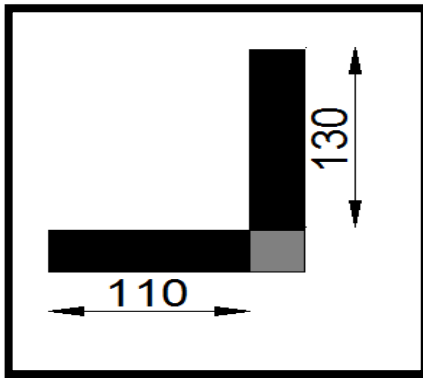
❖ Dalle sur 2 appuis (balcon) → $\rho = \frac{110}{130} = 0.85 > 0.4 \rightarrow \frac{110}{45} \leq e \leq \frac{110}{40}$
 $e=2,5\text{cm}$.

❖ Dalle sur trois appuis → $\rho = \frac{130}{370} = 0.35 < 0.4 \rightarrow \frac{130}{35} \leq e \leq \frac{130}{35}$
 $e=4\text{cm}$.

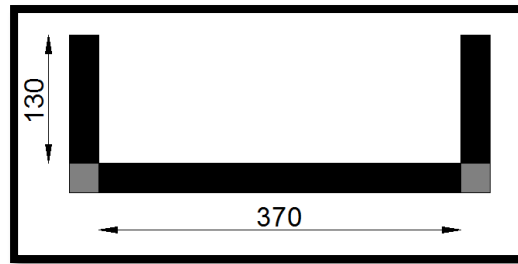
❖ Dalle sur quatre appuis (dalle de l'ascenseur) :

$$\rho = \frac{300}{370} = 0.81 > 0.4 \rightarrow \frac{300}{45} \leq e \leq \frac{300}{40}$$

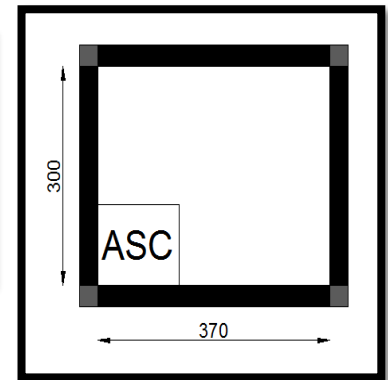
$e=7\text{cm}$.



Dalle sur 2 appuis



dalle sur trois appuis



dalle sur quatre appuis

On voit bien que pour les dalles pleines sur deux ou trois appuis que le critère de coupe-feu qui est déterminant. On opte pour l'ensemble des dalles pleines (balcons) l'épaisseur $e=12\text{cm}$.

Par contre pour la dalle sur quatre appuis (dalle de l'ascenseur), on opte pour une épaisseur de 15cm à cause de chargement important de l'ascenseur.

II.3.2. Les escaliers

➤ Terminologie :

- La **marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- La **contremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- L'**emmarchement** est la longueur utile de chaque marche.
- Le **giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- La **paillasse** supporte les marches.
- **Volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

➤ types d'escaliers :

On distingue dans notre projet deux types d'escalier : escalier à une seule volée pour le rez de chaussée et escalier droit à deux volées pour les étages courant.

➤ Prédimensionnement des escaliers :

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL**: $60\text{ cm} \leq 2h + g \leq 65\text{ cm}$.
- $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée.

Avec : $n - 1$: Nombre de marche ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche.

a). Escalier du RDC

- **Epaisseur de la pailasse :**

La longueur développée est : $L = L_v + L_p$.

l_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

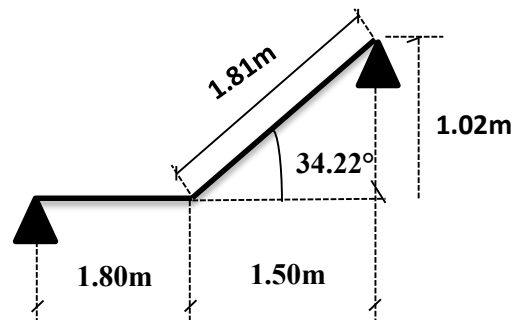


Fig. II.5. Schéma de l'escalier droit du RDC.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow$$

$$L = 1.8 + \sqrt{1.50^2 + 1.02^2} = 3.61\text{m}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{361}{30} \leq e \leq \frac{361}{20} \Rightarrow 12\text{cm} \leq e \leq 18.05\text{cm} \\ e \geq 11\text{cm} \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

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

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 150\text{ cm}$; $H = 102\text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 102 + 150)n + 2 \times 102 = 0$$

$$64n^2 - 418n + 204 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **$n = 6$** .

Le nombre de marche est : **$n - 1 = 5$** .

- Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{150}{5} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{102}{6} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17cm$.

TABLEAU .II.1.Dimensionnement du premier type d'escalier.

| H(m) | h(cm) | n | g(cm) | L ₀ (m) | L _{p1} (m) | L _v (m) | L(m) | α | E(cm) |
|------|-------|---|-------|--------------------|---------------------|--------------------|------|-------|-------|
| 1.02 | 17 | 6 | 30 | 1.5 | 1.8 | 1.81 | 3.61 | 34.22 | 15 |

B). Escalier des étages courant :(volée 1 et volée 2)

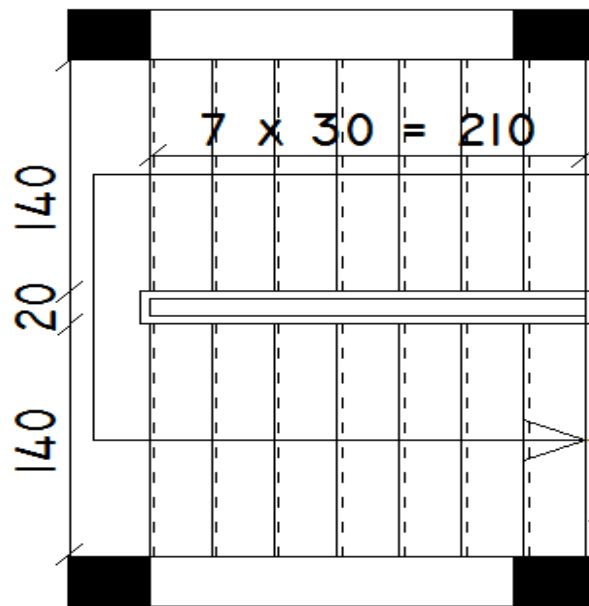


Fig. II.6. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées.

Remarque : Les deux volées de l'escalier courant sont identiques son dimensionnement est résumée dans le tableau ci-dessous :

TABLEAU .II.2.Dimensionnement du deuxième type d'escalier.

| H(m) | h(cm) | n | g(cm) | L ₀ (m) | L _{p1} (m) | L _v (m) | L(m) | α | E(cm) |
|------|-------|---|-------|--------------------|---------------------|--------------------|------|-------|-------|
| 1.44 | 18 | 8 | 30 | 2.1 | 2 | 2.55 | 4.55 | 34.43 | 18 |

II.3.3. L'acrotère

Élément structural contournant le bâtiment, l'acrotère est conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère, réalisé en béton armé, est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), car la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p .

Calcul de la section de l'acrotère :

Terrasse inaccessible : H=50cm

$$S = (0.5 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03) / 2$$

$$S = 0.0585 \text{ m}^2$$

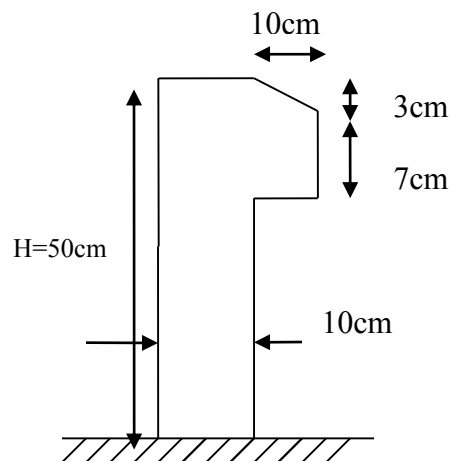


Fig II.7. Coupe de l'acrotère.

II.4. Evaluation des charges et des surcharges

Tableau II.3. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux.

| N° | Couches | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseur (m) | poids (KN/m ²) |
|---------------------------|------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1 | Carrelage | 20 | 0.02 | 0.4 |
| 2 | Mortier de pose | 20 | 0.02 | 0.4 |
| 3 | Lit de sable | 18 | 0.02 | 0.36 |
| 4 | Corps creux | / | 0.16+0.04 | 2.85 |
| 5 | Cloisons | / | / | 1 |
| 6 | Enduit de ciment | 18 | 0.015 | 0.27 |
| Charge permanent G | | | | 5.28 |
| Q étages courant | | | | 1.5 |
| Q étage commercial | | | | 5 |

Tableau II.4. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux.

| N° | Couches | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseur (m) | poids (KN/m ²) |
|--------------------------------|------------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1 | Protection gravillons | 20 | 0.04 | 0.8 |
| 2 | Étanchéité Multicouche | 6 | 0.02 | 0.12 |
| 3 | Forme de pente | 22 | 0.1 | 2.2 |
| 4 | Corps creux | / | 0.16+0.04 | 2.85 |
| 5 | Isolation thermique | 0.25 | 0.04 | 0.01 |
| 6 | Enduit de ciment | 18 | 0.015 | 0.27 |
| Charge permanent G | | | | 6.25 |
| charge d'exploitation Q | | | | 1 |

Tableau II.5. Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine.

| N° | Couches | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseur (m) | poids (KN/m ²) |
|--------------------------------|------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1 | dalle pleine | 25 | 0.15 | 3.75 |
| 2 | Carrelage | 20 | 0.02 | 0.4 |
| 3 | Mortier de pose | 20 | 0.02 | 0.4 |
| 4 | Lit de sable | 18 | 0.02 | 0.36 |
| 5 | Enduit de ciment | 18 | 0.015 | 0.27 |
| 6 | cloison | / | / | 1 |
| Charge permanent G | | | | 6.18 |
| charge d'exploitation Q | | | | 1.5 |

Tableau II.6. Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine.

| N° | Couches | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseur (m) | poids (KN/m ²) |
|----|------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1 | dalle pleine | 25 | 0.12 | 3 |
| 2 | Carrelage | 20 | 0.02 | 0.4 |
| 3 | Mortier de pose | 20 | 0.02 | 0.4 |
| 4 | Lit de sable | 18 | 0.02 | 0.36 |
| 5 | Enduit de ciment | 18 | 0.015 | 0.27 |

| | |
|--------------------------------|-------------|
| Charge permanent G | 4.43 |
| charge d'exploitation Q | 3,5 |

Tableau II.7. *Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux.*

| N° | Couches | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseur (m) | poids (KN/m ²) |
|--------------------------------|------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1 | Carrelage | 20 | 0.02 | 0.4 |
| 2 | Mortier de pose | 20 | 0.02 | 0.4 |
| 3 | Lit de sable | 18 | 0.02 | 0.36 |
| 4 | Corps creux | / | 0.16+0.04 | 2.85 |
| 5 | Enduit de ciment | 18 | 0.015 | 0.27 |
| 6 | Forme de pente | 22 | 0.1 | 2.2 |
| Charge permanent G | | | | 6.48 |
| charge d'exploitation Q | | | | 1.5 |

Tableau II.8. *Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.*

| N° | Couches | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseur (m) | poids (KN/m ²) |
|--------------------------------|------------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1 | Protection gravillons | 20 | 0.04 | 0.8 |
| 2 | Étanchéité Multicouche | 6 | 0.02 | 0.12 |
| 3 | Forme de pente | 22 | 0.1 | 2.2 |
| 4 | dalle pleine | 25 | 0.12 | 3 |
| 5 | Isolation thermique | 0.25 | 0.04 | 0.01 |
| 6 | Enduit de ciment | 18 | 0.015 | 0.27 |
| Charge permanent G | | | | 6.4 |
| charge d'exploitation Q | | | | 1 |

Tableau II.9. *Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.*

| N° | Couches | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseur (m) | poids (KN/m ²) |
|----|------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1 | Enduit de ciment | 18 | 0.015 | 0.27 |

| | | | | |
|---------------------------|------------------|----|-------|-------------|
| 2 | Brique creuses | / | 0.10 | 0.9 |
| 3 | Brique creuses | / | 0.15 | 1.3 |
| 4 | Enduit de ciment | 18 | 0.015 | 0.27 |
| Charge permanent G | | | | 2.74 |

Tableau II.10. Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine.

| N° | Couche | | Poids volumique (KN/m ³) | épaisseur (m) | Type 2 |
|---|-------------------|------------|--------------------------------------|-----------------------|-------------|
| | | | | | Volée 1 |
| 1 | dalle pleine | | 25 | 0,18/cos(α) | 5.5 |
| 2 | Carrelage | Horizontal | 20 | 0.02 | 0.4 |
| | | Vertical | 20 | 0,02h/g | 0.23 |
| 3 | Mortier de pose | Horizontal | 20 | 0.02 | 0.4 |
| | | Vertical | 20 | 0,02h/g | 0.23 |
| 4 | Enduit de ciment | | 18 | 0,015/cos(α) | 0.33 |
| 5 | poids des marches | | 22 | h/2 | 1.98 |
| 6 | Garde de corps | | / | / | 0.6 |
| Charge permanent G_{vi} (KN/m²) | | | | | 9.68 |
| charge d'exploitation Q(KN/m²) | | | | | 2.5 |

Tableau II.11. Évaluation des charges de l'acrotère de terrasse inaccessible.

| Désignation des éléments | Épaisseur(m) | Surface (m ²) | ρ (KN/m ³) | Poids (KN/ml) |
|--|--------------|---------------------------|-----------------------------|---------------|
| Poids propre de l'acrotère | 0.1 | 0.0585 | 25 | 1.46 |
| Enduit de ciment intérieur | 0.015 | 0.0075 | 20 | 0.15 |
| Enduit de ciment extérieur | 0.02 | 0.01 | 20 | 0.2 |
| Charge permanent G_a (KN/m²) | | | | 1.81 |

Tableau II.12. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine.

| N° | Couche | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseur (m) | Poids (KN/m ²) |
|--------------------------------|------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1 | dalle pleine | 25 | 0.15 | 3.75 |
| 2 | Carrelage | 20 | 0.02 | 0.4 |
| 3 | Mortier de pose | 20 | 0.02 | 0.4 |
| 4 | Lit de sable | 18 | 0.02 | 0.36 |
| 5 | Enduit de ciment | 18 | 0.015 | 0.27 |
| Charge permanent G | | | | 5,18 |
| charge d'exploitation Q | | | | 2.5 |

II.4.1. Pré dimensionnement du Poteau (P1)

➤ Niveau 0 (Terrasse inaccessible)

- S1 = 3.05 m²
- S2 = 2.64 m²
- S3 = 3.79 m²
- S4 = 3.28 m²

$$G_{pp} = \gamma_c * h_{pp} * b_{pp} * L_{pp}$$

$$L_{pp} = 3,7 \text{ m}$$

$$L_{ps} = 3,45 \text{ m}$$

$$G_{pp} = 25 * 0,3 * 0,40 * 3,7 = 11.1 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,35 * 3,1 = 9.06 \text{ KN}$$

$$G_{Poutres} = 20,16 \text{ KN}$$

T.I : terrasse inaccessible ; D.P : dalle pleine ; C.C : corps creux.

PP : poutre principale ; PS: poutre secondaire.

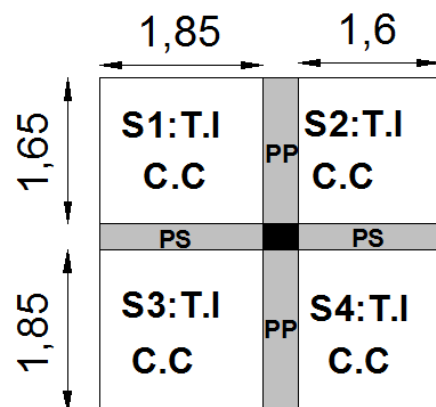


Fig. II.8. Surface afférente de l'étage 11.

➤ Niveau 1 :

- S1 = 3.05 m²
- S2 = 2.64 m²
- S3 = 3.79 m²
- S4 = 3.28 m²

- $L_{pp} = 3,7 m$
- $L_{ps} = 3,45 m$
- $G_{pp} = 11.1KN$
- $G_{ps} = 9.06 KN$
- $G_{poutre} = 20,16KN$

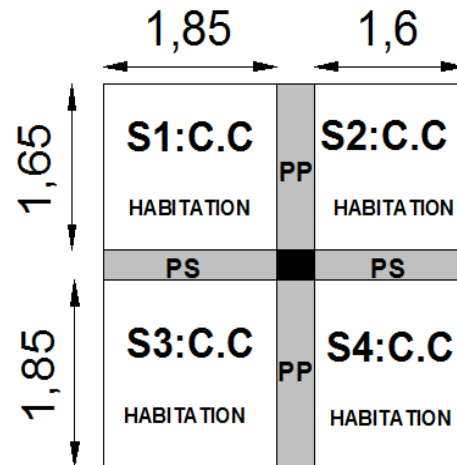


Fig.II.9. Surface afférente de l'étage 10.

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et Surcharges) 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 et qui a souvent la plus grande surface afférente soit le poteau P1 et P2

❖ la loi de dégression

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

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

- sous la terrasse : Q_0 .
- sous le premier étage à partir du sommet (i=1) : Q_0+Q_1 .
- sous le deuxième étage (i=2) : $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$.
- sous le troisième étage (i=3) : $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$.
- sous le quatrième étage (i=4) : $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.

Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2*n} * (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n)$.

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (P1) sont récapitulés dans le Tableau ci-après :

Tableau II.13. Résultat de la descente de charge du poteau (P1).

| Niveau | Élément | G (KN) | Q (KN) |
|-----------------------------------|---|---------------|--------------|
| N0 | Plancher terrasse inaccessible | 79.75 | 12.76 |
| | Poutres principales (0.3x0.4) m ² | 11.1 | |
| | Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² | 9.06 | |
| | Poteau (0.4x0.4) m ² | 11.52 | |
| Total | | 111.43 | 12.76 |
| N1 | N0 | 111.43 | 19.14 |
| | Plancher étage courant | 67.37 | |
| | Poutres principales (0.3x0.4) m ² | 11.1 | |
| | Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² | 9.06 | |
| Poteau (0.4x0.4) m ² | 11.52 | | |
| Total | | 210.48 | 31.9 |
| N2 | N1 | 210.48 | 19.14 |
| | Plancher étage courant | 67.37 | |
| | Poutres principales (0.3x0.4) m ² | 11.1 | |
| | Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² | 9.06 | |
| Poteau (0.4x0.45) m ² | 12.96 | | |
| Total | | 310.97 | 49.13 |
| N3 | N2 | 310.97 | 19.14 |
| | Plancher étage courant | 67.37 | |
| | Poutres principales (0.3x0.4) m ² | 11.1 | |
| | Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² | 9.06 | |
| Poteau (0.4x0.45) m ² | 12.96 | | |
| Total | | 411.46 | 64.44 |
| N4 | N3 | 411.46 | 19.14 |
| | Plancher étage courant | 67.37 | |
| | Poutres principales (0.3x0.4) m ² | 11.1 | |
| | Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² | 9.06 | |
| Poteau (0.45x0.45) m ² | 14.58 | | |
| Total | | 513.57 | 77.84 |
| N5 | N4 | 513.57 | 19.14 |
| | Plancher étage courant | 67.37 | |
| | Poutres principales (0.3x0.4) m ² | 11.1 | |
| | Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² | 9.06 | |
| Poteau (0.45x0.45) m ² | 14.58 | | |
| Total | | 615.68 | 89.32 |

| | | | |
|--------------|---|--|---------------|
| N6 | N5 Plancher étage courant Poutres principales (0.3x0.4) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0.45x0.50) m ² | 615.68 67.37 11.1 9.06 16.2 | 19.14 |
| Total | | 719.41 | 98.89 |
| N7 | N6 Plancher étage courant Poutres principales (0.3x0.4) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0.45x0.50) m ² | 717.41 67.37 11.1 9.06 16.2 | 19.14 |
| Total | | 823.14 | 107.89 |
| N8 | N7 Plancher étage courant Poutres principales (0.30x0.40) m ² Poutres secondaires (0.30x0.35) m ² Poteau (0.50x0.50) m ² | 823.14 67.37 11.1 9.06 18 | 19.14 |
| Total | | 928.67 | 118.41 |
| N9 | N8 Plancher étage courant Poutres principales (0.30x0.40) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0.50x0.50) m ² | 1032.20 67.37 11.1 9.06 18 | 19.14 |
| Total | | 1034.2 | 128.17 |
| N10 | N9 Plancher étage courant Poutres principales (0.30x0.40) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0.50x0.55) m ² | 1034.2 67.37 11.1 9.06 19.8 | 19.14 |
| Total | | 1141.53 | 137.17 |
| N11 | N10 Plancher étage courant Poutres principales (0.30x0.40) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0.50x0.55) m ² | 1141.53 67.37 11.1 9.06 19.8 | 19.14 |
| Total | | 1248.86 | 147.51 |

II.4.2. Pré dimensionnement du Poteau (P2)

$S1 = 2.1 \text{ m}^2$

$S2 = 1.31 \text{ m}^2$

$G_{pp} = \gamma_c * h_{pp} * b_{pp} * L_{pp}$

$L_{pp} = 3,55 \text{ m}$

$L_{ps} = 2.275 \text{ m}$

$G_{pp} = 25 * 0,3 * 0,40 * 3,55 = 10.65 \text{ KN}$

$G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,35 * 2.275 = 5.97 \text{ KN}$

$G_{poutre} = 16.62 \text{ KN}$

$G_{acr} = 1.81 * (1.5+1.4+0.4) = 7.56 \text{ KN}$

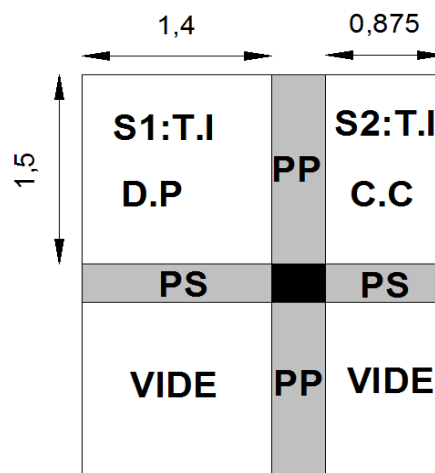


Fig. II.10. Surface afférente de l'étage 11.

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (P2) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.14. Résultat de la descente de charge du poteau (P2).

| Niveau | Élément | G (KN) | Q (KN) |
|--------------|---|---------------|--------------|
| N0 | Plancher terrasse inaccessible (CC+DP) | 21.63 | 3.41 |
| | Poutres principales (0.3x0.4) m ² | 10.65 | |
| | Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² | 5.97 | |
| | Poteau (0.4x0.4) m ² | 11.52 | |
| | Acrotère | 7.56 | |
| Total | | 57.33 | 3.41 |
| N1 | N0 | 57.33 | 8.16 |
| | Plancher dalle pleine (e=12cm) | 10.58 | |
| | Poutres principales (0.3x0.4) m ² | 10.65 | |
| | Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² | 5.71 | |
| | Poteau (0.4x0.4) m ² | 11.52 | |
| Escalier | 12.68 | | |
| Total | | 108.47 | 11.57 |
| N2 | N1 | 108.47 | 18.65 |
| | Plancher CC étage courant | 44.25 | |
| | Poutres principales (0.3x0.4) m ² | 10.65 | |
| | Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² | 7.15 | |
| | Poteau (0.4x0.45) m ² | 12.96 | |
| Escalier | 12.68 | | |
| Total | | 196.16 | 28.88 |

| | | | |
|--------------|--|--|--------------|
| N3 | N2 Plancher CC étage courant Poutres principales (0.3x0.4) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0.4x0.45) m ² Escalier | 196.16 44.25 10.65 7.15 12.96 12.68 | 18.65 |
| Total | | 283.85 | 44.32 |
| N4 | N3 Plancher CC étage courant Poutres principales (0.3x0.4) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0.45x0.45) m ² Escalier | 283.85 44.25 10.65 7.15 14.58 12.68 | 18.65 |
| Total | | 373.16 | 57.90 |
| N5 | N4 Plancher CC étage courant Poutres principales (0.3x0.4) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0.45x0.45) m ² Escalier | 373.16 44.25 10.65 7.15 14.58 12.68 | 18.65 |
| Total | | 462.47 | 69.62 |
| N6 | N5 Plancher CC étage courant Poutres principales (0.3x0.4) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0.45x0.50) m ² Escalier | 462.47 44.25 10.65 7.15 16.2 12.68 | 18.65 |
| Total | | 553.4 | 79.47 |
| N7 | N6 Plancher CC étage courant Poutres principales (0.3x0.4) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0.45x0.50) m ² Escalier | 553.4 44.25 10.65 7.15 16.2 12.68 | 18.65 |
| Total | | 644.33 | 88.65 |
| N8 | N7 Plancher CC étage courant Poutres principales (0.30x0.40) m ² Poutres secondaires (0.30x0.35) m ² Poteau (0.50x0.50) m ² Escalier | 644.33 44.25 10.65 7.15 18 12.68 | 18.65 |
| Total | | 737.06 | 99.12 |

| | | | |
|--------------|--|----------------|---------------|
| N9 | N8 | 737.06 | 18.65 |
| | Plancher étage courant | 44.25 | |
| | Poutres principales (0.30x0.40) m ² | 10.65 | |
| | Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² | 7.15 | |
| | Poteau (0.50x0.50) m ² | 18 | |
| | Escalier | 12.68 | |
| Total | | 829.79 | 108.84 |
| N10 | N9 | 829.79 | 18.65 |
| | Plancher étage courant | 44.25 | |
| | Poutres principales (0.30x0.40) m ² | 10.65 | |
| | Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² | 7.15 | |
| | Poteau (0.50x0.55) m ² | 19.8 | |
| | Escalier | 12.68 | |
| Total | | 924.32 | 117.82 |
| N11 | N10 | 924.32 | 18.65 |
| | Plancher étage courant | 44.25 | |
| | Poutres principales (0.30x0.40) m ² | 10.65 | |
| | Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² | 7.15 | |
| | Poteau (0.50x0.55) m ² | 19.8 | |
| | Escalier | 12.68 | |
| Total | | 1018.85 | 127.99 |

II.4.3. Pré dimensionnement du Poteau (3)

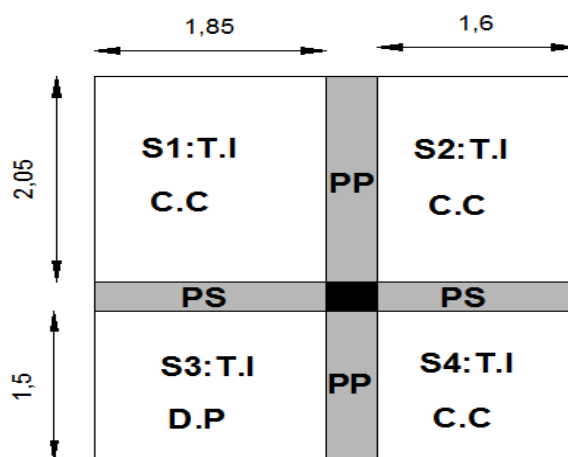


Fig.II.11. Surface afférente de l'étage 11.

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (P3) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.15. Résultat de la descente de charge du poteau (P3).

| Niveau | Élément | G (KN) | Q (KN) |
|--------------|---|---------------|--------------|
| N0 | Plancher terrasse inaccessible (CC+DP) | 79.07 | 12.25 |
| | Poutres principales (0.3x0.4) m ² | 10.65 | |
| | Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² | 9.06 | |
| | Poteau (0.4x0.4) m ² | 11.52 | |
| | Acrotère | 6.79 | |
| Total | | 117.09 | 12.25 |
| N1 | N0 | 117.09 | 21.16 |
| | Plancher CC étage courant | 50 | |
| | Plancher dalle pleine (e=15cm) | 17.18 | |
| | Poutres principales (0.3x0.4) m ² | 10.65 | |
| | Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² | 9.06 | |
| | Poteau (0.4x0.4) m ² | 11.52 | |
| Total | | 215.5 | 33.41 |
| N2 | N1 | 215.5 | 21.16 |
| | Plancher CC étage courant | 50 | |
| | Plancher dalle pleine (e=15cm) | 17.18 | |
| | Poutres principales (0.3x0.4) m ² | 10.65 | |
| | Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² | 9.06 | |
| | Poteau (0.4x0.45) m ² | 12.96 | |
| Total | | 315.35 | 52.45 |
| N3 | N2 | 315.35 | 21.16 |
| | Plancher CC étage courant | 50 | |
| | Plancher dalle pleine (e=15cm) | 17.18 | |
| | Poutres principales (0.3x0.4) m ² | 10.65 | |
| | Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² | 9.06 | |
| | Poteau (0.4x0.45) m ² | 12.96 | |
| Total | | 415.2 | 69.38 |
| N4 | N3 | 415.2 | 21.16 |
| | Plancher CC étage courant | 50 | |
| | Plancher dalle pleine (e=15cm) | 17.18 | |
| | Poutres principales (0.3x0.4) m ² | 10.65 | |
| | Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² | 9.06 | |
| | Poteau (0.45x0.45) m ² | 14.58 | |
| Total | | 516.67 | 84.19 |
| N5 | N4 | 516.67 | 21.16 |
| | Plancher CC étage courant | 50 | |
| | Plancher dalle pleine (e=15cm) | 17.18 | |
| | Poutres principales (0.3x0.4) m ² | 10.65 | |
| | Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² | 9.06 | |

| | | | |
|--------------|--|--|---------------|
| | Poteau (0.45x0.45) m ² | 14.58 | |
| Total | | 618.14 | 96.89 |
| N6 | N5 Plancher CC étage courant Plancher dalle pleine (e=15cm) Poutres principales (0.3x0.4) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0.45x0.50) m ² | 618.14 50 17.18 10.65 9.06 16.2 | 21.16 |
| Total | | 721.23 | 107.47 |
| N7 | N6 Plancher CC étage courant Plancher dalle pleine (e=15cm) Poutres principales (0.3x0.4) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0.45x0.50) m ² | 721.23 50 17.18 10.65 9.06 16.2 | 21.16 |
| Total | | 824.32 | 117.42 |
| N8 | N7 Plancher CC étage courant Plancher dalle pleine (e=15cm) Poutres principales (0.30x0.40) m ² Poutres secondaires (0.30x0.35) m ² Poteau (0.50x0.50) m ² | 824.32 50 17.18 10.65 9.06 18 | 21.16 |
| Total | | 929.21 | 129.05 |
| N9 | N8 Plancher étage courant Plancher dalle pleine (e=15cm) Poutres principales (0.30x0.40) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0.50x0.50) m ² | 921.21 50 17.18 10.65 9.06 18 | 21.16 |
| Total | | 1034.1 | 139.84 |
| N10 | N9 Plancher étage courant Plancher dalle pleine (e=15cm) Poutres principales (0.30x0.40) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0.50x0.55) m ² | 1034.1 50 17.18 10.65 9.06 19.8 | 21.16 |
| Total | | 1140.79 | 149.79 |

| | | | |
|--------------|--|----------------|---------------|
| N11 | N10 | 1140.79 | 21.16 |
| | Plancher étage courant | 50 | |
| | Plancher dalle pleine (e=15cm) | 17.18 | |
| | Poutres principales (0.30x0.40) m ² | 10.65 | |
| | Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² | 9.06 | |
| | Poteau (0.50x0.55) m ² | 19.8 | |
| Total | | 1247.48 | 161.21 |

En résumé :

$$N^*_u(P1) = 1907.22 \text{ KN}$$

$$N^*_u(P2) = 1548 \text{ KN}$$

$$N^*_u(P3) = 1925.91 \text{ KN}$$

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau (P.3).

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (Art B.8.1.1) nous exige de majorer l'effort N_u comme suit :

10 % ... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.

15 % ... poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort N_u sera majoré de 10%.

$$N_u = 1,1 N^*_u = 1,1 \times 1925.91$$

$$N_u = 2118.50 \text{ KN.}$$

➤ **Vérifications à faire**

A). Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N_u^*}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2118.5}{14.2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.1491 \text{ m}^2$$

$$B \geq 0.1491 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B = 0.50 \times 0.55 = 0.275 \text{ m}^2$$

B adopté = 0.275 m² > B calculé = 0.1491 m² vérifiée.

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

Tableau II.16. Résultats de la Vérification à la compression simple.

| Niveaux | Nu | Sections | Condition B adopté > B calculé | | observation |
|--|---------|-----------|--------------------------------|-----------|-----------------|
| | | | B adopté | B calculé | |
| RDC et 1 ^{er} étage | 2118.50 | 0.50x0.55 | 0.275 | 0.1491 | vérifiée |
| 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage | 1766.37 | 0.50x0.50 | 0.25 | 0.1243 | vérifiée |
| 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage | 1417.86 | 0.45x0.50 | 0.225 | 0.0998 | vérifiée |
| 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage | 1077.81 | 0.45x0.45 | 0.2025 | 0.0759 | vérifiée |
| 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage | 731.05 | 0.45x0.40 | 0.18 | 0.0514 | vérifiée |
| 10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage | 375.14 | 0.40x0.40 | 0.16 | 0.0264 | vérifiée |

B). Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

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 .

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

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur libre du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 2.48 = 1.736m.$$

$$B = 0.50 \times 0.55 = 0.275m^2.$$

$$I = \frac{0.50 \times 0.55^3}{12} = 6.93 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{6.93 \times 10^{-3}}{0.275}} = 0.15877m$$

$$\lambda = \frac{1.736}{0.15877} = 10.93 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{10.93}{35}\right)^2} = 0.834$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

$$B_r = \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_{rcal} \geq \frac{2118.5 \times 10^{-3}}{0.834 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.1155m^2$$

Or nous avons $B_r = (55 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4} = 0.2544m^2$

$0.2544 > 0.1151$ donc le poteau ne risque pas de flamber

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau II.17. Vérification au flambement.

| Type de poteau | B (cm ²) | l _o (cm) | l _f (cm) | λ | α | B _r (cm ²) | N _u (KN) | B _{rcal} (cm ²) |
|----------------|----------------------|---------------------|---------------------|-------|--------|-----------------------------------|---------------------|--------------------------------------|
| 50×55 | 2750 | 248 | 173.6 | 10.93 | 0.834 | 2544 | 2118.50 | 1155 |
| 50×50 | 2500 | 248 | 173.6 | 12.03 | 0.8303 | 2304 | 1766.37 | 967 |
| 45×50 | 2250 | 248 | 173.6 | 12.03 | 0.8303 | 2064 | 1417.86 | 776.2 |
| 45×45 | 2025 | 248 | 173.6 | 13.36 | 0.8259 | 1849 | 1077.81 | 593.19 |
| 40×45 | 1800 | 248 | 173.6 | 13.36 | 0.8259 | 1634 | 731.05 | 402.34 |
| 40×40 | 1600 | 248 | 173.6 | 15.03 | 0.8197 | 1444 | 375.14 | 208.025 |

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

➤ **Vérification des conditions du RPA 99 / 2003**

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doit répondre aux exigences suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \min(b, h) = 30 \text{ cm} > h_e/20 = 14.4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

II.5. Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

- Plancher à corps creux (16 + 4) cm

- Dalle pleine :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 15 \text{ cm pour la dalle d'ascenseur et la dalle entre l'escalier et l'ascenseur.} \\ e = 12 \text{ cm pour le reste des dalles pleines.} \end{array} \right.$$

- Epaisseur de la paillasse du RDC $e = 15 \text{ cm}$.
- Epaisseur des Voiles : $e = 15 \text{ cm}$.
- Poutres Principales (30×40) cm^2 .
- Poutres Secondaires (30×35) cm^2 .
- Poteaux : nous avons adopté les sections suivantes :
 - Poteaux du RDC, étage 1 : $50 \times 55 \text{ cm}^2$.
 - Poteaux des étages 2 et 3 : $50 \times 50 \text{ cm}^2$.
 - Poteaux des étages 4 et 5 : $45 \times 50 \text{ cm}^2$.
 - Poteaux des étages 6 et 7 : $45 \times 45 \text{ cm}^2$.
 - Poteaux des étages 8 et 9 : $40 \times 45 \text{ cm}^2$.
 - Poteaux des étages 10 et 11 : $40 \times 40 \text{ cm}^2$.

Chapitre III

III.1. Calcul des planchers :**III.1.1. Introduction:**

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...).il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher. L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression. Donc on opte pour des planchers à corps creux.

III.1.2. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

➤ Méthode de calcul :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91/99) :**1. Domaine d'application (B.6.210) :**

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

2. Application de la méthode :

• Valeurs des moments :

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

a. $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0)$

b. $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.

$M_t \geq (1.2+0.3\alpha)M_0/2$ dans une travée de rive.

c. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- ✓ $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- ✓ $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d’une poutre à plus de deux travées.
- ✓ $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d’une poutre à plus de trois travées.

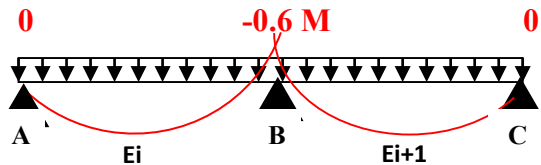


FIG. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.

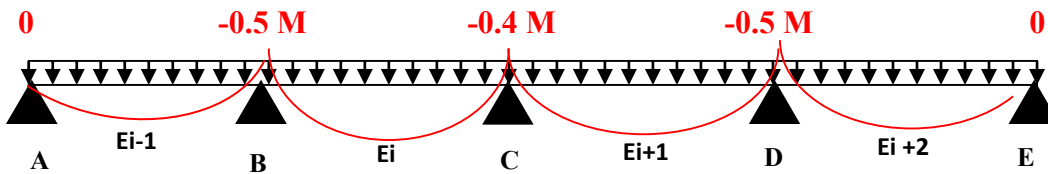


FIG. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l’appui considéré, et

$\alpha = Q / (G+Q)$

Le rapport des charges d’exploitation à la somme des charges non pondérées.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91/99 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : $-0.15M_0$. tel que $M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$.

• Evaluation de l'effort tranchant :

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort Tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui Intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

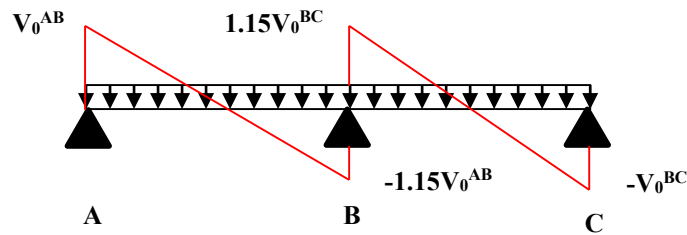


FIG. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

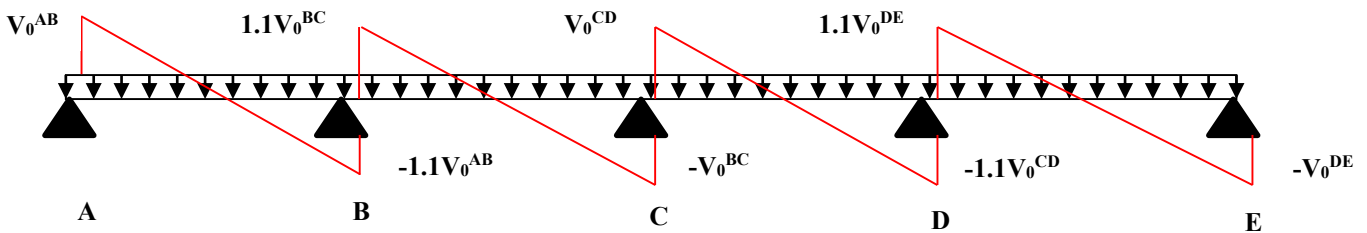


FIG. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.

b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91/99) :

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

➤ Calcul des moments :

❖ Moment en travée :

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

❖ En appuis :

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \text{ (BAEL91/99. Art. L.III,3)}$$

Tel que : ✓ L'_g et L'_d : longueurs fictives.

✓ q_g et q_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

• L'effort tranchant :

$$V_u = \pm V_{u0} \text{ (isostatique)} + (M_i - M_{i-1}) / L_i \quad \text{(BAEL 91/99)}$$

NB : Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

➤ Les Différents types de poutrelles :

Tableau.III.1. Les Types de poutrelles de l'étage 1 jusqu'à l'étage 6.

| Types | Schéma statique |
|-----------------------|-----------------|
| 1 ^{er} type | |
| 2 ^{ème} type | |
| 3 ^{ème} type | |

Tableau III.2. Les Types de poutrelles de l'étage 7.

| Types | Schéma statique |
|-----------------------|-----------------|
| 1 ^{er} type | |
| 2 ^{ème} type | |

Tableau III.3. Les Types de poutrelles de l'étage 8.

| Types | Schéma statique |
|-----------------------|-----------------|
| 1 ^{ème} type | |
| 2 ^{ème} type | |

Tableau III.4. Les Types de poutrelles de l'étage 9.

| Types | Schéma statique |
|-----------------------|-----------------|
| 1 ^{er} type | |
| 2 ^{ème} type | |
| 3 ^{ème} type | |

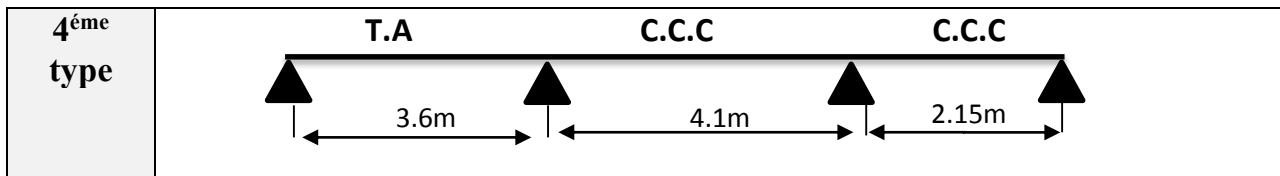


Tableau III.5. Les Types de poutrelles de l'étage 10.

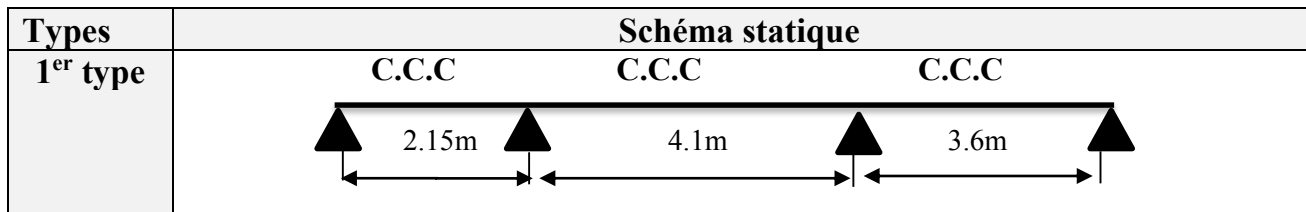
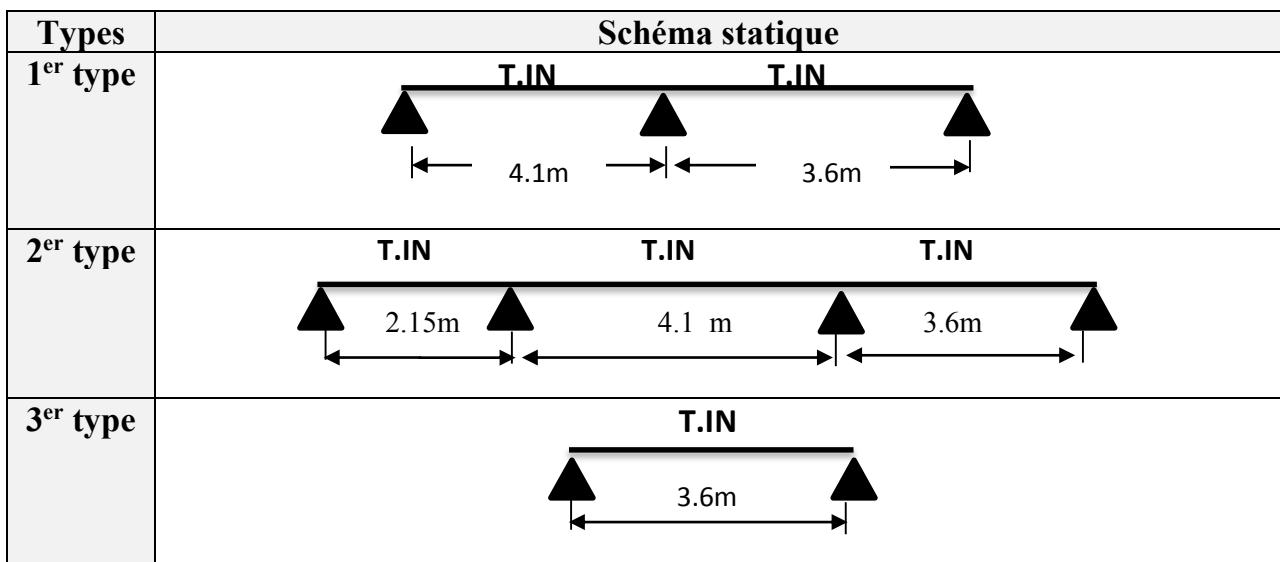


Tableau III.6. Les Types de poutrelles pour le plancher terrasse inaccessible.



T.IN : corps creux de la Terrasse Inaccessible.

T.A : corps creux de la Terrasse Accessible.

C.C.C : Corps Creux étage Courant.

- Calcul des charges revenant aux poutrelles :

A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 6.25 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0.65 = (1,35 \times 6.25 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6.46 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (6.25 + 1) \times 0,65 = 4.71 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Plancher terrasse accessible :**

$$G = 6.48 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0.65 = (1,35 \times 6.48 + 1,5 \times 1.5) \times 0,65 = 7.15 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (6.48 + 1.5) \times 0,65 = 5.19 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Plancher étage courant :**

$$G = 5,28 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1,35 \times 5,28 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6.1 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5,28 + 1,5) \times 0,65 = 4.41 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Combinaisons d’actions et calculs des charges :**

Tableau.III.7. Combinaisons d’action

| Désignation | G (KN/m ²) | Q (KN/m ²) | ELU | | ELS | |
|------------------------|------------------------|------------------------|-------------------------------------|------------------------|-------------------------------------|------------------------|
| | | | q _u (KN/m ²) | P _u (KN/ml) | q _s (KN/m ²) | P _s (KN/ml) |
| Terrasse inaccessible | 6.25 | 1.0 | 9.94 | 6,46 | 7.25 | 4.71 |
| Terrasse accessible | 6,48 | 1.5 | 11 | 7,15 | 7.98 | 5,19 |
| Plancher Etage courant | 5,28 | 1.5 | 9.38 | 6,1 | 6.78 | 4,41 |

Dans notre cas pour le calcul des sollicitations on appliquera la méthode de Caquot minoré et la méthode forfaitaire.

➤ **Exemples de calcul :**

• **Application de la méthode forfaitaire pour le premier type de plancher terrasse inaccessible :**

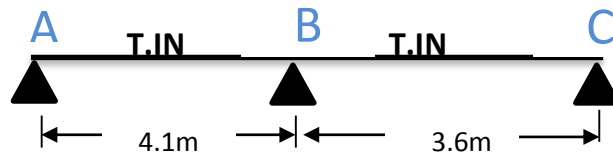
Etude d’une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 1).

a. Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 6.25, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ vérifiée.
- $I = \text{constant}$ vérifiée.
- $L_i / l_{i+1} = 4.1 / 3.6 = 1.13$ compris entre 0.8 et 1.25 vérifiée.

- F.P.N.....vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul.



b. calcul des sollicitations :

- À l'ELU :

$$p_u = 6.46 \text{ KN/m}$$

- À l'ELS :

$$P_s = 4.71 \text{ KN/m}$$

P_u : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

P_s : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

c. Calcul des moments isostatique :

- À l'ELU :

M_0 : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{6.46 \times (4.1)^2}{8} = 13.57 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{6.46 \times (3.6)^2}{8} = 10.47 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{4.71 \times (4.1)^2}{8} = 9.9 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{4.71 \times (3.6)^2}{8} = 7.63 \text{ KN.m}$$

Tableau III.8. Les moments isostatiques max en travées.

| Travée | M ₀ (ELU) (KN.m) | M ₀ (ELS) (KN.m) |
|--------|-----------------------------|-----------------------------|
| A-B | 13.57 | 9.9 |
| B-C | 10.47 | 7.63 |

❖ Moments aux appuis :

$M_A = M_C = 0.$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$

✓ A l'ELU :

$M_a = M_c = -0.15 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -2.04 \text{ KN.m.}$

✓ A l'ELS :

$M_a = M_c = -0.15 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -1.49 \text{ KN.m.}$

✓ À l'LEU :

$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(13.57; 10.47) = -8.14 \text{ KNm.}$

✓ À l'LES :

$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(9.9; 7.63) = -5.94 \text{ KNm}$

❖ Les moments en travées :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.25} = 0.14$

$(1+0.3 \alpha) = 1 + 0.3 \times 0.14 = 1.04$

$\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.14}{2} = 0.62$

• A l'ELU :

- Travée AB :

$M_t + \frac{0 + 8.14}{2} \geq 1.05 \times 13.57 \dots\dots\dots (1)$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.14}{2} \times 13.57 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 10.18 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 8.41 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(10.18, 8.41) \text{KN.m}$$

$$M_t = 10.18 \text{KN.m}$$

- Travée BC :

$$M_t + \frac{8.14 + 0}{2} \geq 1.05 \times 10.47 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.14}{2} \times 10.47 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 6.92 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 6.49 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(6.92, 6.49) \text{KN.m}$$

$$M_t = 6.92 \text{KN.m}$$

• Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant isostatique a l'ELU :

$$V_0 = \frac{P \times l}{2}$$

On calcul V_0 pour chaque travée :

- Travée AB :

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.46 \times 4.1}{2} = 13.24 \text{KN}$$

$$V_B = -1.15 \frac{P_u \times l}{2} = -15.23 \text{KN}$$

- Travée BC :

$$V_B = 1.15 \frac{P_u \times l}{2} = 1.15 \frac{6.46 \times 3.6}{2} = 13.37 \text{KN}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times l}{2} = -11.63 \text{ KN}$$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

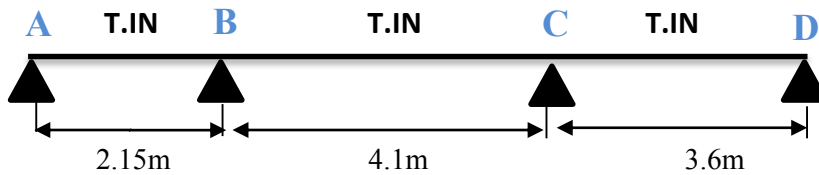
Tableau.III.9. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 1)

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|-------------------|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| Type 1 | AB | 4.10 | 6.46 | 13.57 | 0 | -8.14 | 10.18 | 13.24 | 15.23 |
| | BC | 3.6 | 6.46 | 10.47 | -8.14 | 0 | 6.92 | 13.37 | 11.63 |

Tableau.III.10. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 1)

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | P _s (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|-------------------|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Type 1 | AB | 4.1 | 4.71 | 9.9 | 0 | -5.94 | 7.43 |
| | BC | 3.6 | 4.71 | 7.63 | -5.94 | 0 | 5.04 |

- Application de la méthode de Caquot pour le deuxième type de plancher terrasse inaccessible :



$L_i/L_{i+1} = 4.1/2.15 = 1.91 \notin [0.8; 1.25]$ Condition non vérifiée

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis.

$$G' = \frac{2}{3} G$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 6.25 = 4.17 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 G' + 1.5 Q) \times 0.65 = 4.63 \text{ KN/m}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = 3.36 \text{ KN/m}$$

- A l'ELU :

❖ Moments aux appuis :

$$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$$

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

$$P_g = P_d = 4.63 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 2.15 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 0.8 \times 4.10 = 3.28 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{4.63 \times (2.15^3 + 3.28^3)}{8.5 \times (2.15 + 3.28)} = -4.54 \text{ KN.m}$$

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

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 0.8 \times 4.10 = 3.28 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 3.6 \text{ m.}$$

$$M_C = -\frac{4.63 \times (3.28^3 + 3.6^3)}{8.5 \times (3.28 + 3.6)} = -6.49 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

- **Travée AB :**

$$x = \frac{2.15}{2} - \frac{0 - (-4.54)}{6.46 \times 2.15} = 0.75 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.46 \times 0.75}{2} \times (2.15 - 0.75) = 3.39 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 3.39 + \left(-4.54 \times \frac{0.75}{2.15}\right) = 1.81 \text{ KN.m}$$

- Travée BC :

$$x = \frac{4.10}{2} - \frac{-4.54 - (-6.49)}{6.46 \times 4.10} = 1.98m$$

$$M_0(x) = \frac{6.46 \times 1.98}{2} \times (4.10 - 1.98) = 13.56KN.m$$

$$M(x) = 13.56 - 4.54 \times \left(1 - \frac{1.98}{4.10}\right) - 6.49 \times \frac{1.98}{4.10} = 8.08KN.m$$

- Travée CD :

$$x = \frac{3.6}{2} - \frac{-6.49 - 0}{6.46 \times 3.6} = 2.08m$$

$$M_0(x) = \frac{6.46 \times 2.08}{2} \times (3.6 - 2.08) = 10.21KN.m$$

$$M(x) = 10.21 - 6.49 \times \left(1 - \frac{2.08}{3.6}\right) = 7.47KN.m$$

• Effort tranchant :

$$V = \pm \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

- Travée AB :

$$V_A = \frac{6.46 \times 2.15}{2} + \frac{-4.54 - 0}{2.15} = 4.83KN$$

$$V_B = -\frac{6.94 \times 2.15}{2} + \frac{-4.54 - 0}{2.15} = -9.05KN$$

- Travée BC :

$$V_B = \frac{6.46 \times 4.10}{2} + \frac{-6.49 + 4.54}{4.10} = 12.76KN$$

$$V_C = \frac{-6.46 \times 4.10}{2} + \frac{-6.49 + 4.54}{4.10} = -13.72KN$$

- Travée CD :

$$V_C = \frac{6.46 \times 3.6}{2} + \frac{0 + 6.49}{3.6} = 13.43KN$$

$$V_D = -\frac{6.46 \times 3.6}{2} + \frac{0 + 6.49}{3.6} = -9.83 \text{ KN}$$

Tableau III.11. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2)

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|-------------------|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| Type 2 | AB | 2.15 | 6.46 | 0 | -4.54 | 1.81 | 4.83 | 9.05 |
| | BC | 4.1 | 6.46 | -4.54 | -6.49 | 8.08 | 12.76 | 13.72 |
| | CD | 3.6 | 6.46 | -6.49 | 0 | 7.47 | 13.43 | 9.83 |

• A l'ELS :

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.12. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2)

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | P _s (KN/ m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | X(m) | M _t (KN.m) |
|-------------------|--------|-------|------------------------|-----------------------|-----------------------|------|-----------------------|
| Type 2 | AB | 2.15 | 4.71 | 0 | -3.29 | 0.75 | 1.32 |
| | BC | 4.1 | 4.71 | -3.29 | -4.71 | 1.98 | 5.91 |
| | CD | 3.6 | 4.71 | -4.71 | 0 | 2.08 | 5.46 |

Les résultats des autres types des poutrelles de plancher terrasse et plancher étage sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.13. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3)

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|-------------------|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| Type 3 | AB | 3.6 | 6.46 | 0 | 0 | 10.46 | 11.63 | 11.63 |

Tableau III.14. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3)

| Type de poutrelle | travée | L (m) | P _s (KN/m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|-------------------|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Type 3 | AB | 3.6 | 4.71 | 0 | 0 | 7.63 |

Tableau III.15. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant de l'étage 1 jusqu'à l'étage 6 (type 1)

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|-------------------|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| Type 1 | AB | 3.60 | 6.1 | 9.88 | 0 | -7.69 | 6.73 | 10.98 | 12.63 |
| | BC | 4.10 | 6.1 | 12.82 | -7.69 | 0 | 9.88 | 14.38 | 12.51 |

Tableau III.16. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant de l'étage 1 jusqu'à l'étage 6 (type 1).

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | P _s (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|-------------------|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Type 1 | AB | 3.60 | 4.41 | 7.14 | 0 | -5.56 | 4.86 |
| | BC | 4.10 | 4.41 | 9.27 | -5.56 | 0 | 7.14 |

Tableau.III.17. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant de l'étage 1 jusqu'à l'étage 6 (type 2)

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|-------------------|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| Type 2 | AB | 3.6 | 6.1 | 0 | -6.38 | 6.95 | 9.21 | 12.75 |
| | BC | 4.1 | 6.1 | -6.38 | -4.32 | 7.49 | 13.01 | 12.01 |
| | CD | 2.15 | 6.1 | -4.32 | -1.58 | 0.71 | 7.83 | 5.29 |
| | DE | 2.15 | 6.1 | -1.58 | -4.32 | 0.71 | 5.29 | 7.83 |
| | EF | 4.1 | 6.1 | -4.32 | -6.38 | 7.49 | 12.01 | 13.01 |
| | FG | 3.6 | 6.1 | -6.38 | 0 | 6.95 | 12.75 | 9.21 |

Tableau.III.18. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant de l'étage 1 jusqu'à l'étage 6 (type 2)

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | P _s (KN/m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|-------------------|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Type 2 | AB | 3.60 | 4.41 | 0 | -4.57 | 5.04 |
| | BC | 4.10 | 4.41 | -4.57 | -3.1 | 5.44 |
| | CD | 2.15 | 4.41 | -3.1 | -1.13 | 0.53 |
| | DE | 2.15 | 4.41 | -1.13 | -3.1 | 0.53 |
| | EF | 4.1 | 4.41 | -3.1 | -4.57 | 5.44 |
| | FG | 3.6 | 4.41 | -4.57 | 0 | 5.04 |

Tableau III.19. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant de l'étage 1 jusqu'à l'étage 6 (type 3).

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|-------------------|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| Type 3 | AB | 3.60 | 6.10 | 0 | 0 | 9.88 | 10.98 | 10.98 |

Tableau III.20. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant de l'étage 1 jusqu'à l'étage 6 (type 3)

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | P _s (KN/m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|-------------------|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Type 3 | AB | 3.60 | 4.41 | 0 | 0 | 7.14 |

Tableau .III.21. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant pour l'étage 7 (type 1)

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|-------------------|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| Type 1 | AB | 3.60 | 7.15 | 11.58 | 0 | -7.96 | 8.43 | 12.87 | 14.80 |
| | BC | 4.10 | 6.10 | 12.82 | -7.96 | 0 | 9.87 | 14.39 | 12.51 |

Tableau III.22. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant pour l'étage 7 (type 1)

| Type de poutrelle | travée | L (m) | P _s (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|-------------------|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Type 1 | AB | 3.6 | 5.19 | 8.41 | 0 | -5.56 | 6.13 |
| | BC | 4.1 | 4.41 | 9.27 | -5.56 | 0 | 7.14 |

Tableau.III.23. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant pour l'étage 7 (type 2)

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|-------------------|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| Type 2 | AB | 3.60 | 7.15 | 0 | -6.93 | 8.37 | 10.95 | 14.8 |
| | BC | 4.10 | 6.1 | -6.93 | -4.32 | 7.23 | 13.15 | 11.87 |
| | CD | 2.15 | 6.1 | -4.32 | -1.58 | 0.71 | 7.83 | 5.29 |
| | DE | 2.15 | 6.1 | -1.58 | -4.32 | 0.71 | 5.29 | 7.83 |
| | EF | 4.1 | 6.1 | -4.32 | -6.38 | 7.49 | 12.01 | 13.01 |
| | FG | 3.6 | 6.1 | -6.38 | 0 | 6.95 | 12.75 | 9.21 |

Tableau.III.24. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant pour l'étage 7 (type 2)

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | P _s (KN/ m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|-------------------|--------|-------|------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Type 2 | AB | 3.6 | 5.19 | 0 | -4.98 | 6.1 |
| | BC | 4.1 | 4.41 | -4.98 | -3.1 | 5.25 |
| | CD | 2.15 | 4.41 | -3.1 | -1.13 | 0.53 |
| | DE | 2.15 | 4.41 | -1.13 | -3.1 | 0.53 |
| | EF | 4.1 | 4.41 | -3.1 | -4.57 | 5.44 |
| | FG | 3.6 | 4.41 | -4.57 | 0 | 5.04 |

Tableau III.25. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant pour l'étage 8 (type 1).

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|-------------------|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| Type 1 | AB | 3.60 | 6.1 | 0 | -6.38 | 6.95 | 9.21 | 12.75 |
| | BC | 4.10 | 6.1 | -6.38 | -4.32 | 7.49 | 13.01 | 12.01 |
| | CD | 2.15 | 6.1 | -4.32 | -1.6 | 0.7 | 7.83 | 5.29 |
| | DE | 2.15 | 6.46 | -1.6 | -6.93 | 0.25 | 4.47 | 9.43 |
| | EF | 4.1 | 6.46 | -6.93 | 0 | 10.33 | 14.93 | 11.55 |

Tableau III.26. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant pour l'étage 8 (type 1).

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | P _s (KN/m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|-------------------|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Type 1 | AB | 3.60 | 4.41 | 0 | -4.57 | 5.04 |
| | BC | 4.10 | 4.41 | -4.57 | -3.1 | 5.44 |
| | CD | 2.15 | 4.41 | -3.1 | -1.15 | 0.34 |
| | DE | 2.15 | 4.71 | -1.15 | -5.03 | 0.1 |
| | EF | 4.1 | 4.71 | -5.03 | 0 | 7.54 |

Tableau III.27. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant pour l'étage 8 (type 2).

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|-------------------|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| Type 2 | AB | 4.10 | 6.46 | 0 | 0 | 13.57 | 13.24 | 13.24 |

Tableau III.28. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant pour l'étage 8 (type 2).

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | P _s (KN/m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|-------------------|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Type 2 | AB | 4.10 | 4.71 | 0 | 0 | 9.9 |

Tableau III.29. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant pour l'étage 9 (type 3).

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|-------------------|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| Type 3 | AB | 3.60 | 6.1 | 0 | 0 | 9.88 | 10.98 | 10.98 |

Tableau III.30. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant pour l'étage 9 (type 3).

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | P _s (KN/m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|-------------------|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Type 3 | AB | 3.60 | 4.41 | 0 | 0 | 7.14 |

Tableau III.31. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant pour l'étage 9 (type 4)

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|-------------------|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| Type 4 | AB | 3.60 | 7.15 | 0 | -6.93 | 8.37 | 10.95 | 14.8 |
| | BC | 4.1 | 6.1 | -6.93 | -4.46 | 7.15 | 13.11 | 11.91 |
| | CD | 2.15 | 6.1 | -4.46 | 0 | 1.65 | 8.63 | 4.49 |

Tableau III.32. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant pour l'étage 9 (type 4)

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | P _s (KN/m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|-------------------|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Type 4 | AB | 3.60 | 5.19 | 0 | -4.98 | 6.1 |
| | BC | 4.1 | 4.41 | -4.98 | -3.19 | 5.2 |
| | CD | 2.15 | 4.41 | -3.19 | 0 | 1.21 |

Tableau III.33. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant pour l'étage 10 (type 1)

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|-------------------|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| Type 1 | AB | 2.15 | 6.1 | 0 | -4.46 | 1.65 | 4.49 | 8.63 |
| | BC | 4.1 | 6.1 | -4.46 | -6.38 | 7.42 | 12.04 | 12.98 |
| | CD | 3.6 | 6.1 | -6.38 | 0 | 6.95 | 12.75 | 9.21 |

Tableau III.34. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant pour l'étage 10 (type 1)

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | P _s (KN/m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|-------------------|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Type 1 | AB | 2.15 | 4.41 | 0 | -3.19 | 1.21 |
| | BC | 4.1 | 4.41 | -3.19 | -4.57 | 5.4 |
| | CD | 3.6 | 4.41 | -4.57 | 0 | 5.04 |

Tableau III.35. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du plancher terrasse inaccessible.

| Sollicitations | E L U | | | | E L S | | |
|----------------|----------------------------|-----------------------------|-----------------------|--------------------------------------|----------------------------|-----------------------------|-----------------------|
| | Evaluation des moments | | | Effort tranchant V _u (KN) | Evaluation des moments | | |
| | M _{a rive} (KN.m) | M _{a inter} (KN.m) | M _t (KN.m) | | M _{a rive} (KN.m) | M _{a inter} (KN.m) | M _t (KN.m) |
| MAX | -2.04 | -8.14 | 10.46 | 15.23 | -1.49 | -5.94 | 7.63 |

Tableau III.36. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles des plancher d'étage 8.

| Sollicitations | E L U | | | | E L S | | |
|----------------|-------------------------|--------------------------|-----------------|-----------------------------|-------------------------|--------------------------|-----------------|
| | Evaluation des moments | | | Effort tranchant V_u (KN) | Evaluation des moments | | |
| | M_a rive (KN.m) | M_a inter (KN.m) | M_t (KN.m) | | M_a rive (KN.m) | M_a inter (KN.m) | M_t (KN.m) |
| MAX | -2.04 | -7.69 | 13.57 | 14.93 | -1.49 | -5.56 | 9.9 |

Tableau III.37. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de tous les étages sauf l'étage 8.

| Sollicitations | E L U | | | | E L S | | |
|----------------|-------------------------|--------------------------|-----------------|-----------------------------|-------------------------|--------------------------|-----------------|
| | Evaluation des moments | | | Effort tranchant V_u (KN) | Evaluation des moments | | |
| | M_a rive (KN.m) | M_a inter (KN.m) | M_t (KN.m) | | M_a rive (KN.m) | M_a inter (KN.m) | M_t (KN.m) |
| MAX | -1.92 | -7.96 | 9.88 | 14.8 | -1.4 | -5.56 | 7.14 |

- Ferraillage des poutrelles:

Exemple de calcul étage courant de l'étage 1 jusqu'à 7 et l'étage 9 et 10 :

Données

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} M_t^{\max} = 9.88 \text{ KN.m} \\ M_a^{\max} = -7.96 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -1.92 \text{ KN.m} \\ V^{\max} = 14.8 \text{ KN.} \end{array} \right. \quad \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} M_t^{\max} = 7.14 \text{ KN.m} \\ M_a^{\max} = -5.56 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -1.4 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Ferraillage En travée :**

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

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

✓ 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.

Remarque :

Pour le calcul de ferraillage et la vérification de la flèche, on prend **b=65cm** au lieu de **b=45cm** (b=45cm est dimensionnée par rapport à la petite travée), dans notre cas le calcul de ferraillage et la vérification flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale **4.10 m**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - h_0/2 \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 59.807 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9.88 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.033 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.042$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.042) = 0.177 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{9.88 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 1.6 \text{ cm}^2.$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{\text{calculer}}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{\min}$Condition vérifiée.

On opte pour 1HA10 + 2HA8 = 1,80 cm²

➤ **Ferraillage aux appuis**

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

❖ **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.96 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.173 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

On a, $f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \begin{cases} \mu_l = 0,392 \\ \alpha_l = 0,668 \\ \epsilon_l = 1,74 \times 10^{-3} \end{cases}$

$\mu_{bu} = 0,173 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$ $\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,24 \\ z = (1 - 0,4\alpha) = 0,163 \text{ m} \end{cases}$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{7.96 \times 10^{-3}}{0.163 \times 348} = 1.4 \text{ cm}^2$$

❖ **Appui de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.92 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.042 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$A' = 0 ; f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$

$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,054 \\ z = (1 - 0,4\alpha) = 0,176 \text{ m} \end{cases}$

$$\Rightarrow A_{arive} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{1.92 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 0.31 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$A_{amin} = (0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}) / f_e = 0,22 \text{ cm}^2.$

$A_{amin} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{inter}} = 1.4 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

$A_{amin} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_{arive} = 0.31 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

➤ **Choix des barres**

En travée : $A = 1,6 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit $1\text{HA}10+2\text{HA}8 = 1,8 \text{ cm}^2$

En appui intermédiaire : $A = 1,4 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit $2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

En appui de rive : $A = 0,31 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit $1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$

• **Ferraillage transversal**

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

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 10\text{mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{5,71, 10, 10\} = 5,71\text{mm}$$

On adopte à un étrier $\Phi 6$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$.

➤ **Vérifications à ELU :**

• **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{Art A.5.1.2.1.1}).$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right] = 3,33 \text{ MPA}$$

$$V^{\max} = 14,8 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{14,8 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,82 \text{ Mpa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Espacement S_t :**

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

$$1). S_t \leq \min (0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16,2\text{cm}$$

$$2). S_t \leq A_t \frac{0,8 f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3 f_{tj} K)} \quad (\text{III-9}) \quad (\text{Art A.5.1.2.2})$$

$$S_t \leq A_t \frac{0,8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 0,57 \times \frac{0,8 \times 400}{10 \times (0,82 - 0,3 \times 2,1)} = 96\text{cm}$$

$$St \leq 96cm$$

$$3). St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 0.57m = 57cm$$

$$St = \min(1; 2; 3).$$

Soit $St = 15cm$.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure:**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) MPa$$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 14.8 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1 \leq \bar{\tau}_u = 3.33Mpa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

❖ **Appuis de rive :**

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$ (Art A.5.1.3.1.2).

$$A_s = 1HA10 + 2HA8 + 1HA10 = 2.58cm^2.$$

$$1.15 \times 14.8 \times 10^{-3} / 400 = 0.426cm^2$$

$A_s > 1.15 \times V_u / f_e \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

❖ **Appuis intermédiaire :**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d). \quad (\text{Art A.5.1.3.2.1}).$$

$$1.15 / 400 (14.8 \times 10^{-3} - (7.96 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.18)) = -0.987cm^2$$

$A_s = -0.987 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

• **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.6.1.3).

$$\text{Avec : } a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2cm$$

$$V_u = 0.0148MN < 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 = 0.108MN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérifications à l'ELS** : les vérifications à faire sont :

- ✓ Vérification des contraintes;
- ✓ Vérification de la flèche.

- **Vérification des contraintes**

❖ **En travée :**

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1.8(18 - 4) = 142 \text{ cm}^3$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression) \Rightarrow calcule comme une section rectangulaire (b x h).

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b c = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

✓ **Calcul de y et I**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0 \Leftrightarrow 32,5 y^2 + 38.85 y - 509.7 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 296.9 \Rightarrow y = 3,4 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow I = 6630,26 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.14 \times 10^{-3} \times 0.034}{6630,26 \times 10^{-8}} = 3.66 \text{ MPa}$$

Donc $\begin{cases} \sigma_{bc} = 3,66 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$ la condition est vérifiée

❖ **En appui intermédiaire**

\Rightarrow Calcul d'une section rectangulaire (b₀ x h)

✓ Calcul de y et I

$$(b_0/2) y^2 + 15. A. y - 15. A. d = 0 \Leftrightarrow 5 y^2 + 23,55 y - 423,9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 95,04 \Rightarrow y = 7,15 \text{ cm}$$

$$I = ((b_0 \times y^3) / 3) + 15A(d - y)^2 = (10 \times (7,15)^3 / 3) + 15 \times 1,57(18 - 7,15)^2$$

$$\Rightarrow I = 3990,78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5,56 \times 10^{-3} \times 0,0715}{3990,78 \times 10^{-8}} = 9,96 \text{ MPa}$$

Donc $\begin{cases} \sigma_{bc} = 9,96 . \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 . \end{cases}$ la condition est vérifiée

• Vérification de la flèche

❖ Conditions de la vérification de la flèche

Données :

$$l = 4,1 \text{ m.} \quad M_{ts} = 7,14 \text{ KN.m.} \quad M_{0s} = 9,26 \text{ KN.m} \quad M_{ts} = 0,75 M_{0s}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

• Etat limite de déformation : **BAEL91 /99(Article L.VI, 2)**

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

$$\checkmark L \leq 8$$

On a : $\frac{h}{L} = \frac{16}{410} = 0,039 \geq \frac{7,14}{20 \times 9,26} \Rightarrow 0,038$ La condition est vérifiée

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0,01 \leq \frac{3,6}{f_e} = 0,009 \Rightarrow \text{Non vérifie donc on doit faire une vérification de la flèche.}$$

La flèche totale est définie d'après le BAEL91/99 comme suit :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \dots \dots \dots \text{BAEL91/99.}$$

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{410}{500} = 0,82 \text{ cm}$$

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

$q_{jser} = 0.65 \times G'$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

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

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

Avec : $G=5.28KN. m$, $G'=5.28 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,27) = 3,85 KN/ m^2$

$$q_{jser} = 0.65 \times 3.85 = 2.502 \text{ KN} / m$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.28 = 3.432 \text{ KN} / m$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.28 + 1.5) = 4.41 \text{ KN} / m$$

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

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{2.502 \times l^2}{8} = 3.94 \text{ KN} . m$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.432 \times l^2}{8} = 5.41 \text{ KN} . m$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{4.41 \times l^2}{8} = 6.95 \text{ KN} . m$$

Avec $L=4.1m$

❖ **Modules de Young instantané et différé**

$$\begin{cases} E_i = 32456,60 \text{ MPa} \\ E_v = \frac{E_i}{3} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases}$$

❖ **Coefficients λ, μ**

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du Béton.

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 4,27 \\ \lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1,708 \end{cases}$$

$$\text{Avec, } \rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{1.8}{10 \times 18} = 0.01 = 1 \%$$

❖ Calcul des σ_{st}

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \\ \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \\ \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sj} = 130.14 \text{ MPA} \\ \sigma_{sg} = 178.69 \text{ MPA} \\ \sigma_{sp} = 229.56 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} I = 6630.26 \text{ cm}^4 \\ y = 3,4 \text{ cm} \end{array} \right.$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0.5 \\ \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.6 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0.67 \end{array} \right.$$

❖ Calcul des moments d'inertie fissurés

$$v = 6.43 \text{ cm} \Rightarrow I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2 + 15 \times A'(v-d')^2$$

D'où $I_0 = 17673.36 \text{ cm}^4$

❖ Calcul des moments d'inertie fissures et des flèches

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{gi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 5457.8 \text{ cm}^4 \\ I_{ji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 6201.18 \text{ cm}^4 \\ I_{pi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 5035.8 \text{ cm}^4 \\ I_{gv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 9601.29 \text{ cm}^4 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{gv}} = 8.8 \text{ mm} \\ f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ji}} = 3.3 \text{ mm} \\ f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{pi}} = 7.1 \text{ mm} \\ f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{gi}} = 5.1 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (8.8 - 3.3 + 7.1 - 5.1) = 7.5 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 7.5 \text{ mm} \leq f_{adm} = 8.2 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{la flèche est vérifiée}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.38. Evaluation de la flèche dans tous les planchers sauf le plancher de l'étage 8.

| Y (cm) | I (cm ⁴) | I _o (cm ⁴) | I _{fji} (cm ⁴) | I _{fgi} (cm ⁴) | I _{fpi} (cm ⁴) | I _{fgv} (cm ⁴) | Δf (mm) | f _{adm} (mm) |
|-----------|-------------------------|--------------------------------------|--|--|--|--|------------|--------------------------|
| 3,4 | 6630,26 | 17673,36 | 6201.18 | 5457.8 | 5035.8 | 9601.29 | 7.5 | 8.2 |

Pour le plancher d'étage 8, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.39. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher d'étage 8.

| | M _t (KN.m) | μ _{bu} | α | Z (m) | A _s (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A choisit (cm ²) |
|-------------------------------|-----------------------|-----------------|-------|-------|-----------------------------------|-------------------------------------|------------------------------|
| En travée | 13.57 | 0.045 | 0.057 | 0.176 | 2.2 | 1.41 | 3HA10 2.36 |
| En appui intermédiaire | 7.69 | 0.167 | 0.23 | 0.163 | 1.36 | 0.22 | 2HA10 1.58 |
| En appui de rive | 2.04 | 0.044 | 0.056 | 0.176 | 0.33 | 0.22 | 1HA10 0.79 |

Pour le ferrailage choisit (A_{st}=2.36 cm²) au niveau des poutrelles d'étage 8 ne vérifie pas la flèche,

alors on augmente la section des aciers $\begin{cases} A_{st} = 2HA12 + 1HA14 = 3.8 \text{ cm}^2 \\ A_a = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.40. Evaluation de la flèche dans le plancher d'étage 8

| L (m) | A _s (cm ²) | M _{jser} (KN.m) | M _{gser} (KN.m) | M _{pser} (KN.m) | I (cm ⁴) | I ₀ (cm ⁴) |
|--------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| 4.1 | 3.8 | 3,90 | 8.53 | 9.9 | 12824.21 | 21443.86 |
| Y (cm) | I _{fi} (cm ⁴) | I _{fgi} (cm ⁴) | I _{fpi} (cm ⁴) | I _{fgv} (cm ⁴) | Δf (mm) | f _{adm} (mm) |
| 3.65 | 11504,22 | 9454,96 | 9158,35 | 14761,84 | 8.1 | 8.2 |

Pour le plancher terrasse inaccessible, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.41. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible

| | M _t (KN.m) | μ _{bu} | α | Z (m) | A _s (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A choisit (cm ²) |
|-------------------------------|-----------------------|-----------------|-------|-------|-----------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------|
| En travée | 10.46 | 0.034 | 0.043 | 0.177 | 1.7 | 1.41 | 1HA10+2HA8 1.8 |
| En appui intermédiaire | 8.14 | 0.177 | 0.245 | 0.162 | 1.44 | 0.22 | 2HA10 1.58 |
| En appui de rive | 2.04 | 0.044 | 0.056 | 0.176 | 0.33 | 0.22 | 1HA10 0.79 |

Pour le ferrailage choisit (A_{st}=1.8 cm²) au niveau des poutrelles terrasse inaccessible ne vérifie pas

la flèche, alors on augmente la section des aciers $\begin{cases} A_{st} = 3HA10 = 2.36cm^2 \\ A_a = 1HA10 = 0.79cm^2 \end{cases}$

Tableau III.42. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible

| L (m) | A _s (cm ²) | M _{jser} (KN.m) | M _{gser} (KN.m) | M _{pser} (KN.m) | I (cm ⁴) | I ₀ (cm ⁴) |
|--------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| 3.6 | 2.36 | 3 | 6.58 | 7.63 | 8364.84 | 18777,91 |
| Y (cm) | I _{fi} (cm ⁴) | I _{fgi} (cm ⁴) | I _{fpi} (cm ⁴) | I _{fgv} (cm ⁴) | Δf (mm) | f _{adm} (mm) |
| 3.84 | 8965,15 | 6554,04 | 6293,63 | 11101,39 | 6.6 | 7.2 |

Le ferrailage des poutrelles est donné comme suit :

Tableau III.43. Le ferrailage des différentes poutrelles

| POUTRELLE | | ARMATURES LONGITUDINALES | | ARMATURES TRASVRSALES (cm ²) |
|--|-----------------------|-------------------------------------|------------------------------------|--|
| | | Section calculée (cm ²) | Section adoptée (cm ²) | |
| Terrasse inaccessible | Appuis de rive | 0.33 | 1HA10 = 0.79 | 2HA6 = 0,57 |
| | Appuis intermédiaires | 1,44 | 2HA10 1.58 | 2HA6 0,57 |
| | Travée | 1.7 | 3HA10 = 2.36 | 2HA6 = 0,57 |
| Plancher étage courant (étage 1 jusqu'à a 7 +9+10) | Appuis de rive | 0,31 | 1HA10 = 0.79 | 2HA6 = 0,57 |
| | Appuis intermédiaires | 1,4 | 2HA10 1,58 | 2HA6 0,57 |
| | Travée | 1.6 | 3HA10 =2.36 | 2HA6 0,57 |
| Plancher Etage 8 | Appuis de rive | 0.33 | 1HA10 = 0.79 | 2HA6 = 0,57 |
| | Appuis intermédiaires | 1.36 | 2HA10 = 1.58 | 2HA6 = 0,57 |
| | Travée | 2.2 | 2HA12+1HA14 = 3.8 | 2HA6 = 0,57 |

Remarque

- D'après les résultats obtenus, le choix du ferrailage est le même pour tous les plancher du bâtiment sauf le plancher d'étage 8.

Tableau III.44.Schémas de ferrailage des différentes poutrelles

| Type | Travée | Appui intermédiaire | Appui de rive |
|--|--------|---------------------|---------------|
| Tous les planchers sauf celui de l'étage 8 | | | |
| Plancher étage 8 | | | |

III.1.3. Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1(\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

❖ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55\text{cm}^2/\text{ml}$$

5TS6/ml=1.41cm² perpendiculaires aux poutrelles → St=20cm ≤ 20cm..... condition vérifiée.

On choisit :

3TS6/ml=0.85cm² parallèles aux poutrelles → St=30cm < 30cm.....condition vérifiée.

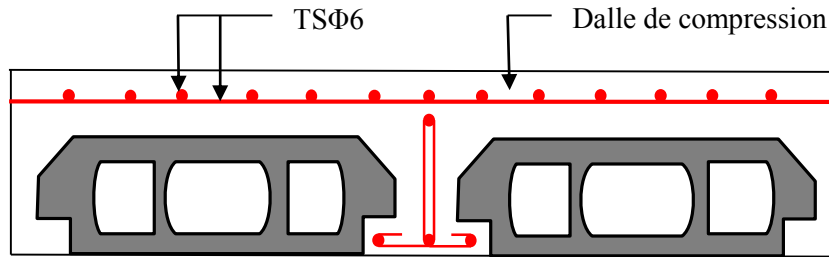


FIG. III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2. Dalles pleines :

III.2.1. Introduction :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions. Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12 cm et qu'ils sont définis en deux type :

1. Dalle sur deux appuis.
2. Dalle sur trois appuis.

Et une dalle sur quatre appuis d'épaisseur 15 cm.

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

III.2.1.1. Type 1 (dalle sur un deux appuis)

On a : $L_x = 1.10\text{m}$,

$L_y = 1.30\text{ m}$.

$\rho = \frac{110}{130} = 0.84$ Donc la dalle travaille selon les deux sens.

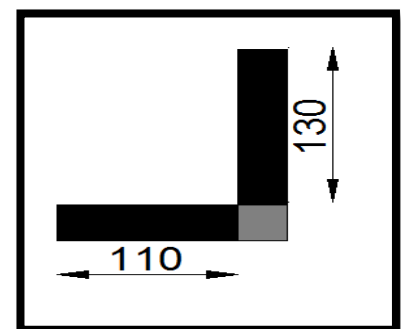


FIG. III.6. Dalle sur deux appuis.

1-Calcul des sollicitations

➤ ELU :

On a : $G=4,43\text{ KN/m}^2$ et $Q=1.5\text{ KN/m}^2$.

$$\begin{cases} P_u = 1.35 \times 4.43 + 1.5 \times 1.5 = 8.23\text{KN/ml.} \\ P_s = 4.43 + 1.5 = 5.93\text{KN/ml.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0517 \\ \mu_y = 0,6678 \dots\dots\dots \text{BAEL 91/99 (annexe 1)}. \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times Pu \times l_x^2 = 0,0517 \times 8,23 \times 1,1^2 = 0,51 \text{KN.ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0,6678 \times 0,51 = 0,34 \text{KN.ml} \end{cases}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b x e) m².

2. Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

❖ En travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_{0u}^x = 0,43 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0,85 M_{0u}^y = 0,289 \text{KN.m} \end{cases}$$

❖ En appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0,3 M_{0u}^x = -0,15 \text{KN.m}$$

3. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

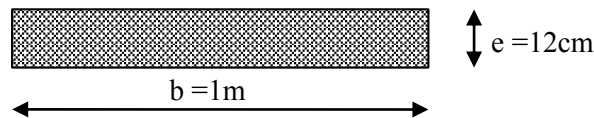


FIG.III.7. Section de la dalle pleine a ferrailé.

• Selon Lx :

❖ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,43 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1^2 \times 14,2} = 0,00303$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00303}) = 0,00379$$

$$z = 0,10 \times (1 - 0,4 \times 0,00379) = 0,1 \text{m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} = \frac{0,43 \times 10^{-3}}{0,1 \times 348} = 0,12 \text{cm}^2/\text{ml}$$

❖ En appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,15 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1^2 \times 14,2} = 0,00106$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00106}) = 0,00133$$

$$z = 0,10 \times (1 - 0,4 \times 0,00133) = 0,1m$$

$$A_{ax} = Ay \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} = \frac{0,15 \times 10^{-3}}{0,1 \times 348} = 0,043cm^2/ml.$$

• Selon Ly :

❖ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,289 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1^2 \times 14,2} = 0,00204$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00204}) = 0,00255$$

$$z = 0,10 \times (1 - 0,4 \times 0,00255) = 0,1m$$

$$A_{ty} = \frac{M_y^t}{z \times f_{st}} = \frac{0,289 \times 10^{-3}}{0,1 \times 348} = 0,083cm^2/ml.$$

• Vérification de la condition de non fragilité:

Pour $e \geq 12$, $\rho \geq 0,4$, fe E400 $\Rightarrow \rho_0 = 0,0008$

$$A_{x\min} = 0,0008 \times \frac{(3 - \rho)}{2} b \times e$$

$$A_{y\min} = 0,0008 \times b \times e$$

$$A_{\min} > A_t \quad \text{Vérfiée.}$$

• Vérification des espacements

$$\begin{cases} S_t \leq \min(3e, 33cm) = 33cm \text{ vérifiée (sens principale).} \\ S_t \leq \min(4e, 45cm) = 45cm \text{ vérifiée (sens secondaire).} \end{cases}$$

Donc : On opte $S_t = 33cm$.

Tableau.III.45. Le ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis.

| Localisation | M _t (KN.m) | M _a (KN.m) | A _t ^{cal} (cm ²)/ml | A _a ^{cal} (cm ²)/ml | A _t ^{min} (cm ²)/ml | A _a ^{min} (cm ²) | A _t ^{adop} (cm ²) | A _a ^{adop} (cm ²) |
|--------------|--------------------------|--------------------------|--|--|--|---|--|--|
| Sens xx | 0.43 | 0.15 | 0.12 | 0.043 | 1.04 | 1.04 | 3HA8=1.51 | 3HA8=1.51 |
| Sens yy | 0.289 | 0.1 | 0.083 | | 0.96 | | 3HA8=1.51 | 3HA8=1.51 |

• Vérification des diamètres des barres

$$\Phi = 8 \leq \frac{h}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Vérification à l'ELU

• Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{P \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{8,23 \times 1,3}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,84}{2}} = 3,77 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{3,77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.0377 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Il n'y a donc pas de rupture par cisaillement.

➤ Vérification à l'ELS

$$P_s = 4.43 + 1.5 = 5.93 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0586 \\ \mu_y = 0,7655 \dots\dots\dots \text{BAEL (annexe 1)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0.0586 \times 5,93 \times 1,1^2 = 0,42 \text{ KN.ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0,7655 \times 0,42 = 0,32 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

- **État limite de compression du béton :**
 - **Vérification des contraintes :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), seule la vérification de la contrainte de compression dans le béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$I = (b/3).y^3 + 15 A_s (d-y)^2$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul :

Tableau III.46. Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

| Localisation | M _{ser} (KN.m) | I (cm ⁴) | Y (cm) | σ _{bc} (MPa) | σ̄ _{bc} (MPa) |
|--------------|----------------------------|-------------------------|-----------|--------------------------|---------------------------|
| Appuis | 0.126 | 1714.63 | 1.91 | 0.14 | 15 |
| Travées (x) | 0.36 | 1714.63 | 1.91 | 0.4 | 15 |
| Travées (y) | 0.27 | 1714.63 | 1.91 | 0.3 | 15 |

- **État limite d'ouverture des fissures :**

La FPN ⇒ aucune vérification à faire.

- **État limite de déformation :**

- **Sens x-x :**

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{110} = 0.109 > 0,0429 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{1.51}{100 \times 10} = 0,00151 \leq 0,005 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Sens Y-Y :**

$$1. \frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{130} = 0,0923 \geq 0,042 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{1.51}{100 \times 10} = 0,00151 \leq 0,005 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc la vérification à la flèche selon les deux sens (x et y) n'est pas nécessaire.

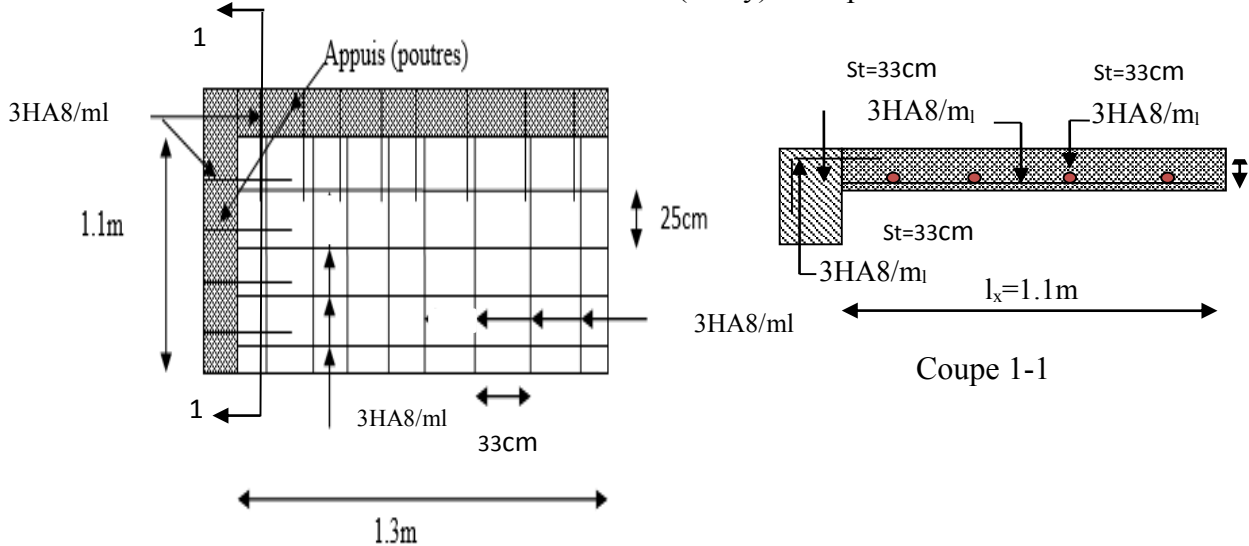


FIG.III.8: schéma de ferrailage des dalles sur 2 appuis.

III.2.1.2. Type 2 (dalle sur trois appuis).

- Caractéristique de la dalle :

L_x : distance minimal entre nus d'appui ($L_x=1,50m$)

L_y : distance maximal entre nus d'appui ($L_y=4,60m$)

$G = 4,43 \text{ KN/m}^2$; $Q=1,5\text{KN/m}^2$

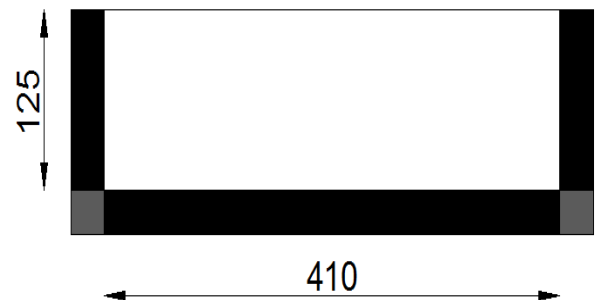


FIG.III.9. Dalle sur trois appuis

1. Calcul a l'ELU

- Calcul de chargement.

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = 8.23\text{KN/ml}$$

$$L_x = 1,25 \text{ m} < \frac{L_y}{2} = 2,05 \text{ m} \Rightarrow M_{0x} = \frac{q \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times q \times L_x^3}{3} \text{ et } M_{0y} = \frac{q \times L_x^3}{3}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0x} = 15,65\text{KN.m} \\ M_{0y} = 5,36\text{KN.m} \end{cases}$$

- Calcul des moments corrigé (réel)

$$\text{Moments en travées } \begin{cases} M_x^t = 0,85M_{0x} = 13,30\text{KN.m} \\ M_y^t = 0,85M_{0y} = 4,56\text{KN.m} \end{cases}$$

Moments en appuis $\begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_{0x} = -4.7KN.m \\ M_y^a = -0,3 \times M_{0y} = -1.6KN.m \end{cases}$

2. Calcul de la section d'armatures

- Le ferrailage de la dalle pleine du balcon se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml (b=1ml).
- F.P.N $c \geq 2cm$ soit $c = 2 cm$ ce qui donne $d = e - c = 12 - 2 = 10 cm$

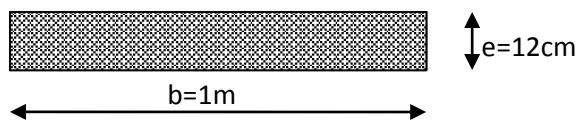


FIG.III.10. Section de la dalle pleine à ferrailer.

Tableau.III.47. Ferrailage de dalles sur 3 appuis

| Position | Sens | M KN.m | μ_{bu} | α | Z (m) | A_{Cal} (cm ² /ml) | A_{min} (cm ² /ml) | $A_{Choisit}$ (cm ² /ml) | St (cm) |
|-----------|---------|-----------|------------|----------|----------|------------------------------------|------------------------------------|--|------------|
| En travée | Selon x | 13.30 | 0,093 | 0,122 | 0.1 | 3,82 | 1,3 | 5HA10=3,93 | 20 |
| | Selon y | 4.56 | 0,032 | 0,041 | 0,098 | 1.34 | 0,96 | 3HA8=1.51 | 33 |
| En appuis | Selon x | 4.7 | 0,033 | 0,0419 | 0,098 | 1,37 | 1,3 | 3HA8=1.51 | 33 |
| | Selon y | 1.6 | 0,011 | 0,014 | 0,1 | 0.46 | 0,96 | 3HA8=1.51 | 33 |

• Vérification de ferrailage longitudinale

$A_{ty} \geq A_{tx} / 4 = 0,9825cm^2$ vérifiée.

$A_{ay} \geq A_{ax} / 4 = 0,3775 cm^2$ vérifiée.

• Vérification sur le diamètre des barres

$\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{120}{10} \Rightarrow \phi \leq 12mm$

• L'espacement St

Selon x : charge répartie et F.P.N $\Rightarrow St \leq \min (3e ; 33 cm) = 20 cm$ vérifiée.

Selon y : charge répartie et F.P. N $\Rightarrow St \leq \min (4e ; 45 cm) = 33 cm$ vérifiée.

❖ Vérification à l'ELU

• Cisaillement :

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{8.23 \times 1,25}{2} \times \frac{4,1^4}{1,25^4 + 4,1^4} = 5,1 \text{KN}$$

$$V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = \frac{8.23 \times 4,1}{2} \times \frac{1,25^4}{1,25^4 + 4,1^4} = 0,144 \text{KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{5.1 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,051 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17 \text{MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ Vérification à l'ELS

$$P_s = 4.43 + 1.5 = 5.93 \text{KN/ml.}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 11.27 \text{KN.ml} \\ M_{0u}^y = 3.86 \text{KN.ml} \end{cases}$$

- État limite de compression du béton :
- Vérification des contraintes :

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), seule la vérification de la contrainte de compression dans le béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$I = (b/3) \cdot y^3 + 15 A_s (d-y)^2$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul :

Tableau.III.48. Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

| Localisation | M _{ser} (KN.m) | I (cm ⁴) | Y (cm) | σ _{bc} (MPa) | σ̄ _{bc} (MPa) |
|--------------|----------------------------|-------------------------|-----------|--------------------------|---------------------------|
| Appuis (x) | 3.38 | 1714.63 | 1.91 | 3.76 | 15 |
| Appui (y) | 1.16 | 1714.63 | 1.91 | 3.76 | 15 |

| | | | | | |
|-------------|------|---------|------|------|----|
| Travées (x) | 9.58 | 3784.63 | 2.89 | 7.32 | 15 |
| Travées (y) | 3.28 | 1714.63 | 1.91 | 3.76 | 15 |

• **État limite de déformation :**

Sens x-x :

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{125} = 0.096 > 0,04 \Rightarrow$ condition vérifiée
2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,93}{100 \times 10} = 0,00393 \leq 0,005 \Rightarrow$ condition vérifiée

Sens Y-Y :

1. $\frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{410} = 0,029 \leq 0,042 \Rightarrow$ condition non vérifiée
2. $\frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{1.51}{100 \times 10} = 0,00151 \leq 0,005 \Rightarrow$ condition vérifiée

Donc on vérifié la flèche selon le sens y-y

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \qquad \text{CBA93.art(B.6.5.3)}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

• **Selon le sens y-y :**

$$f_{adm} = \frac{410}{500} = 8.2mm$$

$$f_{ij} = 0.21mm ; f_{gi} = 0.31mm ; f_{gv} = 1.78mm ; f_{pi} = 4.47mm$$

$f_y = 5.74mm < f_{y adm} = 8,2mm$ la condition de la flèche est vérifiée.

• Schéma de ferrailage

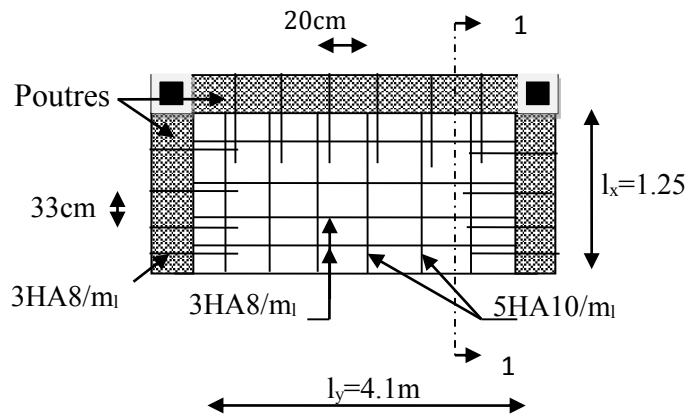
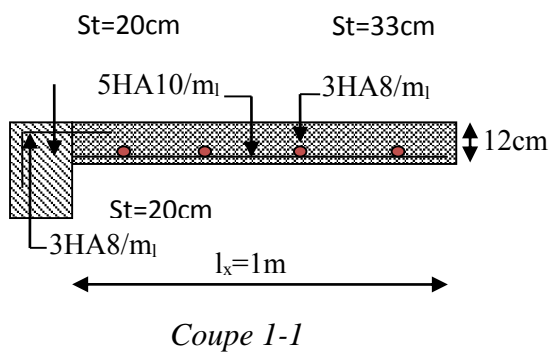


FIG. III.11: Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.

III.2.1.3 type 3 (Dalle sur quatre appuis)

$\rho = \frac{300}{370} = 0.81$ Donc la dalle travaille selon les deux sens.

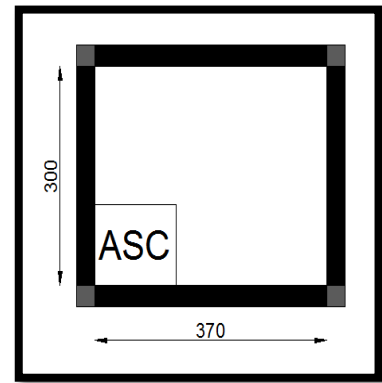


FIG. III.12. Dalle sur quatre appuis.

1. Calcul des sollicitations

• A l'ELU :

On a : $G=6.18 \text{ KN/m}^2$ et $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

$$\begin{cases} P_u = 1.35 \times 6.18 + 1.5 \times 2.5 = 12.093 \text{ KN/ml.} \\ P_s = 6.18 + 2.5 = 8.68 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0550 \\ \mu_y = 0,6135 \dots \dots \dots \text{BAEL (annexe 1)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0.0550 \times 12,093 \times 3^2 = 5,99 \text{ KN.ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0,6135 \times 5.99 = 3.67 \text{ KN.ml} \end{cases}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b x h) m².

2. Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

❖ En travée :

$$\begin{cases} M^t_x = 0.85M^x_{0u} = 5.09KN.m \\ M^t_y = 0.85M^y_{0u} = 3.12KN.m \end{cases}$$

❖ En appuis :

$$\begin{cases} M^a_x = -0.3M^x_{0u} = -1.80KN.m \\ M^a_y = -0.3M^y_{0u} = -1.1KN.m \end{cases}$$

3. Ferrailage :

Tableau III.49. Ferrailage de dalles sur 4 appuis.

| Position | Sens | M KN.m | μ_{bu} | α | Z (m) | A _{Cal} (cm ² /ml) | A _{min} (cm ² /ml) | A _{Choisit} (cm ² /ml) | St (cm) |
|-----------|---------|-----------|------------|----------|----------|---|---|---|------------|
| En travée | Selon x | 5.09 | 0,021 | 0,026 | 0.129 | 1.13 | 1,31 | 3HA8=1.51 | 33 |
| | Selon y | 3.12 | 0,013 | 0,016 | 0,129 | 0.7 | 1.2 | 3HA8=1.51 | 33 |
| En appuis | Selon x | 1.8 | 0,0075 | 0,0094 | 0,4 | 1,37 | 1,31 | 3HA8=1.51 | 33 |
| | Selon y | 1.1 | 0,0046 | 0,0057 | 0,13 | 0.24 | 1.2 | 3HA8=1.51 | 33 |

• Condition de non fragilité

Pour e > 15 cm et $\rho > 0,4$ ($\rho = 0,81$) donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times \frac{(3-0,81)}{2} \times 100 \times 15 \Rightarrow A_x^{\min} = 1,31cm^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 15 \Rightarrow A_y^{\min} = 1,2 cm^2 \end{cases}$$

• Vérification sur le diamètre des barres

$$\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{150}{10} \Rightarrow \phi \leq 15mm$$

• L'espacement St

Selon x : charge répartie et F.P.N $\Rightarrow St \leq \min (3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ vérifiée.

Selon y : charge répartie et F.P. N $\Rightarrow St \leq \min (4e ; 45 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ vérifiée.

❖ Vérification à l'ELU

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{P \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{12.093 \times 3,7}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,81}{2}} = 15,92 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{15.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.122 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

Il n'y a donc pas de rupture par cisaillement.

❖ Vérification à l'ELS

$$P_s = 6.18 + 2.5 = 8.68 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0617 \\ \mu_y = 0,7246 \dots \dots \dots \text{BAEL (annexe 1)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0.0617 \times 8.68 \times 3^2 = 4,82 \text{ KN.ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0,7246 \times 4.82 = 3.49 \text{ KN.ml} \end{cases}$$

➤ État limite de compression du béton ;

- Vérification des contraintes :

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), seule la vérification de la contrainte de compression dans le béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$I = (b/3) \cdot y^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul.

Tableau III.50. Vérification de la contrainte de compression dans le béton

| Localisation | M _{ser} (KN.m) | I (cm ⁴) | Y (cm) | σ _{bc} (MPa) | σ̄ _{bc} (MPa) |
|--------------|----------------------------|-------------------------|-----------|--------------------------|---------------------------|
| Appuis (x) | 1.45 | 2996.8 | 2.21 | 1.07 | 15 |
| Appui (y) | 1.05 | 2996.8 | 2.21 | 0.77 | 15 |
| Travées (x) | 4.1 | 2996.8 | 2.21 | 3.023 | 15 |
| Travées (y) | 2.97 | 2996.8 | 2.21 | 2.19 | 15 |

• **État limite d’ouverture des fissures :**

La FPN ⇒ aucune vérification à faire

• **État limite de déformation :**

Sens x-x :

- $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{300} = 0.05 > 0,042 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{1.51}{100 \times 13} = 0,00116 \leq 0,005 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Sens Y-Y :

- $\frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{370} = 0,041 \leq 0,043 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$
- $\frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{1.51}{100 \times 13} = 0,00116 \leq 0,005 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

Donc on vérifié la flèche selon le sens y-y

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \qquad \text{CBA93.art(B.6.5.3)}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

- Selon le sens y-y :

$$f_{adm} = \frac{370}{500} = 7.4mm$$

$$f_{ij}=0.321mm ; f_{gi}=0.469mm ; f_{gv}=1.4mm ; f_{pi}=1.576mm$$

$f_y = 2.186mm < f_{y adm}=7,4mm$ la condition de la flèche est vérifier.

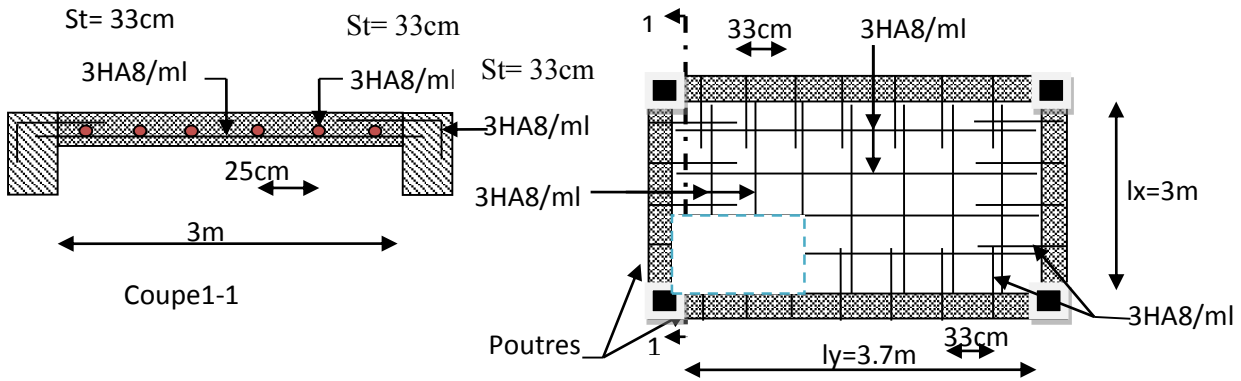


FIG.III.13: schéma de ferrailage de la dalle sur 4.

III.3. Calcul de l'acrotère

Réalisé en béton armé, l'acrotère est un élément encastré dans le plancher, il a pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher ; trois forces se conjuguent pour exercent leurs pressions respectives sur lui : son poids propre (G), une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III. 3.1.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.3.2. Évaluation des charges

$$S = 10 \times 50 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S = 0.0585m^2$$

– Poids propre : $G1=25 \times 0.0585 \times 1=1.46KN$;

– Poids d'enduit de ciment intérieur (ciment : e=1.5cm) : $G2=20 \times 0.0075 \times 1=0.15KN$;

– Poids d'enduit de ciment extérieur (ciment: e=2cm) : $G3=20 \times 0.01 \times 1=0.2KN$

- $Wp=G1+G2+G3=1.81KN$.
- $Q=1KN$

• La force sismique :

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad \text{RPA99/2003 (Art. 6.2.3)}$$

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

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.81 = 0.87 \text{ KN}$

Calcul du centre de gravité de la section $G(X_g; Y_g)$:

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 27.8 \text{ cm} \quad X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 6.41 \text{ cm}$$

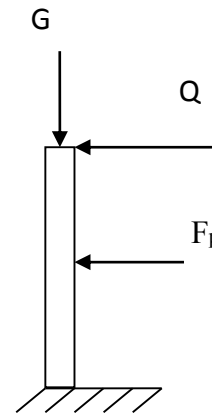


Figure III.14. Schéma statique de l'acrotère.

III.3.3. Calcul des sollicitations

L'acrotère est sollicité par :

$$N_G = 1.81 \text{ KN}$$

$$N_Q = 0 \text{ KN}$$

$$N_{F_p} = 0 \text{ KN}$$

$$M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ KN.m}$$

$$M_F = F_p \times Y_g = 0.87 \times 0.278 = 0.24 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait en flexion composée de bord de 1m.

Tableau.III.51. Les sollicitations de calcul.

| Règlement | ELA | ELU | ELS |
|------------------------|-----------|--------------|-------|
| Combinaison de charges | G + Q + E | 1,35G + 1,5Q | G + Q |
| N (KN) | 1.81 | 2.44 | 1.81 |
| M (KN.m) | 0.74 | 0.75 | 0.5 |

III.3.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

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

$$Nu = 1.81 \text{ kn}, \quad Mu = 0.47 \text{ kn.m}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.74}{1.81} = 0.41m$$

$$\frac{H}{6} = \frac{50}{6} = 0.083m$$

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

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 : Excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{50}{250}\right) = 2cm$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2 + \alpha)}{10000 \times h}$$

Avec : $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$ **(RPA 99/2003. Art. A.4.3.5)**

φ : Le rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge ($\varphi = 2$).

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 ; $L_f = 2l_0 = 2 \times 1 = 1m$.

h_0 : Hauteur de la section égale à 10cm.

$$e_2 = \frac{3 \times (1)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0,1} = 0.006m$$

D'où $e_t = e_a + e_1 + e_2 = 0.02 + 0.41 + 0.006 = 0.44 m = 44cm$.

III.3.5. Ferrailage de la section

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$N_u = 2.44 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 2.44 \times 0.44 = 1.07 \text{ KN.m}$$

$$H=10\text{cm} ; d=7\text{cm} ; b=100\text{cm}.$$

Selon le BAEL 91:

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.14 \text{ KN.M}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.016$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

D'où :

$$\alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right] = 0.02$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.069 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = 0.47 \text{ cm}^2$$

Ainsi, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.4 \text{ cm}^2$$

III.3.6. Vérification à l'ELU

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,07 \times \frac{2,1}{400} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte pour 4HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

- **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).

$$\tau \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3\text{Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2,5; 3\text{Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5\text{Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 0.87 + 1 = 1.87 \text{ KN.}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07} \Rightarrow \tau_u = 0,0267\text{MPa.}$$

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

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \Sigma \mu_i)}$$

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

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48\text{mm}$$

$$\tau_s = \frac{1.87 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.07 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.295\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83\text{Mpa. } \psi = 1.5 \text{ Pour les HA.}$$

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

III.3.7. Vérification à l'ELS

$d=0.07\text{m}$; $N_{ser}=1.81\text{KN}$; $M_{ser}=0.5\text{KN.m}$

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

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

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

• **Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression (c) à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = \frac{0.5}{1.81} + \left(0.07 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.3\text{m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur de la section } \rightarrow c = 0.07 - 0.3 = -0.23m$$

$$c = -0.23m ; y = y_c + c$$

$$y_{ser} = y_c + c ; y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

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

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d-c) / b$$

$$q = 0.026m$$

$$p = -0.153m$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.41 \Rightarrow y_{ser} = 0.18m$.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0165m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.81 \times 10^{-3}}{0.0165} \times 0.18 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.019MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

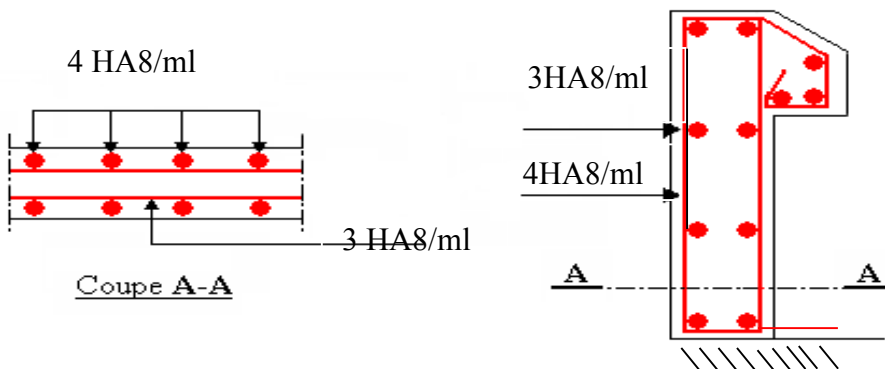


Figure III.15: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.4. L'ascenseur :

III.4.1. Définition:

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 6 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $B_s = 1,50 \text{ m}$
- $T_s = 2 \text{ m}$

- $H_k=2,20$ m
- $P_M=1500$ daN
- $D_M=4300$ daN
- $F_c=5000$ daN
- $v = 0,63 \frac{m}{s}$

Avec : B_s , T_s , H_k sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

F_c : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.

P_M : Charge due à la dalle des machines.

D_M : charge due à l'ascenseur.

Le poids propre de l'ascenseur est de 500 kg

$$P = P_M + D_M + 500 = 1500 + 4300 + 500 = 6300 daN = 63 \text{ KN.}$$

III.4.2. Etude de la dalle pleine de la locale machinerie :

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminé sont épaisseur on a :

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

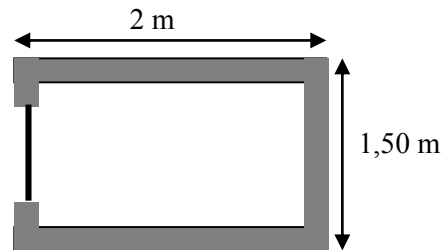


FIG. III.16. Cage d'ascenseur.

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de **h=15 cm**.

On doit calculer la surface d'impact $U \times V$

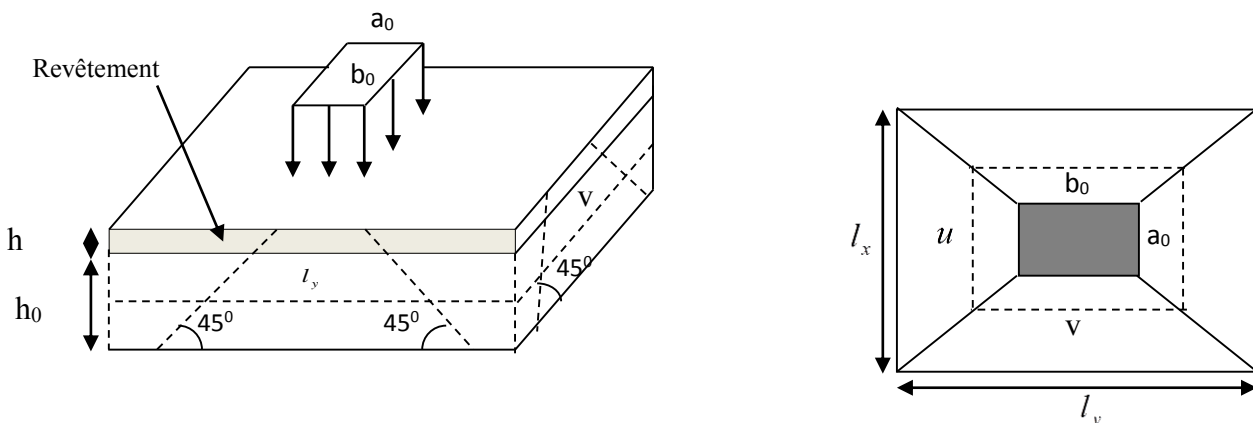


FIG. III.17. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_y \end{cases}$$

Avec : $a_0 \times b_0$ surface de charge = $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

h : Espacement du revêtement (5cm)

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement ($\xi = 0,75$ le revêtement est moins résistant ;)

$$\begin{cases} U = 102.5 \text{ cm} \\ V = 102.5 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} l_x = 150 \text{ cm} \\ l_y = 200 \text{ cm} \end{cases}$$

III.4.2.1. Evaluation des moments sous charge concentrée :

- M^{x1} et M^{y1} du système :

M_{x1}, M_{y1} sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le **BAEL91/99** :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

Avec : ν est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2).

M^1 et M^2 : données par l'abaque de PIGEAUD..... [ANNEXEII]

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,75 \quad \frac{U}{l_x} = 0,68 \quad \frac{V}{l_y} = 0,51$$

D'où : $M^1 = 0,086$

$M^2 = 0,063$

$$q^u = 1,35 \times P \rightarrow q^u = 85,05 \text{ KN (avec } P = 63 \text{ KN)}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 85.05 \times 0,086 = 7.31 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 85.05 \times 0,063 = 5.36 \text{ KNm} \end{cases}$$

- M_{x2} et M_{y2} du système :

M_{x2}, M_{y2} sont dus aux poids propre et la charge d'exploitations d'entretien.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$\rho=0.75 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0621 \\ \mu_y = 0,5105 \end{cases} \dots\dots\dots [Annexe I]$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5 cm)

$$G_2 = 4.75 \text{KN/m}^2$$

$Q_2 = 1.5 \text{ KN/m}^2$. La charge d'exploitation (local technique). D'après l'article [7.4 DTR BC2-2 partie IV-charges d'exploitation]

$$q_u = 1,35 \times 4.75 + 1,5 \times 1.5 = 8.66 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1,21 \text{ KNm} \quad M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.618 \text{ KNm}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.31 + 1,21 = 8.52 \text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.36 + 0,618 = 5,98 \text{KN.m} \end{cases}$$

III.4.2.2.Ferraillage :

Le ferraillage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de $h=15\text{cm}$ ($d_x=13\text{cm}$; $d_y=12\text{cm}$)

- $M^{tx} = 0,85 \times M_x = 7.24 \text{KN.m.}$
- $M^{ty} = 0,85 \times M_y = 5.08 \text{KN.m.}$
- $M^{ax} = -0,4 \times M_x = -3.41 \text{KN.m.}$
- $M^{ay} = M_{ax} = -3.41 \text{KN.m.}$

Tableau III.52. Ferrailage de la dalle pleine du locale machine.

| Sens | M _t (KN.m) | M _a (KN.m) | A ^t _{calculée} (cm ² /ml) | A ^t _{adoptée} (cm ² /ml) | A ^a _{calculée} (cm ² /ml) | A ^a _{adoptée} (cm ² /ml) |
|------|--------------------------|--------------------------|---|--|---|--|
| X-X | 7.24 | 3.41 | 1.63 | 4HA8=2.01 | 0.72 | 3HA8=1.51 |
| Y-Y | 5.08 | 3.41 | 1.22 | 3HA8=1.51 | 0.72 | 3HA8=1.51 |

❖ Vérifications A l'ELU :

• Condition de non fragilité :

$$h > 12 \Rightarrow A_{\min}^x = 0.80\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_x^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \leq A_s = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.75 > 0.4$$

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

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \leq A_s$$

• Vérification au poinçonnement :

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que :

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

Q_u : La charge de calcul à l'état ultime

U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (102,5 + 102,5) \Rightarrow U_c = 410 \text{ cm}; \quad P_u = 85,05 \text{ KN}; \quad \gamma_b = 1,5.$$

$$P_u = 85,05 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 1000 = 461,25 \text{ KN} \quad \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17 \text{ MPa}$$

On a une charge concentre avec $v = u$

$$\Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = \frac{85,05}{3 \times 1,025} = 27,66 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0,21 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa} \dots \text{Vérfiée}$$

- Moment engendré par le système de levage :

$$Q_{ser} = 63 \text{ KN} \begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 6.21 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 5.05 \text{ KNm} \end{cases}$$

- Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q^{ser} = 4.75 + 1.5 = 6.25 \text{ KN.}$$

$$\mu_x = 0,0684. \quad \mu_y = 0,6447.$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0,96 \text{ KNm} \quad M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.62 \text{ KNm}$$

- La Superposition des Moments:

$$M^x = 7.17 \text{ KN.m}$$

$$M^y = 5.67 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments corrigés (réel)

$$M^{tx} = 0.85 \times M^x = 6.09 \text{ KN.m}$$

$$M^{ty} = 0.85 \times M^y = 4.82 \text{ KN.m}$$

$$M^{ax} = -0.4 \times M^x = -2.87 \text{ KN.}$$

$$M^{ay} = M_{ax} = -2.87 \text{ KN.m}$$

- ❖ Vérifications A l'ELS :

- Vérification des contraintes

- Etat limite de compression de béton $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Tableau III.53. Vérifications des états limites de compression du béton

| Position | Sens | M _{ser} KN.m | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ _{bc} (MPa) | σ _{bc} ^{adm} (MPa) | Observation σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm} |
|-----------|--------------|--------------------------|--------|----------------------|--------------------------|---|---|
| En travée | Selon x | 6.09 | 2.51 | 3844.81 | 3.97 | 15 | vérifiée |
| | Selon y | 4.82 | 2.21 | 2996.8 | 3.55 | 15 | vérifiée |
| En appuis | Selon x et y | 2.87 | 2.21 | 2996.8 | 2.11 | 15 | vérifiée |

Vérification des contraintes d'acier : on à F.P.N donc, la vérification des contraintes d'acier n'est pas nécessaire.

• Vérification de la flèche

Sens x-x

- $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0,x}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{150} = 0,1 > 0,042 \Rightarrow$ la condition vérifiée
- $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 13} = 0,00155 < 0,005 \Rightarrow$ la condition vérifiée

Sens y-y

- $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_y}{20 \times M_{0,y}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{200} = 0,075 > 0,043 \Rightarrow$ la condition vérifiée
- $\frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{1,51}{100 \times 13} = 0,00116 < 0,005 \Rightarrow$ la condition vérifiée

Les conditions de flèche son vérifiées.

• Schéma de ferrailage :

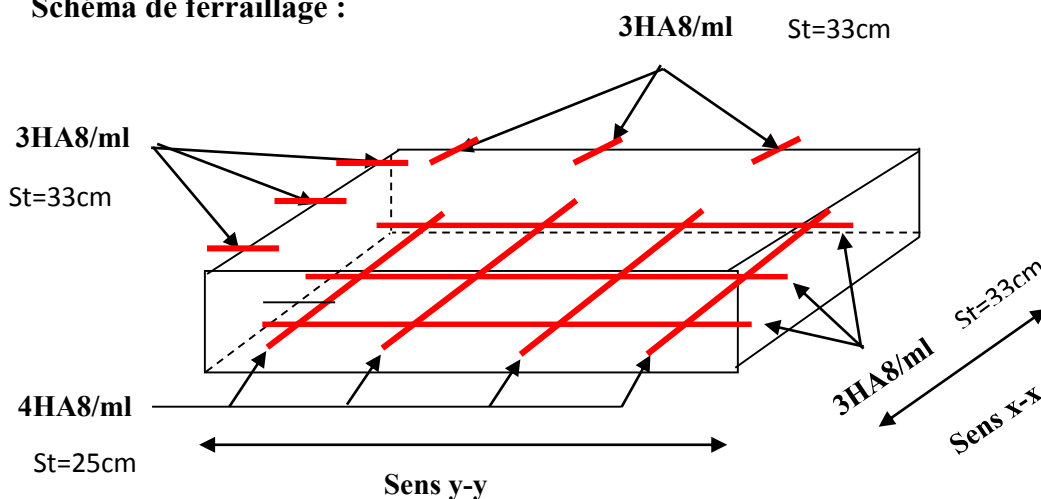


FIG. III.18. Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machine.

III.4.3. Dalle sous ascenseur

III.4.3.1. Evaluation des charges et surcharges

- La charge permanente

Poids de la dalle en béton et du revêtement : $G_1 = 4,75 \text{ KN/m}^2$

Poids de la cuvette (la réaction) : $G_2 = \frac{Fc}{S} = \frac{50}{2 \times 1.5} = 16,67 \text{ KN/m}^2$.

La charge totale c'est : $G_t = 21,42 \text{ KN/m}^2$.

III.4.3.2. Combinaisons des charges

L'ELU : $q_u = 1.35 \times G_t = 28.92 \text{ KN/m}^2$.

L'ELS : $q_s = G_t = 21.42 \text{ KN/m}^2$.

III.4.3. Calcul des sollicitations

- Cas d'une charge répartie.

✓ Calcule des moments

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.75 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5105 \end{cases} \text{ [Annexe I]} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 4.04 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 2.06 \text{ KNm} \end{cases}$$

✓ Calcule des moments corrigés (réel)

- En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 3.44 \text{ KNm}$.
Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 1.75 \text{ KNm}$.
- En appui : $M_{ay} = M_{ax} = -0,4 M_x = -1,62 \text{ KN.M}$

III.4.3.3. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15 cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d=13\text{cm}$.

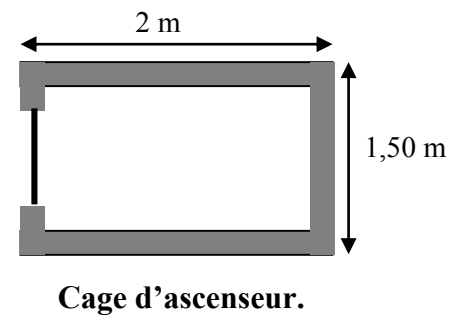


Tableau III.54. Ferrailage de la dalle pleine sous l'ascenseur.

| Sens | M _t (KN.m) | M _a (KN.m) | A ^t calculée (cm ² /ml) | A _{min} (cm ² /ml) | A ^t adoptée (cm ² /ml) | A ^a calculée (cm ² /ml) | A _{min} (cm ² /ml) | A ^a adoptée (cm ² /ml) |
|------|--------------------------|--------------------------|---|--|--|--|--|---|
| X-X | 3.44 | 1.62 | 0.76 | 1.35 | 3HA8= 1.51 | 0.36 | 1.35 | 3HA8=1.51 |
| Y-Y | 1.75 | 1.62 | 0.39 | 1.2 | 3HA8= 1.51 | 0.36 | 1.35 | 3HA8=1.51 |

➤ Vérification à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} \Rightarrow q_{ser} = 21,42 \text{ KN} / m^2$$

$$v = 0.2, \rho = 0.75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0684 \\ \mu_y = 0.6447 \end{cases} \Rightarrow M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 3,3 \text{ KNm.}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 2.13 \text{ KN.m}$$

• Calcul des moments corrigés (réel)

$$M_{t \text{ ser}}^x = 0,85 \times M_0^x = 2.81 \text{ KNm}$$

$$M_{t \text{ ser}}^y = 0,85 \times M_0^y = 1,81 \text{ KNm}$$

$$M_{a \text{ ser}}^x = M_{a \text{ ser}}^y = -0,4 \times M_0^x = -1,32 \text{ KNm}$$

• Vérification des contraintes

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.55. Vérifications des états limites de compression du béton

| Position | Sens | M _{ser} KN.m | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ _{bc} (MPa) | σ _{bc} ^{adm} (MPa) | Observation σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm} |
|-----------|--------------|--------------------------|--------|----------------------|--------------------------|---|---|
| En travée | Selon x | 2.81 | 2.21 | 2996.8 | 2.07 | 15 | vérifiée |
| | Selon y | 1.81 | 2.21 | 2996.8 | 1.33 | 15 | vérifiée |
| En appuis | Selon x et y | 1.32 | 2.21 | 2996.8 | 0.97 | 15 | vérifiée |

Vérification des contraintes d'acier : on à F.P.N donc, la vérification des contraintes d'acier n'est pas nécessaire.

• **Vérification de la flèche**

Sens x-x

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0,x}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{150} = 0,1 > 0,0425 \Rightarrow$ la condition vérifiée.
2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{1.51}{100 \times 13} = 0,00116 < 0,005 \Rightarrow$ la condition vérifiée.

Sens y-y

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0,y}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{200} = 0,075 > 0,043 \Rightarrow$ la condition vérifiée.
2. $\frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{1.51}{100 \times 13} = 0,00116 < 0,005 \Rightarrow$ la condition vérifiée.

Les conditions de flèche sont vérifiées.

• **Schéma de ferrailage :**

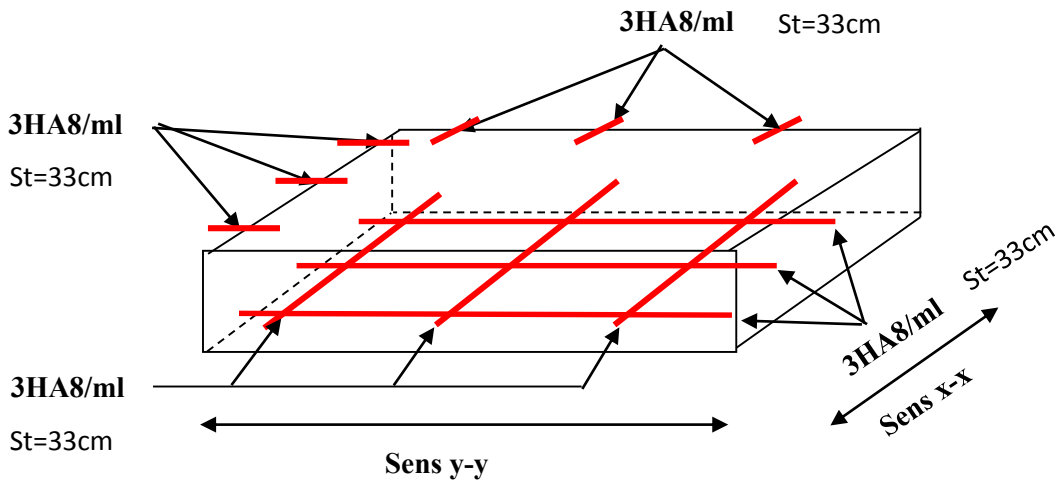


FIG.III.19.Schéma de ferrailage de la dalle pleine sous l'ascenseur

III.5. Etude des escaliers

III.5.1. Etude de la volée

❖ Escalier d'étage courant :

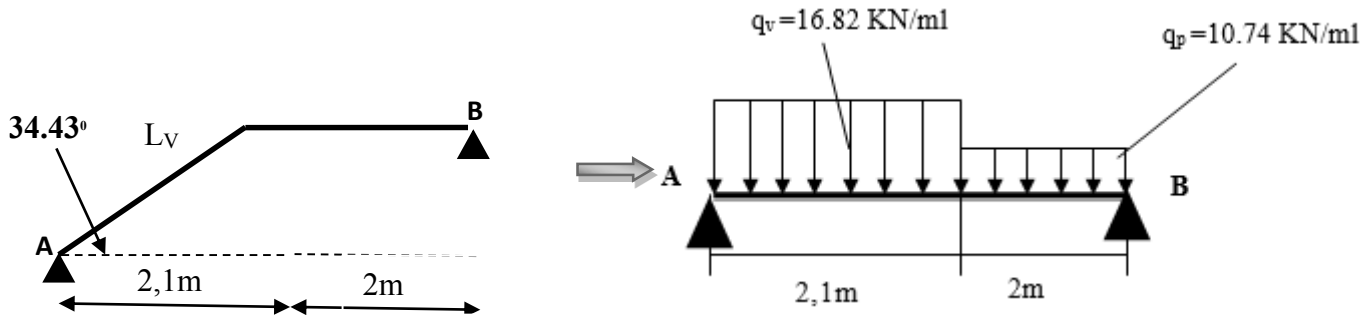


FIG. III.20 Schéma d'une volée d'étage courant.

✓ Les charges :

- Volée : $G_v = 9.68 \text{ KN/m}^2$. $Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2$.
- Palier : $G_p = 5,18 \text{ KN/m}^2$. $Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2$

✓ Combinaison de charges

- Sur la volée :

ELU : $q_v^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 16,82 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_v^s = G + Q = 12,18 \text{ KN/ml}$.

- Sur la palier :

ELU : $q_p^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 10,74 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_p^s = G + Q = 7,68 \text{ KN/ml}$.

- Réaction d'appuis : le calcul se fera par la méthode RDM.

ELU :

$$\sum F_V \Rightarrow R_A + R_B = [16,82 \times 2,1] + [10,74 \times 2] = 56,80 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \left[\left(16,82 \times \frac{2,1^2}{2} \right) + 10,74 \times 2 \left(\frac{2}{2} + 2,1 \right) \right] / 4,1$$

$$\Rightarrow R_B^u = 25,29 \text{ KN} \quad , \quad R_A^u = 31,51 \text{ KN}$$

ELS: de la même manière que à l'ELU on trouve:

$$\Rightarrow R_B^u = 18.16\text{KN} \quad , \quad R_A^u = 22,78\text{KN}$$

• Effort tranchant et moment fléchissant:

✓ Calcul par la méthode des sections

On trouve : $M^{\max}(2) = 30.12\text{KN.m}$; $V^{\max} = R_A = 31,51\text{KN}$.

• Calcul des moments réels

$$M_t^{\max} = 0,85 \times 30,12 = 25.60\text{KN.m} \quad ; \quad M_a^{\max} = -0,5 \times 31,51 = -15,75\text{KN.m}$$

➤ Les sollicitations aux différents états limitent :

Tableau III.56. Sollicitations sur la volée d'étage courant

| | $q_u(\text{KN/ml})$ | $M_t^{\max}(\text{KN.m})$ | $M_a^{\max}(\text{KN.m})$ | $V_u(\text{KN})$ |
|-----|---------------------|---------------------------|---------------------------|------------------|
| ELU | 16.82 | 25.6 | 15.75 | 31.51 |
| ELS | 12.18 | 17.81 | 10.48 | 22.78 |

➤ Ferrailage

• Ferrailage longitudinale

- Les fissurations sont considérées comme peu nuisibles.
- La section est soumise à la flexion simple.
- L'enrobage : $C \geq 1\text{ cm}$ soit $c = 2\text{cm}$.

Le calcul du ferrailage est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.57. Ferrailage de la volée d'escalier d'étage courant .

| position | M (kn.m) | μ_{bu} | α | Z(m) | A_{cal} (cm ² /ml) | A_{min} (cm ² /ml) | $A_{choisit}$ (cm ² /ml) | St (cm) |
|----------|----------|------------|----------|-------|---------------------------------|---------------------------------|-------------------------------------|---------|
| travée | 25.6 | 0.07 | 0.09 | 0.154 | 4.78 | 1,93 | 5HA12=5.65 | 20 |
| appui | 15.75 | 0.043 | 0.055 | 0.156 | 2.9 | 1,93 | 4HA10=3.14 | 25 |

- Armatures de répartition

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{m}$ Soit: 4HA8 = 2.01 cm²/ml avec St = 25cm.

En appui : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 / \text{m}$ Soit: 4HA8 = 2.01 cm²/ml avec St = 25cm.

❖ Vérification à l'ELU

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{31.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.19 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (31.05 \times 10^{-3} - \frac{15.75 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.160}) \times \frac{1.15}{400} = 0.03 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification à L'ELS

- Vérification de l'état limite de compression du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$I = (b/3) \cdot y^3 + 15 A_s (d-y)^2$$

✓ État limite de compression du béton :

Tableau III.58. Vérification des contraintes à l'ELS de la volée d'escalier (type 1)

| Localisation | M _{ser} (KN.m) | I (cm ⁴) | Y (cm) | σ _{bc} (MPa) | σ̄ _{bc} (MPa) | Condition vérifiée |
|--------------|----------------------------|-------------------------|-----------|--------------------------|---------------------------|-----------------------|
| En travée | 17.81 | 14243.03 | 4.42 | 5.52 | 15 | |
| En Appui | 10.48 | 9146.29 | 3.44 | 3.91 | 15 | |

✓ Vérification de l'état limite de déformation

$$\frac{h}{l} > \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) \Leftrightarrow 0,043 > 0,042 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \quad \text{BAEL91/99}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0,00353 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

a) Schéma de ferrailage

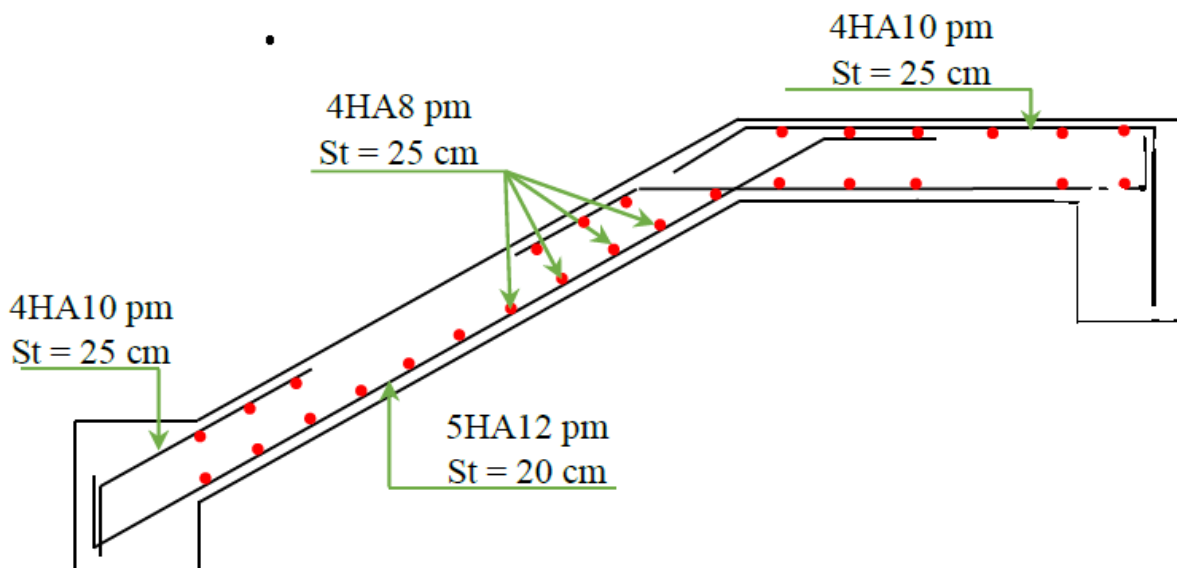


FIG.III.21. Disposition des armatures dans la paillasse.

III.5.3. Etude de la poutre palière

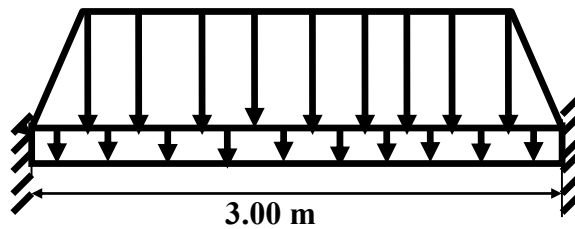


FIG.III.22. Schéma statique de la poutre palière.

➤ Dimensionnement

D'après la condition de flèche définie par le BAEL91/99.

:
 $L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$

• Exigences du RPA99/2003 (ZONE II)

- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h/b < 4$

Donc, On adopte une section de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ (pour uniformiser avec la section de la poutre principale)

➤ Les charges :

- ✓ Poids propre : $G_0 = 25 \times 0,40 \times 0,30 = 3 \text{ KN/ml}$
- ✓ L'effet de la surcharge d'exploitation sur la poutre : $Q_0 = Q \times b = 1,5 \times 0,3 = 0,45 \text{ KN/ml}$
- ✓ Une charge transmise par le plancher à corps creux égale à :
 $q_p = (1,35 \times 5,28 + 1,5 \times 1,5) \times 2,05 = 19,22 \text{ KN/ml}$
- ✓ La réaction d'appui est une charge $R_B = 25,28 \text{ KN/ml}$

➤ Calcul des sollicitations :

ELU {

- $q_u = 1,35G_0 + 1,5 Q_0 + R_b + q_p = 49,23 \text{ KN/ml}$
- EN travée : $M_t = M_0^u = \frac{q l^2}{24} = 18,46 \text{ KN.M}$
- En appuis : $M_a = M_0^u = \frac{q l^2}{12} = 36,92 \text{ KN.M}$
- Effort tranchant : $V_u = \frac{q l}{2} = 47,265 \text{ KN.}$

$$\begin{cases}
 \mathbf{q_s = G_0 + R_b + Q_0 + q_p = 47.95 \text{ KN/ml}} \\
 \text{EN travée : } M_t = M_0^u = \frac{ql^2}{24} = 17.98 \text{ KN.M} \\
 \text{En appuis : } M_a = M_0^u = \frac{ql^2}{12} = 35.96 \text{ KN.M} \\
 \text{Effort tranchant : } V_u = \frac{ql}{2} = 34.17 \text{ KN.}
 \end{cases}$$

➤ **Ferraillage :**

Le calcul se fait pour une section (b × h)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.59. Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple

| Position | M (kn.M) | μ_{bu} | α | Z(m) | A_{cal} (cm ²) | A_{min} (cm ²) |
|-----------|----------|------------|----------|-------|------------------------------|------------------------------|
| En travée | 18.46 | 0.03 | 0.038 | 0.37 | 1.43 | 1,38 |
| En appuis | 36.92 | 0.06 | 0.077 | 0.368 | 2.88 | 1,38 |

• **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_U = \frac{47.265 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,38} = 0,41 \text{ MPa} < \overline{\tau_U} = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5) = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Armatures transversales**

Soit St=15 cm

St=15 cm < min (0.9 d; 40 cm) = 34.2 cm Condition vérifiée

$$\text{a) } A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{F_e} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{b) } A_{trans} \geq \frac{b \times St \times (T_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 F_e} = -0.275 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_{trans} = 0.45 \text{ cm}^2$.

➤ **Calcul à la torsion :**

$$e = \Phi / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 875 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 2 \times ((b - e) + (h - e)) = 120 \text{ cm}$$

- **Ferraillage à la torsion**

Le moment de torsion à prendre est le moment aux appuis de la volée.

$$M_{tor} = 15.75 \text{ KN.m}$$

$$A_t = \frac{M_{tor} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \text{ avec : } A_t = \frac{15.75 \times 10^{-3} \times 1,2}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 348} = 3.1 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures longitudinales**

En travée : $A = 1.43 + 3.1/2 = 2.98 \text{ cm}^2$, on opte $A = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

En appui : $A = 2.88 + 3.1/2 = 4.43 \text{ cm}^2$, on opte $A = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{flexion} = 0.41 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{15.75 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0875 \times 0.05} = 1.8 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_{flexion}^2} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \sqrt{0.41^2 + 1.8^2} = 1.85 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau^- = \min(0.1 \times FC_{28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- **Armatures transversales**

$$A_{tor}^t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{tor}^t = 0.9 \text{ cm}^2$$

En travée $A = 0.45 + 0.9 = 1.35 \text{ cm}^2$.

On adopte $A_t = 1.35 \text{ cm}^2$ soit un cadre et un étrier $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

➤ **Ferraillage globale**

✓ En travée $A=1.43+3.1/2=2.98\text{cm}^2$.

Soit 3HA12 = 3.39 cm²

✓ En appui $A=2.88+3.1/2=4.43\text{cm}^2$.

Soit 4HA12 = 4,52 cm²

✓ On adopte $A_t=1.35\text{ cm}^2$ soit un cadre et un étrier 4HA8=2.01cm².

❖ **Vérification à l'ELS**

• **Vérification de l'état limite de compression de béton**

Tableau III.60. Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre palière

| POSITION | M _{ser} (KN.m) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ _{bc} (MPa) | σ _{bc} ^{adm} (MPa) |
|-----------|-------------------------|--------|----------------------|-----------------------|--------------------------------------|
| En travée | 17.98 | 9.78 | 49849.74 | 3.52 | 15 |
| En appuis | 35.96 | 11.04 | 62735.59 | 6.33 | 15 |

Evaluation de la flèche :

$$1. \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M^t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{40}{300} = 0.133 > 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} \Leftrightarrow \frac{3,93}{100 \times 38} = 0,00103 \leq 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

1. $L \leq 8\text{m.} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

DONC la vérification a la flèche n'est pas nécessaire.

Remarque : Pour assurer la continuité de la poutre principale, il vaut mieux maintenir le même ferrailage que celle-ci.

III.6. Etude de la poutre de chaînage

III.6.1 Dimensionnement :

❖ Selon RPA 99/2003 (article 9.3.3)

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq \max\left(\frac{2}{3}h ; 15\text{cm}\right) \\ h \geq 15\text{ cm} \end{array} \right.$$

❖ Condition de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \longrightarrow \quad 27,33\text{cm} \leq h \leq 41\text{ cm} \quad \text{avec } L_{\max} = 440 - 30 = 410\text{cm}$$

On adopte : **h = 30cm ; b = 30cm.**

III.6.2. Calcul des sollicitations :

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et une partie du plancher.

$$P_{\text{poutre}} = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ KN / ml}$$

$$P_{\text{mur}} = 2,79 \times (2,88 - 0,3) = 7,07 \text{ KN / ml}$$

$$P_{\text{dalle}} = ((1,35 \times 4,43 + 1,5 \times 1,5) \times 1,3 / 2) = 5,34 \text{ KN / ml}$$

➤ **Combinaison de Charge :**

$$\text{ELU : } q_u = 5,34 + 1,35 \times 2,25 + 1,35 \times 7,07 = 17,92 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = 3,85 + 2,25 + 7,07 = 13,17 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul à ELU :**

$$M_u = q_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 43,37 \text{ KN.m} ; M_t^u = 0,85 \times M_u = 36,86 \text{ KN.m}$$

$$M_a^u = -0,3 \times M_u = -13,011 \text{ KN.m} ; V_u = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = 39,42 \text{ KN.}$$

❖ Calcul à ELS :

$$M_s = q_s \frac{L_{max}^2}{8} = 31.87 \text{KN.m} \quad ; \quad M_t^s = 0,85 \times M_s = 27.09 \text{KN.m.}$$

$$M_a^s = -0,3 \times M_s = -9.56 \text{KN.m}$$

➤ Ferrailage :

Le calcul se fait pour une section (b × h)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.61. Ferrailage de la poutre de chaînage

| position | M (kn.m) | μ_{bu} | α | Z(m) | A _{cal} (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{choi} (cm ²) |
|-----------|----------|------------|----------|-------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|
| En travée | 36.86 | 0.119 | 0.159 | 0.253 | 4.19 | 0.98 | 4HA12=4.52 |
| En appuis | -13.011 | 0.042 | 0.0536 | 0.264 | 1.42 | 0.98 | 3HA12=3.39 |

❖ Vérifications à ELU :

• Effort tranchant

$$\tau_U = \frac{39.42 \times 10^{-3}}{0,27 \times 0,3} = 0,486 \text{MPa} < \overline{\tau_U} = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5) = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Armatures transversales

ON fixe St=15 cm.

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{F_e} = 0.45 \text{Cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St \times (Tu - 0,3 f_{t28})}{0,9 F_e} < 0$$

Soit un cadre HA8 plus un étrier HA8 ⇒ A_t = 4HA8 = 2,01cm².

❖ Vérification à l'ELS

Tableau III.62. Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre de chaînage

| Zone | M _{ser} (KN.m) | Y (cm) | I(cm ⁴) | σ _{bc} (MPa) | σ _{bc} ^{adm} (MPa) |
|-----------|-------------------------|--------|---------------------|-----------------------|--------------------------------------|
| En travée | 27.09 | 9.01 | 29257.12 | 8.35 | 15 |
| En appuis | -9.56 | 8.02 | 23476.72 | 3.27 | 15 |

✓ Vérification de la flèche

- $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{30}{410} = 0,073 < 0,085 \Rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4,96}{30 \times 33} = 0,0076 < 0,0105 \Rightarrow$ la condition est vérifiée

La première condition n'est pas satisfaite, donc on doit vérifier la flèche.

Les résultats obtenus après les calculs sont résumé dans le tableau (III.65).

Tableau III.63. Résultats de flèche de la poutre de chaînage

| f _{gv} (mm) | f _{ji} (mm) | f _{qi} (mm) | f _{gi} (mm) | Δf (mm) | f _{adm} (mm) | observation |
|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|---------|-----------------------|-------------|
| 5.1 | 1.74 | 5.7 | 2.2 | 6.86 | 8.8 | vérifiée |

Δf = 6.86 mm < f_{x adm} = 8,8 mm La condition de la flèche est vérifiée.

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

➤ Schéma de ferrailage

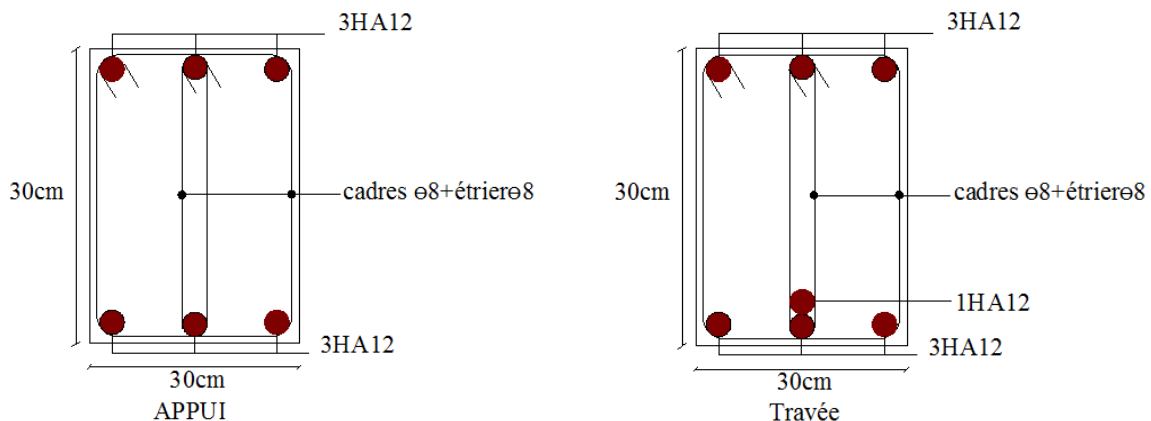


Figure III.23. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

Chapitre IV

IV.1 Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. L'étude a été faite avec le SAP2000. V.14 qui est un logiciel de calcul et d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

IV.2 Méthodes de calcul

Les règles parasismiques algériennes (*RPA99/Version2003*) donnent deux méthodes de calcul :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

IV 3. Méthode choisit

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée dans tous les cas, tous en justifiant auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieur à 23 mètres, donc la Méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).c'est pourquoi on adopte la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.4. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) :

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{Article 4.2.3 (RPA99/Version 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D'après le tableau 4.1 de RPA99/Version 2003 et suivant notre structure on aura :

- Groupe d'usage : 2(moyen importance)
- zone sismique : IIa $\Rightarrow A=0.15$.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec : η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \text{ Avec } \xi : \text{ Pourcentage d'amortissement critique donner par le Tableau 4.2}$$

de RPA99/Version2003 $\Rightarrow \xi = ((10 + 7)/2) = 8.5\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.816$

T1 et T2: période caractéristique relative au sol, est donnée par le tableau 4.7 (RPA99/version 2003)

On a site meuble (S3) donc $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.5s \end{cases}$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure T**

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99/Version2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 38,46m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 addenda 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé donc $C_T = 0,05$.

$$T = 0.05 \times (38,46)^{\frac{3}{4}} = 0.772s.....(I)$$

$$\text{et } T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

$L_{x,y}$: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x=22.5\text{m}$; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$L_y= 22.2\text{m}$; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

- Calcul de la période suivant l'axe longitudinal (x) :

$$T_x = \frac{0.09 \times 38,46}{\sqrt{22,5}} = 0,729s \dots \dots \dots (II)$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable : $T_x=0,729s$

- Calcul de la période suivant l'axe transversal (y) :

$$T_y = \frac{0.09 \times 38,46}{\sqrt{22,2}} = 0,734s \dots \dots \dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable : $T_y=0,734s$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sx} \leq 3s \quad \text{d'ou} \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sx}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.729}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{donc : } D_x = 1.586$$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sy} \leq 3s \quad \text{d'ou} \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sy}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.734}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{donc : } D_y = 1.579$$

D'après RPA99/Version2003 art (4.2.4.4) la période fondamentale statique T doit être

majorée de 30% soit : $\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.729 = 0.9477s \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.734 = 0.9542s \end{cases}$

Q : facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q \text{ Avec : } P_q \text{ est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité } q \text{ " est satisfait}$$

ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 de RPA99/Version 2003

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q .

| Critère Q | Valeurs de P_q Selon x-x | | Valeurs de P_q Selon y-y | |
|---|-------------------------------|----------|-------------------------------|----------|
| | Observation | Pénalité | Observation | Pénalité |
| 1) Condition minimale des files porteuses | Non | 0.05 | Oui | 0 |
| 2) Redondance en plan | Oui | 0 | 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 la qualité des matériaux | Oui | 0 | Oui | 0 |
| 6) Contrôle de la qualité de la construction | Oui | 0 | Oui | 0 |

Ce qui donne : $Q_x = 1.15$
 $Q_y = 1.15$

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement. il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/ Version 2003). (Dans ce projet on a un contreventement mixte $\Rightarrow R=5$)

W : poids total de la structure.

Calcul du poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d’exploitation

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.3 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Tableau 4.5 du RPA99/ Version 2003}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d’exploitation.

A partir des résultats du logiciel **SAP2000V14** on a trouvé : $W_{tot} = 51825.979 \text{KN}$.

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{sens X : } V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 2835.76 \text{KN}$$

$$\text{sens Y : } V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = 2823.25 \text{KN}$$

IV.5 Méthode dynamique modale spectrale

IV.5.1 Principe

Le principe de cette méthode est d’estimer les efforts sismiques engendrer pour chaque une des modes ainsi établir un spectre de réponse en se servant des expressions suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/ Version 2003(4.3.3)}$$

Avec : η : Facteur de correction d'amortissement.

IV.5. 2. Disposition des voiles

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel sap2000 v14, nous avons obtenus les résultats suivant :

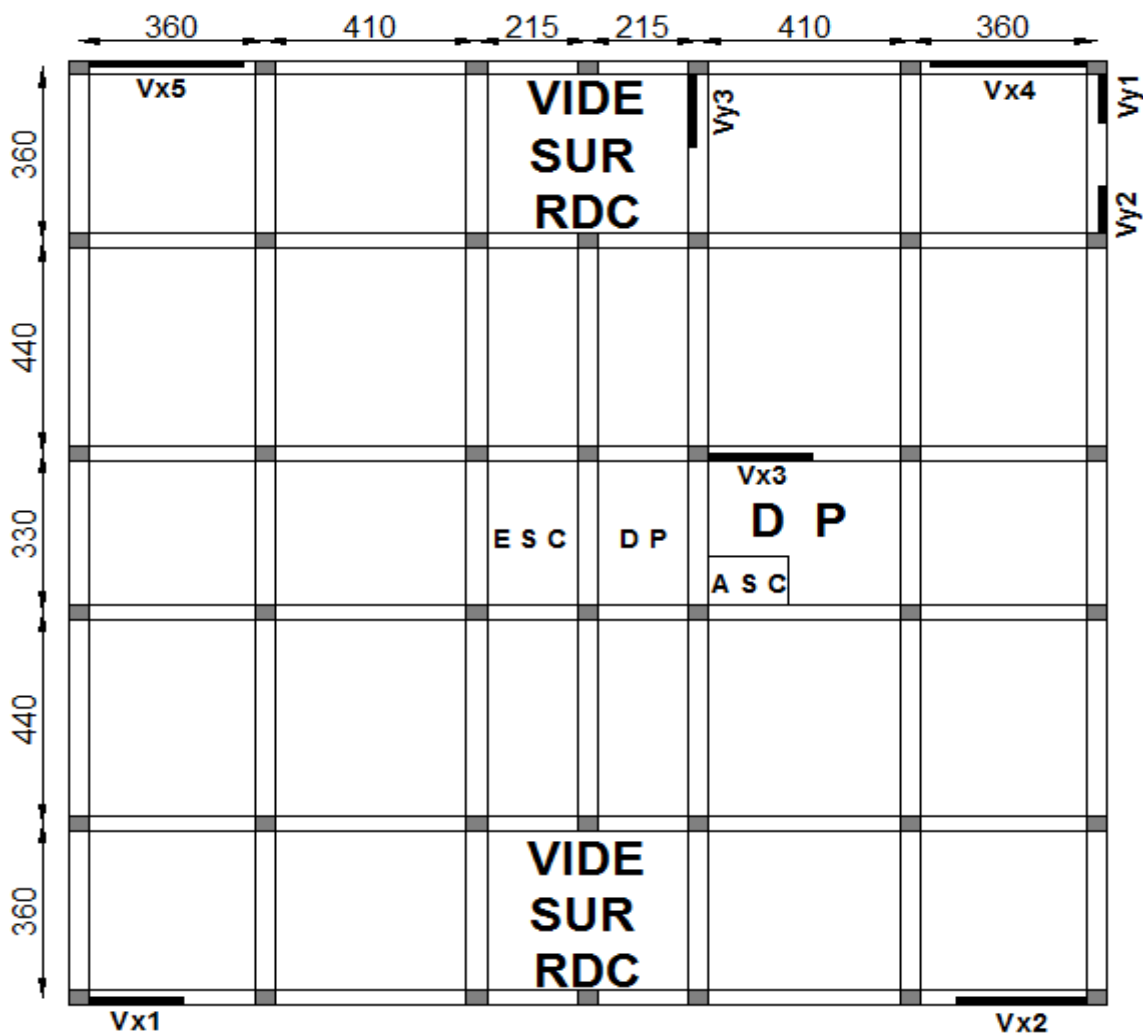


Figure IV.1 Schéma de dispositions des voiles.

IV.5.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000 V14

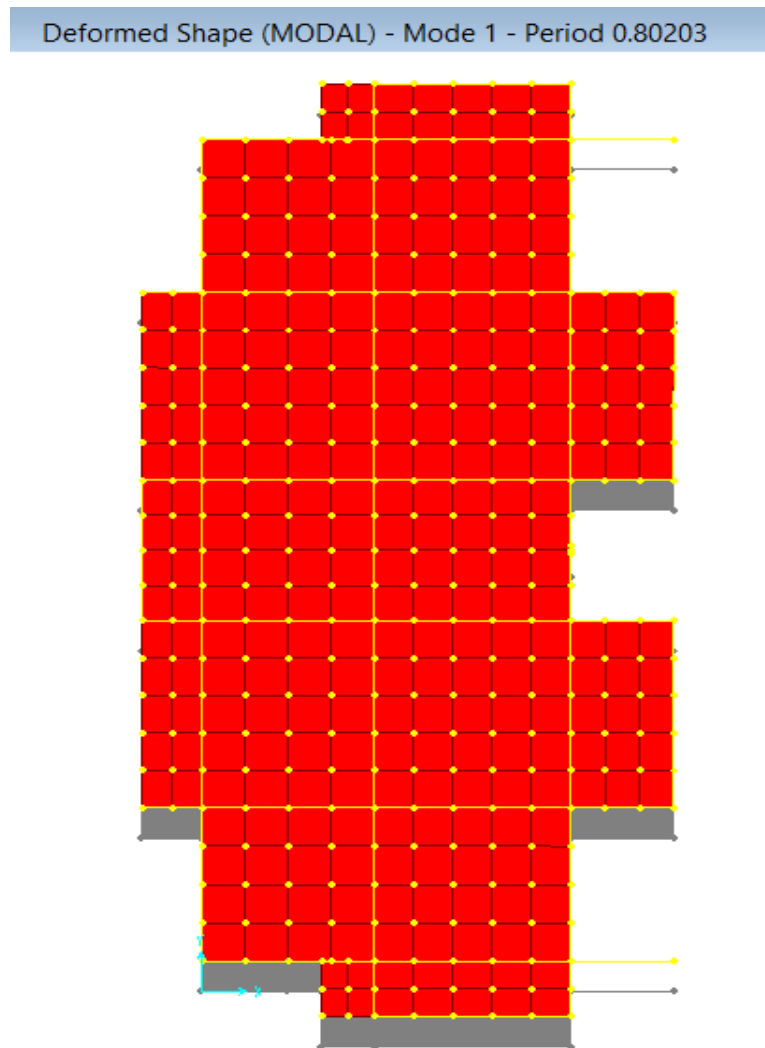


Figure IV.2 1^{er} mode de déformation (translation suivant y-y)

Deformed Shape (MODAL) - Mode 2 - Period 0.70110

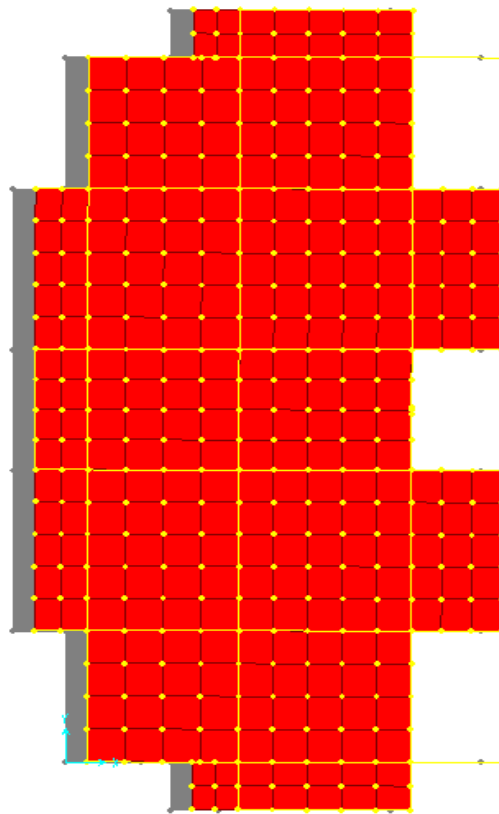


Figure IV.3 2^{ème} mode de déformation (translation suivant x-x)

Deformed Shape (MODAL) - Mode 3 - Period 0.62457

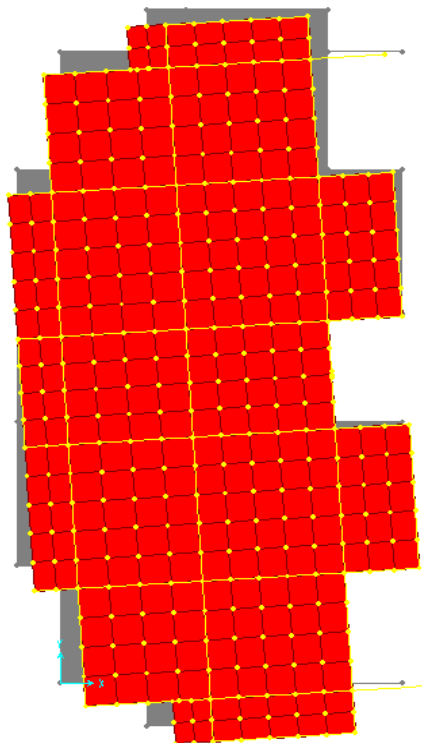


Figure IV.4 3^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z).

a) Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 Période de vibration et taux de participation massique.

| Mode | Période [sec] | Mode individuel (unîtes) | | | Somme Cumulée | | |
|------|---------------|--------------------------|-------------|-------------|---------------|---------|-------------|
| | | UX | UY | UZ | UX | UY | UZ |
| 1 | 0.802028 | 0.00013 | 0.67878 | 0.000002679 | 0.00013 | 0.67878 | 0.000002679 |
| 2 | 0.701103 | 0.63192 | 0.0000702 | 5.366E-09 | 0.63205 | 0.67885 | 0.000002684 |
| 3 | 0.624571 | 0.00619 | 0.00273 | 0.000003313 | 0.63824 | 0.68158 | 0.000005997 |
| 4 | 0.293917 | 0.00071 | 0.10363 | 0.00003691 | 0.63895 | 0.78521 | 0.00004291 |
| 5 | 0.258731 | 0.08433 | 0.00053 | 0.00000279 | 0.72328 | 0.78574 | 0.0000457 |
| 6 | 0.211233 | 0.02417 | 0.00084 | 0.00001539 | 0.74745 | 0.78658 | 0.00006109 |
| 7 | 0.182681 | 0.00923 | 0.03501 | 0.0000487 | 0.75668 | 0.82159 | 0.00011 |
| 8 | 0.156057 | 0.04121 | 0.00914 | 0.00006447 | 0.79788 | 0.83073 | 0.00017 |
| 9 | 0.123372 | 0.00405 | 0.02233 | 0.00016 | 0.80194 | 0.85306 | 0.00033 |
| 10 | 0.117162 | 0.01054 | 0.00121 | 0.00001671 | 0.81248 | 0.85427 | 0.00035 |
| 11 | 0.103708 | 0.02602 | 0.0039 | 0.00003561 | 0.8385 | 0.85817 | 0.00038 |
| 12 | 0.090413 | 0.00187 | 0.01423 | 0.00146 | 0.84037 | 0.8724 | 0.00185 |
| 13 | 0.089175 | 0.00019 | 0.000002233 | 0.30236 | 0.84056 | 0.8724 | 0.30421 |
| 14 | 0.086419 | 3.312E-08 | 0.00029 | 0.00858 | 0.84056 | 0.8727 | 0.31279 |
| 15 | 0.086322 | 0.00006014 | 4.582E-07 | 0.00000361 | 0.84062 | 0.8727 | 0.31279 |

• **Interprétation des résultats :**

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $\begin{cases} T_x = 0,70s \\ T_y = 0,80s \end{cases}$
- ✓ Les 1^{er} et 2^{eme} modes sont des modes de translation selon y-y et x-x respectivement
- ✓ Le 3^{eme} mode est un mode de rotation selon z-z.
- ✓ A cause de l'influence importante des modes de torsion le nombre minimal de mode à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.2 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et Tk la période du mode K.

$$k \geq 3\sqrt{24} = 14.69 = 15 \text{ mode}$$

$$T_K = 0.086322 \text{ sec} \leq 0.2 \text{vérifie.}$$

On doit retenir les 15 premiers modes selon l'article (4.3.4). RPA99/2003.

IV.5.4 vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003

IV.5.4.1 Vérification de l'interaction voiles portiques

IV.5.4.1.1 Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

Tableau IV.3 Vérification de l'interaction sous charges verticales.

| Etages | Portique (KN) | Voiles(KN) | Portique (%) | Voiles(%) |
|-------------------------------|---------------|------------|--------------|-------------|
| RDC | 46554.06 | 6331.295 | 88.028264 | 11.9717363 |
| 1^{er} étage | 41333.08 | 5776.185 | 87.73875 | 12.26125026 |
| 2^{ème} étage | 36400.34 | 5383.274 | 87.116305 | 12.88369523 |
| 3^{ème} étage | 31734.79 | 4816.207 | 86.823324 | 13.17667606 |
| 4^{ème} étage | 26988.42 | 4323.469 | 86.192246 | 13.80775438 |
| 5^{ème} étage | 19602.88 | 3692.045 | 84.150863 | 15.84913677 |
| 6^{ème} étage | 17883.13 | 3117.2 | 85.156423 | 14.84357697 |
| 7^{ème} étage | 13508.01 | 2406.331 | 84.879482 | 15.12051833 |
| 8^{ème} étage | 9376.896 | 1814.146 | 83.789302 | 16.21069781 |
| 9^{ème} étage | 6031.144 | 1222.24 | 83.149382 | 16.85061759 |
| 10^{ème} étage | 3053.06 | 887.418 | 77.479433 | 22.5205673 |
| 11^{ème} étage | 1612.47 | 486.893 | 76.807584 | 23.19241599 |

- Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux sauf les deux derniers niveaux ou l'écart est de 3.2% ce qui peut être négligé.

IV.5.4.1.2 Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

| Etages | Sens x-x | | | | Sens y-y | | | |
|-------------------------|---------------|-------------|------------|----------|---------------|-------------|-------------|----------|
| | Portique (KN) | Voiles (KN) | P(%) | V(%) | Portique (KN) | Voiles (KN) | P(%) | V(%) |
| RDC | 585.204 | 1554.25 | 27.3529601 | 72.64704 | 967.765 | 791.357 | 55.01409226 | 44.98591 |
| 1 ^{er} étage | 1007.672 | 1308.069 | 43.5140199 | 56.48598 | 1721.106 | 391.763 | 81.45824469 | 18.54176 |
| 2 ^{ème} étage | 1059.926 | 1188.302 | 47.1449515 | 52.85505 | 1608.326 | 394.316 | 80.31021021 | 19.68979 |
| 3 ^{ème} étage | 1140.087 | 990.723 | 53.5048643 | 46.49514 | 1575.768 | 330.828 | 82.64823801 | 17.35176 |
| 4 ^{ème} étage | 1044.227 | 923.602 | 53.0649259 | 46.93507 | 1465.53 | 306.76 | 82.69132027 | 17.30868 |
| 5 ^{ème} étage | 855.068 | 729.805 | 53.9518308 | 46.04817 | 1175.524 | 245.254 | 82.73804915 | 17.26195 |
| 6 ^{ème} étage | 954.596 | 595.221 | 61.5941108 | 38.40589 | 1166.272 | 229.168 | 83.57736628 | 16.42263 |
| 7 ^{ème} étage | 914.2 | 361.417 | 71.6672794 | 28.33272 | 1011.508 | 160.55 | 86.30187243 | 13.69813 |
| 8 ^{ème} étage | 672.452 | 308.379 | 68.5594154 | 31.44058 | 738.277 | 172.868 | 81.02738862 | 18.97261 |
| 9 ^{ème} étage | 562.053 | 159.355 | 77.9105582 | 22.08944 | 513.406 | 126.337 | 80.25191366 | 19.74809 |
| 10 ^{ème} étage | 246.151 | 162.789 | 60.1924488 | 39.80755 | 198.169 | 150.207 | 56.88365444 | 43.11635 |
| 11 ^{ème} étage | 240.279 | 62.905 | 79.2518734 | 20.74813 | 190.621 | 72.543 | 72.43429952 | 27.5657 |

• Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge horizontale est vérifiée selon le sens x-x, par contre Le pourcentage important repris par les portiques selon le sens y-y est dû au décalage de niveau et du chevauchement en élévation de la structure.

IV.5.4.2 Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue V_{dy}/V_{st} ne doit pas être inférieure à 80%, ces rapports est résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 Vérification de l'effort tranchant à la base.

| Sens | V _{dyn} (KN) | V _{st} (KN) | V _{dyn} /V _{st} >0,8 | Observation |
|------|-----------------------|----------------------|--|-------------|
| X-X | 2555.194 | 2835.76 | 0.9 | vérifiée |
| Y-Y | 2507.432 | 2823.25 | 0.89 | vérifiée |

- **Analyse des résultats:** La condition des efforts tranchants est vérifiée.

VI.5.4.3 Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots\dots\dots \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i .

R : Coefficient de comportement (R=5).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA99/2003 (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage,

C.à.d. : $\Delta_k < 1\% \times h_e$; Avec : h_e la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 Vérification des déplacements.

| Niveaux | h _k (m) | Sens x-x | | | | | Sens y-y | | | | |
|------------------------|-----------------------|----------------------|-------------------|-----------------------|-------------------|-----------------------|----------------------|-------------------|-----------------------|-------------------|-----------------------|
| | | δ_{ek} (m) | δ_k (m) | δ_{k-1} (m) | Δ_k (m) | Δ_k/h_k (%) | δ_{ek} (m) | δ_k (m) | δ_{k-1} (m) | Δ_k (m) | Δ_k/h_k (%) |
| RDC | 2.88 | 0.0006 | 0.003 | 0 | 0.003 | 0.0015 | 0.001 | 0.005 | 0 | 0.0052 | 0.0018 |
| 1 ^{er} étage | 2.88 | 0.0018 | 0.009 | 0.003 | 0.005 | 0.002 | 0.002 | 0.013 | 0.005 | 0.0078 | 0.0027 |
| 2 ^{ème} étage | 2.88 | 0.0032 | 0.016 | 0.009 | 0.006 | 0.0024 | 0.004 | 0.022 | 0.013 | 0.009 | 0.0031 |
| 3 ^{ème} étage | 2.88 | 0.0047 | 0.023 | 0.016 | 0.007 | 0.0025 | 0.006 | 0.032 | 0.22 | 0.001 | 0.0035 |
| 4 ^{ème} étage | 2.88 | 0.0062 | 0.031 | 0.023 | 0.007 | 0.0026 | 0.008 | 0.04 | 0.032 | 0.008 | 0.0027 |
| 5 ^{ème} étage | 2.88 | 0.0076 | 0.038 | 0.031 | 0.007 | 0.0024 | 0.009 | 0.048 | 0.04 | 0.008 | 0.0027 |
| 6 ^{ème} étage | 2.88 | 0.009 | 0.045 | 0.038 | 0.007 | 0.0024 | 0.011 | 0.056 | 0.048 | 0.008 | 0.0027 |
| 7 ^{ème} étage | 2.88 | 0.0102 | 0.051 | 0.045 | 0.006 | 0.002 | 0.012 | 0.0626 | 0.056 | 0.0066 | 0.0023 |
| 8 ^{ème} étage | 2.88 | 0.0113 | 0.057 | 0.051 | 0.006 | 0.002 | 0.013 | 0.068 | 0.062 | 0.0061 | 0.0021 |
| 9 ^{ème} étage | 2.88 | 0.0126 | 0.063 | 0.057 | 0.006 | 0.002 | 0.014 | 0.074 | 0.068 | 0.0062 | 0.0022 |

| | | | | | | | | | | | |
|-------------------------|------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|--------|--------|
| 10 ^{ème} étage | 2.88 | 0.0138 | 0.069 | 0.063 | 0.006 | 0.002 | 0.016 | 0.0806 | 0.074 | 0.0057 | 0.002 |
| 11 ^{ème} étage | 2.88 | 0.0149 | 0.075 | 0.069 | 0.006 | 0.002 | 0.017 | 0.0861 | 0.080 | 0.0055 | 0.0019 |

- **Analyse des résultats :** D’après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage.

VI.5.4.4 Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ

L’effet P-Δ(effet de second ordre) est l’effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitations associées au-dessus du niveau « k » avec $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

v_k : Effort tranchant d’étage de niveau « k ».

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

h_k : Hauteur de l’étage « k ».

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.7 Vérification à L’effet P-Δ.

| Niveaux | h_k | P_k (KN) | Sens x-x | | | Sens y-y | | |
|-------------------------|-------|------------|----------------|------------|------------|----------------|------------|------------|
| | (m) | | Δ_k (m) | V_k (KN) | θ_k | Δ_k (m) | V_k (KN) | θ_k |
| RDC | 2.88 | 47939.499 | 0.003 | 2439.454 | 0.02 | 0.0052 | 2259.122 | 0.038 |
| 1 ^{er} étage | 2.88 | 42717.751 | 0.005 | 2315.741 | 0.032 | 0.0078 | 2112.869 | 0.054 |
| 2 ^{ème} étage | 2.88 | 37893.668 | 0.006 | 2248.228 | 0.035 | 0.009 | 2002.642 | 0.059 |
| 3 ^{ème} étage | 2.88 | 33161.6 | 0.007 | 2130.81 | 0.037 | 0.001 | 1906.596 | 0.006 |
| 4 ^{ème} étage | 2.88 | 28424.2 | 0.007 | 1967.829 | 0.035 | 0.008 | 1772.29 | 0.044 |
| 5 ^{ème} étage | 2.88 | 21164.096 | 0.007 | 1584.873 | 0.032 | 0.008 | 1420.778 | 0.041 |
| 6 ^{ème} étage | 2.88 | 19114.784 | 0.007 | 1549.817 | 0.03 | 0.008 | 1395.44 | 0.038 |
| 7 ^{ème} étage | 2.88 | 14529.984 | 0.006 | 1275.617 | 0.024 | 0.0066 | 1172.058 | 0.028 |
| 8 ^{ème} étage | 2.88 | 10247.534 | 0.006 | 980.831 | 0.021 | 0.0061 | 911.145 | 0.025 |
| 9 ^{ème} étage | 2.88 | 6688.901 | 0.006 | 721.408 | 0.019 | 0.0062 | 639.743 | 0.022 |
| 10 ^{ème} étage | 2.88 | 3649.967 | 0.006 | 408.94 | 0.018 | 0.0057 | 348.376 | 0.02 |
| 11 ^{ème} étage | 2.88 | 1980.694 | 0.006 | 303.184 | 0.013 | 0.0055 | 263.164 | 0.014 |

- **Analyse des résultats:** On remarque que les valeurs de θ_k inférieur à 0.1 donc l'effet (P-Δ) n'a pas d'influence sur la structure est peut-être négliger.

VI.5.4.5 Vérification de l'effort normal réduit

Pour éviter le risque de rupture de la section du béton, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : $v = \frac{N_d}{B \times f_{c,j}} \leq 0,3$RPA99/version 2003(Art : 7.4.3.1). L'effort sera vérifié à ELA.

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.

$f_{c,j}$: est la résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.8 Vérification de l'effort normal réduit.

| Niveaux | B_r (cm ²) | N_d (KN) | v | Observation |
|-------------------------------|--------------------------|------------|-------|-----------------|
| RDC | 55×60 | 2195.284 | 0.27 | Vérifiée |
| 1^{er} étage | 55×60 | 2195.284 | 0.27 | Vérifiée |
| 2^{ème} étage | 55×55 | 1610.073 | 0.21 | Vérifiée |
| 3^{ème} étage | 55×55 | 1610.073 | 0.21 | Vérifiée |
| 4^{ème} étage | 50×55 | 1184.407 | 0.17 | Vérifiée |
| 5^{ème} étage | 50×55 | 1184.407 | 0.17 | Vérifiée |
| 6^{ème} étage | 50×50 | 860.611 | 0.14 | Vérifiée |
| 7^{ème} étage | 50×50 | 860.611 | 0.14 | Vérifiée |
| 8^{ème} étage | 45×50 | 552.341 | 0.098 | Vérifiée |
| 9^{ème} étage | 45×50 | 552.341 | 0.098 | Vérifiée |
| 10^{ème} étage | 45×45 | 296.329 | 0.058 | Vérifiée |
| 11^{ème} étage | 45×45 | 296.329 | 0.058 | Vérifiée |

- **Analyse des résultats:** On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

VI.6. Conclusion

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel sap2000,V14 nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

A la fin on a opté pour les démentions suivantes :

Poutre principale (30×40) cm²; Poutre secondaire (30×35)cm²

Poteaux de R.D.C et 1^{er} étage (55×60) cm²

Poteaux de 2^{eme} et 3^{eme} étage (55×55) cm²

Poteaux de 4^{eme} et 5^{eme} étage (50×55) cm²

Poteaux de 6^{eme} et 7^{eme} étage (50×50) cm²

Poteaux de 8^{eme} et 9^{eme} étage (45×50) cm²

Poteaux de 10^{eme} et 11^{eme} étage (45×45) cm²

Pour les voiles ; e = 15cm pour tous les étages.

Chapitre V

V.1 Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments principaux porteurs. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés et ferrillés, de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes les sollicitations.

V.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

Les combinaisons utilisées pour déterminées ces sollicitations sont :

$$\begin{array}{ll} * 1.35G + 1.5Q & ; \quad * G + Q \\ * G + Q \pm E & ; \quad * 0.8G \pm E \end{array}$$

V.2.1 Recommandations du RPA99.V2003

1. Les armatures longitudinales

- 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 II.
- 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).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h'$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

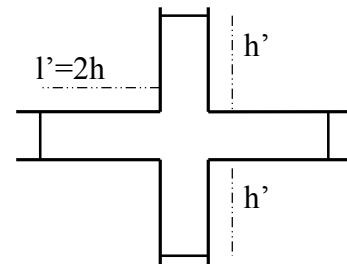


Figure V.1. Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

| Niveau | Section du poteau (cm ²) | A _{min} RPA (cm ²) | A _{max} RPA (cm ²) | |
|------------------------------------|--------------------------------------|---|---|----------------------|
| | | | Zone courante | Zone de recouvrement |
| RDC, 1^{er} étages | 55×60 | 26.4 | 13.2 | 19.8 |
| 2, 3^{ème} étages | 55×55 | 24.2 | 12.1 | 18.15 |
| 4, 5^{ème} étages | 50×55 | 22 | 11 | 16.5 |
| 6, 7^{ème} étages | 50×50 | 20 | 10 | 15 |
| 8, 9^{ème} étages | 45×50 | 18 | 9 | 13.5 |
| 10, 11^{ème} étages | 45×45 | 16.2 | 8.1 | 12.15 |
| Surélévation | 40×45 | 14.4 | 7.2 | 10.8 |

2. Les armatures transversales

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

Avec 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 correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal 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 pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\Phi_{L^{\min}}, 15\text{cm})$.
- Dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_{L^{\min}}$.

Où : $\Phi_{L^{\min}}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales : A_t^{\min} en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

RPA99.V2003

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g : \text{est l'elencement géométrique du poteau } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ min

V.2.2 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000V14, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau .V.2. Les sollicitations dans les poteaux.

| Section | $N_{max} \longrightarrow M_{cor}$ | | $N_{min} \longrightarrow M_{cor}$ | | $M_{max} \longrightarrow N_{cor}$ | | V_u (KN) |
|--------------|-----------------------------------|---------|-----------------------------------|---------|-----------------------------------|----------|------------|
| | N (KN) | M(KN.m) | N (KN) | M(KN.m) | M(KN.m) | N (KN) | |
| 60×55 | 2307.721 | -1.8858 | -6.827 | 99.479 | -137.237 | 1458.214 | 94.752 |
| 55×55 | 1779.079 | -25.703 | 0.444 | 87.621 | -100.8272 | 905.677 | 78.238 |
| 55×50 | 1385.528 | -25.751 | 3.134 | 19.22 | 93.99 | -401.291 | 71.777 |

| | | | | | | | |
|--------------|----------|----------|--------|---------|-----------|---------|--------|
| 50×50 | 1010.475 | -27.6524 | -6.652 | -7.1493 | -124.3613 | 124.322 | 75.278 |
| 50×45 | 651.473 | -27.3776 | 4.943 | 23.6493 | 86.4105 | 75.53 | 66.425 |
| 45×45 | 323.715 | -11.6714 | -0.25 | 3.5823 | -64.6103 | 122.304 | 42.266 |
| 45×40 | 122.041 | -18.5339 | 1.478 | 8.6131 | 43.2885 | -65.898 | 27.733 |

V.2.3 Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

➤ **Exemple de calcul**

Soit le poteau de RDC (55×60)cm²:

$$b = 55\text{cm} \quad ; \quad h = 60\text{cm}$$

$$d = 57\text{cm} \quad ; \quad d' = 3\text{cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison durable.}$$

$$\text{acier Fe E400} \quad f_{bu} = 18,47 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison accidentale.}$$

a) Calcul sous : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}} \Rightarrow \text{ELU}$

$$N_{\max} = 2307.721 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corres}} = 1.8858 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.8858}{2307.721} \times 100 = 0.08 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

⇒ Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u(d - h/2) = 624.97 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 621.2 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1061.38 \text{ KN.m}$$

$$621.2 \text{ KN.m} < 1061.38 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{624.97 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.57^2 \times 14.2} = 0,246 \Rightarrow \mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \xi_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,246}) = 0,36$$

$$\xi_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-0,36}{0,36} \right) \Rightarrow \xi_{st} = 6.22 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \mu_{bu} = 0,246 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

• **Calcul de A** : $A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0,487\text{m} \Rightarrow A_1 = \frac{624.97 \times 10^{-3}}{0,487 \times 348} \times 10^4 = 36.87\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 36.87 - \frac{2307.721 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -29.44\text{cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

- Ne nécessite pas d'armature, le béton seul suffit.

b) Calcul sous : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corres}}$

$$M_{\max} = 137.237 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{corres}} = 1458.214 \text{ KN} \Rightarrow G + Q + EY$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{137.237}{1458.214} \times 100 = 9.41 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \Rightarrow c \text{ à l'intérieur de la section}$$

Il doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u(d - h/2) = 530.96 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 256.47 \text{ KN.m} ; (0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 4046.53 \text{ KN.m}$$

$$256.47 \text{ KN.m} < 4046.53 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0,16 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \alpha = 0,219$$

Calcul de A :

$$z = 0,52\text{m} \Rightarrow A_1 = 29.34\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 29.34 - \frac{1458.214 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -12.56\text{cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

- Ne nécessite pas d'armature, le béton seul suffit.

c) Calcul sous : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres}}$

$$N_{\min} = 6.827 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corres}} = 99.479 \text{ KN.m} \Rightarrow G + Q + Ey$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{99.479}{6.827} \times 100 = 1457.14 \text{ cm} > \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \Rightarrow c \text{ à l'extérieur de la section}$$

Il doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u(d - h/2) = 101.32 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = -97.63 \text{ KN.m} ; (0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 4046.53 \text{ KN.m}$$

$$-97.63 \text{ KN.m} < 4046.53 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0,03 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \alpha = 0,038$$

$$\text{On a : } \mu_{bu} = 0,038 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Calcul de A : } z = 0,56\text{m} \Rightarrow A_1 = 5.2\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 5.2 - \frac{6.827 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = 5\text{cm}^2$$

V.2.3.1 Armatures longitudinale

Tableau V.3. Armatures longitudinale dans les poteaux

| Niveau | Section (cm ²) | A'cal (cm ²) | Acal (cm ²) | Amin RPA (cm ²) | Aadopte (cm ²) |
|-------------------------|----------------------------|--------------------------|-------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| <i>RDC+1 étages</i> | 60×55 | 0 | 5 | 26,4 | 4HA16+12HA14=26,51 |
| <i>2, 3ème étages</i> | 55×55 | 0 | 4.92 | 24,2 | 16HA14=24,63 |
| <i>4, 5ème étages</i> | 55×50 | 0 | 1 | 22 | 12HA14+4HA12=22,99 |
| <i>6, 7ème étages</i> | 50×50 | 0 | 6.08 | 20 | 8HA14+8HA12=21,37 |
| <i>8, 9ème étages</i> | 50×45 | 0 | 4.32 | 18 | 16HA12=18,1 |
| <i>10, 11ème étages</i> | 45×45 | 0 | 2.8 | 16,2 | 16HA12=18,1 |
| <i>Surélévation</i> | 40×45 | 0 | 2.04 | 14.4 | 16HA12=18,1 |

V.2.3.2 Armatures transversales

Les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4. Armatures transversales adoptées pour les poteaux

| Niveau | <i>RDC 1 étage</i> | <i>2, 3 étages</i> | <i>4, 5ème étages</i> | <i>6, 7ème étages</i> | <i>8, 9ème étages</i> | <i>10, 11ème étages</i> | <i>surélévation</i> |
|---------------------------------|------------------------|------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------------|---------------------|
| <i>Section (cm²)</i> | 55×60 | 55×55 | 55×50 | 50×50 | 45×50 | 45×45 | 45×40 |
| <i>Ø_{l max} (cm)</i> | 1,6 | 1,4 | 1,4 | 1,4 | 1,2 | 1,2 | 1.2 |
| <i>Ø_{l min} (cm)</i> | 1,4 | 1,4 | 1,2 | 1,2 | 1,2 | 1.2 | 1.2 |
| <i>L_f(cm)</i> | 1.736 | 1.736 | 1.736 | 1.736 | 1.736 | 1.736 | 1.736 |

| | | | | | | | |
|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| λg | 3.16 | 3.16 | 3.472 | 3.472 | 3.85 | 3.85 | 4.34 |
| ρ_a | 3,75 | 3,75 | 3,75 | 3,75 | 3,75 | 3,75 | 3,75 |
| $Vu(kn)$ | 94.752 | 78.238 | 71.777 | 75.278 | 66.425 | 42.266 | 27.733 |
| $L_r(cm)$ | 65 | 60 | 60 | 60 | 50 | 50 | 50 |
| $S_{i zone nodale} (cm)$ | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| $S_{i zone courante} (cm)$ | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| $A^t_{cal}(cm^2)$ | 2.22 | 2 | 1.83 | 2.1 | 1.87 | 1.32 | 0.86 |
| $A^t_{min}(cm^2)z.nodale$ | 2.75 | 2.75 | 2.5 | 2.5 | 2.25 | 2.25 | 2 |
| $A^t_{min}(cm^2)z.courante$ | 4.125 | 4.125 | 3.75 | 3.75 | 3.38 | 3.38 | 3 |
| $A^t_{adopte}(cm^2)$ | 5.15 | 5.15 | 4.02 | 4.02 | 4.02 | 4.02 | 4.02 |
| Nombre des cadres | 4HA10 + 4HA8 | 4HA10 + 4HA8 | 8HA8 | 8HA8 | 8HA8 | 8HA8 | 8HA8 |

V.2.4 Vérifications

a) Vérification au flambement

Selon le CBA93 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le poteau le plus élancé.

D'après le BAEL91/99 on doit vérifier que :

$$B_{real} = \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

Or nous avons $B_r = (a - 2) \times (b - 2)$.

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2 . Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux.

| Niveau | Nu (KN) | i (m) | λ | α | (Br \geq Br _{calc}) | | obs |
|------------------------|----------|--------|-----------|----------|---------------------------------|--------------------------------|-----------------|
| | | | | | B _r | B _r ^{calc} | |
| RDC+1 étages | 2307.721 | 0.1732 | 10,023 | 0.836 | 0.3075 | 0.125 | <i>vérifiée</i> |
| 2,3ème étages | 1779.079 | 0.1588 | 10.932 | 0.834 | 0.2809 | 0.097 | <i>vérifiée</i> |
| 4,5ème étage | 1385.528 | 0.1588 | 10.932 | 0.834 | 0.2544 | 0.0755 | <i>vérifiée</i> |
| 6,7ème étage | 1010.457 | 0.1443 | 12.03 | 0.83 | 0.2304 | 0.0553 | <i>vérifiée</i> |
| 8,9ème étages | 651.473 | 0.1443 | 12.03 | 0.83 | 0.2064 | 0.0357 | <i>vérifiée</i> |
| 10,11ème étages | 323.715 | 0.1299 | 13.364 | 0.826 | 0.1849 | 0.0178 | <i>vérifiée</i> |
| Surélévation | 122.041 | 0.1299 | 13.364 | 0.826 | 0.1634 | 0.0067 | <i>vérifiée</i> |

On voit bien que $Br \geq Br_{calc}$ pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y a pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$\sigma_{bc1, 2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$; $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$ tel que :

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \text{ béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \text{ béton fibre inférieure}$$

$$S = b \times h + 15(A + A')$$
 (section homogène)

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} ; V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{2}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2$$

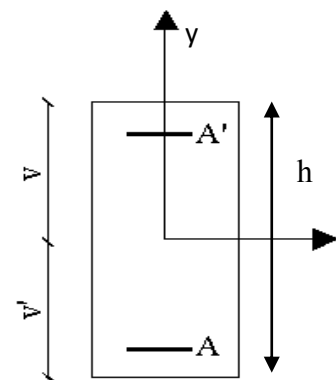


Figure V.2. Section d'un poteau.

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.

| Niveau | RDC, 1 ^{er} étages | 2,3 ^{ème} étages | 4,5 ^{ème} étages | 6, 7 ^{ème} étages | 8, 9 ^{ème} étages | 10, 11 ^{ème} étages | surélévation |
|------------------------------------|--------------------------------|------------------------------|------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|-----------------|
| Section (cm ²) | 60×55 | 55×55 | 55×50 | 50×50 | 50×45 | 45×45 | 40×45 |
| d (cm) | 57 | 52 | 52 | 47 | 47 | 42 | 42 |
| A (cm ²) | 26,51 | 24,63 | 22,99 | 21,37 | 18,1 | 18,1 | 18.1 |
| V (cm) | 35.243 | 32.31 | 32.413 | 29.49 | 29.277 | 26.623 | 27.019 |
| V' (cm) | 24.757 | 22.69 | 22.587 | 20.51 | 20.723 | 18.377 | 17.981 |
| I _{yy'} (m ⁴) | 0.0146 | 0.0112 | 0.0102 | 0.0077 | 0.0068 | 0.005 | 0.0046 |
| N _{ser} (KN) | 1.687 | 1.301 | 1.013 | 0.739 | 0.456 | 0.237 | 0.0893 |
| M _{ser} (KN.m) | 0,025 | 0,0262 | 0,0313 | 0,0484 | 0,397 | 0.0287 | 0.0181 |
| M _{serG} (MN.m) | 0.1134 | 0.0888 | 0.0811 | 0.0816 | 0.592 | 0.0385 | 0.0221 |
| σ _{bc1} (MPa) | 5.39 | 4.56 | 3.94 | 3.27 | 2.28 | 1.38 | 0.63 |
| σ _{bc2} (MPa) | 7.04 | 6.1 | 5.48 | 5.13 | 3.83 | 2.59 | 1.36 |
| σ _{bc} (MPa) | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| Observation | <i>vérifiée</i> | <i>Vérifiée</i> | <i>vérifiée</i> | <i>vérifiée</i> | <i>vérifiée</i> | <i>vérifiée</i> | <i>vérifiée</i> |

c) Vérification aux des sollicitations tangentes

Selon le RPA99/2003 (Article 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que :} \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec :} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.

| Niveau | Section (cm ²) | l _r (cm) | λ _g | ρ _d | d (cm) | V _u (KN) | τ _{bu} (MPa) | $\overline{\tau}_{bu}$ (MPa) | Observation |
|------------------------|----------------------------|---------------------|----------------|----------------|--------|---------------------|-----------------------|------------------------------|-----------------|
| <i>RDC+1 étages</i> | 3300 | 1.736 | 3.16 | 0,04 | 57 | 94.752 | 0.302 | 1 | <i>vérifiée</i> |
| <i>2,3ème étages</i> | 3025 | 1.736 | 3.16 | 0,04 | 52 | 78.238 | 0.274 | 1 | <i>vérifiée</i> |
| <i>4,5ème étages</i> | 2750 | 1.736 | 3.472 | 0,04 | 52 | 71.777 | 0.276 | 1 | <i>vérifiée</i> |
| <i>6,7ème étages</i> | 2500 | 1.736 | 3.472 | 0,04 | 47 | 75.278 | 0.32 | 1 | <i>vérifiée</i> |
| <i>8,9ème étages</i> | 2250 | 1.736 | 3.85 | 0,04 | 47 | 66.266 | 0.313 | 1 | <i>vérifiée</i> |
| <i>10,11ème étages</i> | 2025 | 1.736 | 3.85 | 0.04 | 42 | 42.266 | 0.223 | 1 | <i>vérifiée</i> |
| <i>Surélévation</i> | 1800 | 1.736 | 4.34 | 0.04 | 42 | 27.733 | 0.165 | 1 | <i>vérifiée</i> |

V.2.5 Dispositions constructives

- **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \phi_l = 10 \times 1.2 = 12 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 65 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 50 \text{ cm.}$$

- **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA99/2003).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

$$L' = 2 h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

• RDC + les étages :

$$L' = 2 \times 40 = 90\text{cm}$$

$$h' = \max(48 ; 60 ; 55 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}.$$

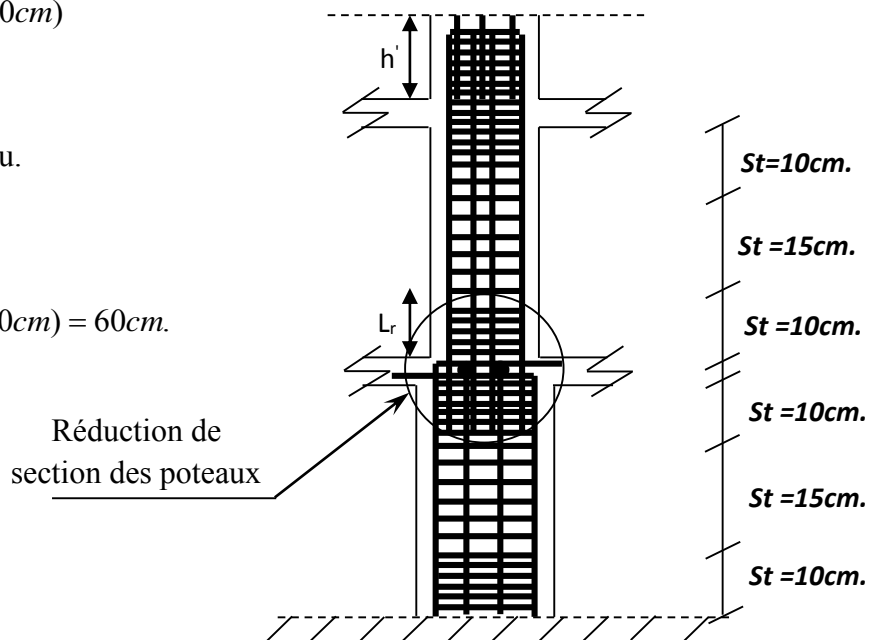
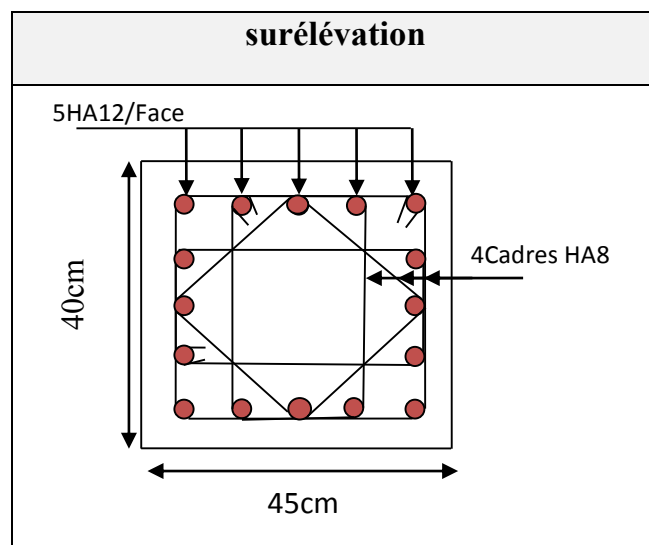
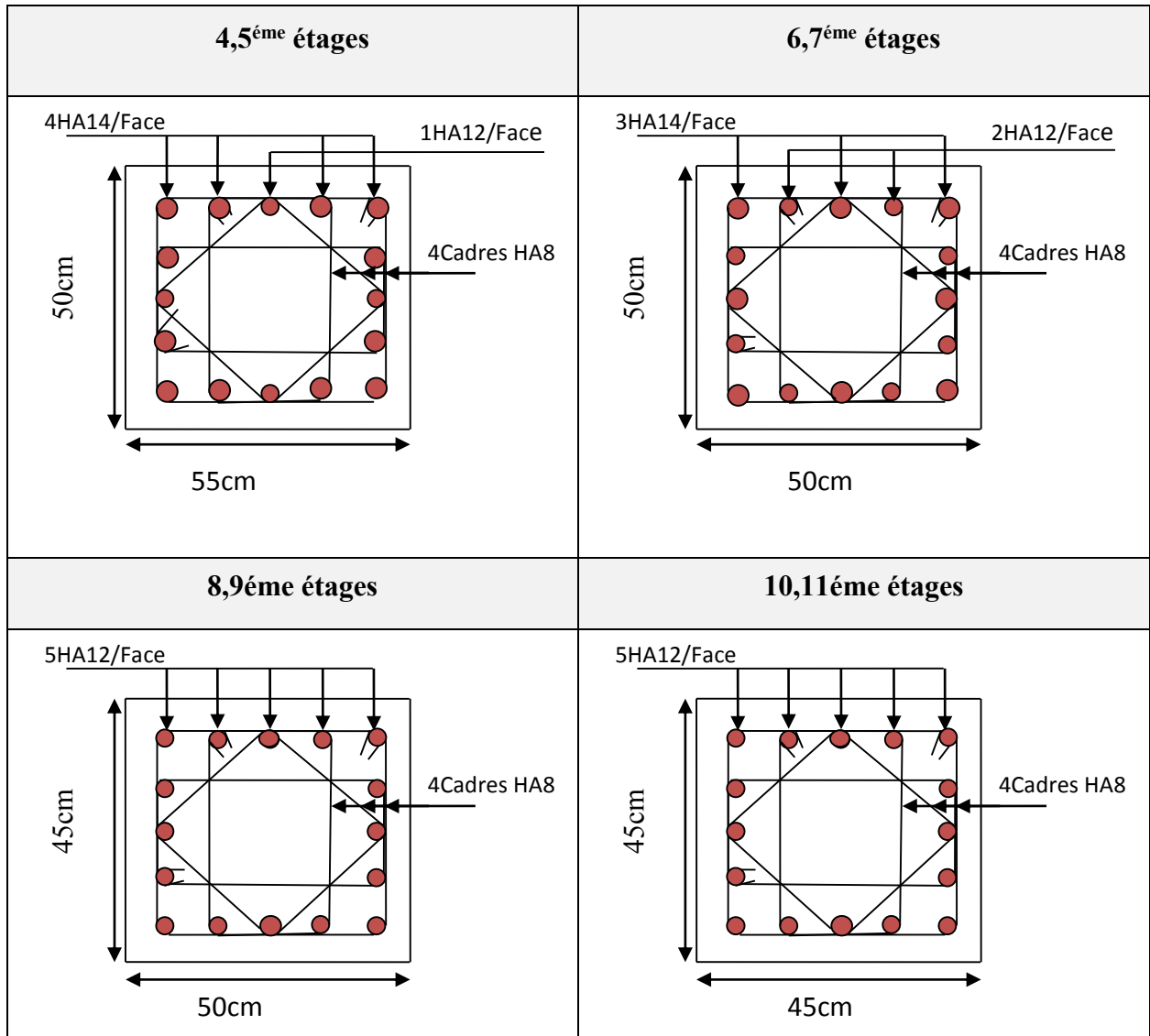


Figure V.3. Ferrailage des sections des poteaux.

V.2.6 Schéma de ferrailage des poteaux

Tableau V.8. Ferrailage des sections des poteaux

| RDC+1 ^{er} étages | 2,3 ^{ème} étages |
|--|--|
| <p>2HA16/Face 3HA14/Face</p> <p>55cm</p> <p>60cm</p> <p>2Cadres HA10</p> <p>2Cadres HA8</p> | <p>5HA14/Face</p> <p>55cm</p> <p>2Cadres HA10</p> <p>2Cadres HA8</p> |



V.3 Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales, les poutres secondaires. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **SAP2000.V14**. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

$$\begin{array}{ll} * 1.35G + 1.5Q & G + Q \\ * G + Q \pm E & 0.8G \pm E \end{array}$$

V.3.1 Recommandation du RPA99

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa) avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90°.

b) Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espace maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$: dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale. Avec : h : La hauteur de la poutre

- La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre 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 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2 Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99V2003

Tableau V.9. Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003.

| Type de poutre | Section (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{max} (cm ²) | |
|-------------------|----------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------|
| | | | zone nodale | zone de recouvrement |
| <i>Principale</i> | 30×40 | 6 | 48 | 72 |
| <i>Secondaire</i> | 30×35 | 5.24 | 42 | 63 |

V.3.3 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.10. Les sollicitations les plus défavorables.

| Niveaux | Poutre principale | | | Poutre secondaire | | |
|------------------------------|---------------------|--------------------|---------|---------------------|--------------------|---------|
| | M _{travée} | M _{appui} | V | M _{travée} | M _{appui} | V |
| <i>RDC+1+2+3+4+5 étages</i> | 23.9516 | -95.8973 | 249.932 | 17.1505 | -69.5401 | 261.064 |
| <i>6+7+8+9+10 étages</i> | 29.4914 | -88.05 | 135.359 | 20.6568 | -57.371 | 200.337 |
| <i>Terrasse inaccessible</i> | 27.3612 | -61.6761 | 98.793 | 20.3601 | -30.3491 | 161.37 |

V.3.4 Ferrailage des poutres

a. Armatures longitudinales

a.1 Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)

➤ **Exemple de calcul**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (35×45) la plus sollicitée

Avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_a = -95.8973 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (ELA) \\ M_t = 23.9516 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (ELU) \end{cases}$$

• Armatures en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{95.8973 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37^2 \times 18,47} = 0,158 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,158 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,158}) = 0,204 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,339m$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{95 \times 10^{-3}}{0,339 \times 348} \times 10^4 = 7,98cm^2$$

• Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{23.9516 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37^2 \times 14,2} = 0,04 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,04 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,04}) = 0,051 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,362m$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{23.9516 \times 10^{-3}}{0,362 \times 348} \times 10^4 = 1,9cm^2$$

Tableau V.11. Armatures longitudinales dans les poutres.

| Niveaux | Type de poutre | Section | Localisation | A cal (cm ²) | A min (cm ²) | A choisit (cm ²) | Nbre de barres |
|--------------------------|----------------|---------|--------------|--------------------------|--------------------------|------------------------------|----------------|
| RDC+1+2+3+4+5 étages | PP | 30×40 | Appuis | 7.98 | 6 | 8,01 | 3HA14+3HA12 |
| | | | Travée | 1.9 | | 3.39 | 3HA12 |
| | PS | 30×35 | Appuis | 6.68 | 5.24 | 8,01 | 3HA14+3HA12 |
| | | | Travée | 1.57 | | 3.39 | 3HA12 |
| 6+7+8+9+10 étages | PP | 30×40 | Appuis | 7.29 | 6 | 8,01 | 3HA14+3HA12 |
| | | | Travée | 2.35 | | 3.39 | 3HA12 |
| | PS | 30×35 | Appuis | 5.45 | 5.24 | 5.65 | 5HA12 |
| | | | Travée | 1.9 | | 3.39 | 3HA12 |
| Terrasse inaccessible | PP | 30×40 | Appuis | 5 | 6 | 6.47 | 3HA12+2HA14 |
| | | | Travée | 2.18 | | 3.39 | 3HA12 |
| | PS | 35×35 | Appuis | 2.8 | 5.24 | 5.65 | 5HA12 |
| | | | Travée | 1.87 | | 3.39 | 3HA12 |

b. Les armatures transversales**➤ Diamètre des armatures transversales**

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales telle que

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 /99 (Article H.III.3)}$$

✓ Poutres principales

$$\phi_t \leq \min\left(1,2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) \text{cm} = \min(1,2; 1,14; 3) \text{cm}$$

✓ Poutres secondaires

$$\phi_t \leq \min\left(1,2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) \text{cm} = \min(1,2; 1; 3) \text{cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01 \text{cm}^2$ (un cadre et un étrier) $\emptyset 8$.

➤ Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

- **Zone nodale** : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{cm}\right)$.
 - Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(10 \text{cm}; 14,4 \text{cm}; 30 \text{cm})$ Soit : **$S_t = 10 \text{cm}$**
 - Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(8,75 \text{cm}; 14,4 \text{cm}; 30 \text{cm})$ Soit : **$S_t = 8 \text{cm}$**
- **Zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2}$
 - Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow$ Soit : **$S_t = 15 \text{cm}$**
 - Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \Rightarrow$ Soit : **$S_t = 15 \text{cm}$**
 - ❖ **Calcul des longueurs de recouvrement**
 - Pour $\emptyset = 14 \text{mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,4 = 56 \text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{cm}$.
 - Pour $\emptyset = 12 \text{mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,2 = 48 \text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{cm}$.

1) Vérifications des armatures transversales

* Pour les poutres principales:

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

* Pour les poutres secondaires :

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

$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 1,35 \text{ cm}^2$ condition vérifiée pour toutes les poutres.

❖ **Vérification à l'ELU**

1) **Condition de non fragilité**

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,34 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutres principales.} \\ A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,16 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutres secondaires} \end{cases}$$

$A_{\min} < A_{\text{cal}}$; Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2) **Vérification des contraintes tangentielles**

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau V.12 Vérification de l'effort tranchant.

| Poutres | Vu (KN) | τ_u (MPa) | $\bar{\tau}_u$ (MPa) | Vérification |
|--------------------|---------|----------------|----------------------|-----------------|
| <i>Principales</i> | 249.932 | 2.25 | 3,33 | <i>Vérifiée</i> |
| <i>Secondaires</i> | 261.064 | 2.71 | 3,33 | <i>Vérifiée</i> |

D'après les résultats ; on déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car $\tau_{bu} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$.

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

➤ En appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ BAEL91/99 (Art IV.1)

➤ En appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$ BAEL91/99 (Art IV.2)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 Vérification au cisaillement.

| Poutres | A_t (cm^2) | V_u (MN) | M_a (MN.m) | $\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm^2) | $\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm^2) | Observation |
|--------------------|---------------------|------------|--------------|--|---|-----------------|
| Principales | 8,01 | 249.932 | -95.8973 | 7.1 | -1.07 | Vérifiée |
| Secondaires | 8,01 | 261.064 | -69.5401 | 7.5 | 0.563 | Vérifiée |

❖ Vérification à l'ELS

- L'Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

- État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

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

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.14. Vérification de l'état limite de compression du béton.

| Poutres | Localisation | M_{ser} (KN.m) | y (cm) | I (cm^4) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Vérification |
|--------------------|--------------|------------------|-------------|----------------|---------------------|---------------------------|-----------------|
| Principales | Appui | 53.1166 | 12.57 | 77783.07 | 8.58 | 15 | Vérifiée |
| | Travée | 32.1052 | 11.63 | 48459.31 | 7.7 | 15 | Vérifiée |
| Secondaires | Appui | 29.0818 | 10.91 | 50681.75 | 6.3 | 15 | Vérifiée |
| | Travée | 23.77 | 9.39 | 38185.26 | 5.8 | 15 | Vérifiée |

- **Vérification de la flèche** : D'après le CBA93 et BAEL91/99, la vérification de la flèche

est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

✓ **Poutres principales**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{440} = 0,09 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,09 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8.01 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,37} = 0,0071 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{410} = 0,0853 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,0853 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,076 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8.01 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,32} = 0,00834 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.5 Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique c-à-dire : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$RPA99/2003(art7.6.2)

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

Pendant, cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_w : Moment résistant gauche de la poutre.

M_e : Moment résistant droite de la poutre.

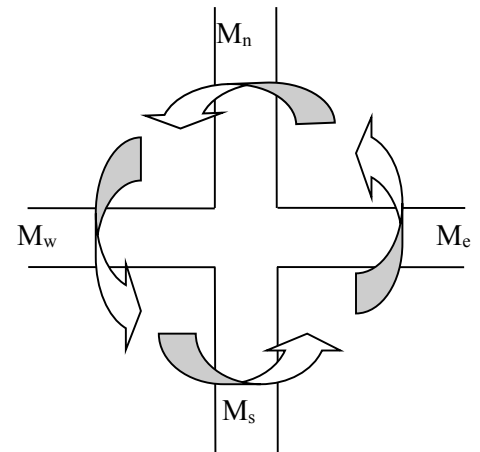


Figure V.4. Les moments dans la zone nodale.

V.3.5.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$ Avec : $Z=0,9 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tableau V.15. Moment résistant dans les poteaux.

| Niveau | h (m) | z (m) | A_s (cm ²) | M_R (kn.m) |
|---------|-------|-------|--------------------------|--------------|
| RDC | 0,6 | 0.54 | 13.25 | 248.994 |
| Etage1 | 0,6 | 0.54 | 13.25 | 248.994 |
| Etage2 | 0,55 | 0.495 | 12.31 | 212.052 |
| Etage3 | 0,55 | 0.495 | 12.31 | 212.052 |
| Etage4 | 0,55 | 0.495 | 11.5 | 198.099 |
| Etage5 | 0,55 | 0.495 | 11.5 | 198.099 |
| Etage6 | 0,50 | 0.45 | 10.96 | 167.405 |
| Etage7 | 0,50 | 0.45 | 10.96 | 167.405 |
| Etage8 | 0,50 | 0.45 | 9.05 | 141.723 |
| Etage9 | 0.50 | 0.45 | 9.05 | 141.723 |
| Etage10 | 0.45 | 0.405 | 9.05 | 127.551 |
| Etage11 | 0.45 | 0.405 | 9.05 | 127.551 |

Les résultats des moments résistant dans les poutres sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.16 Moments résistants dans les poutres principales

| Niveau | h (m) | z (m) | A _s (cm ²) | M _R (kn.m) |
|----------------|-------|-------|-----------------------------------|-----------------------|
| <i>RDC</i> | 0.4 | 0.36 | 8.01 | 100.349 |
| <i>Etage1</i> | 0.4 | 0.36 | 8.01 | 100.349 |
| <i>Etage2</i> | 0.4 | 0.36 | 8.01 | 100.349 |
| <i>Etage3</i> | 0.4 | 0.36 | 8.01 | 100.349 |
| <i>Etage4</i> | 0.4 | 0.36 | 8.01 | 100.349 |
| <i>Etage5</i> | 0.4 | 0.36 | 8.01 | 100.349 |
| <i>Etage6</i> | 0.4 | 0.36 | 8.01 | 100.349 |
| <i>Etage7</i> | 0.4 | 0.36 | 8.01 | 100.349 |
| <i>Etage8</i> | 0.4 | 0.36 | 8.01 | 100.349 |
| <i>Etage9</i> | 0.4 | 0.36 | 8.01 | 100.349 |
| <i>Etage10</i> | 0.4 | 0.36 | 8.01 | 100.349 |
| <i>Etage11</i> | 0.4 | 0.36 | 6.47 | 81.056 |

Tableau V.17. Moments résistants dans les poutres secondaires.

| Niveau | h (m) | z (m) | A _s (cm ²) | M _R (kn.m) |
|----------------|-------|-------|-----------------------------------|-----------------------|
| <i>RDC</i> | 0.35 | 0.315 | 8.01 | 87.806 |
| <i>Etage1</i> | 0.35 | 0.315 | 8.01 | 87.806 |
| <i>Etage2</i> | 0.35 | 0.315 | 8.01 | 87.806 |
| <i>Etage3</i> | 0.35 | 0.315 | 8.01 | 87.806 |
| <i>Etage4</i> | 0.35 | 0.315 | 8.01 | 87.806 |
| <i>Etage5</i> | 0.35 | 0.315 | 8.01 | 87.806 |
| <i>Etage6</i> | 0.35 | 0.315 | 5.65 | 87.806 |
| <i>Etage7</i> | 0.35 | 0.315 | 5.65 | 87.806 |
| <i>Etage8</i> | 0.35 | 0.315 | 5.65 | 87.806 |
| <i>Etage9</i> | 0.35 | 0.315 | 5.65 | 87.806 |
| <i>Etage10</i> | 0.35 | 0.315 | 5.65 | 87.806 |
| <i>Etage11</i> | 0.35 | 0.315 | 5.65 | 87.806 |

V.3.5.2 Vérification

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$ sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.18. Vérification de la zone nodale selon le sens principale.

| Niveau | M_N | M_S | M_N+M_S | M_W | M_E | 1.25 (M_W+M_E) | Observation |
|----------------|---------|---------|-----------|---------|---------|-----------------------|-----------------|
| RDC | 248.994 | 248.994 | 497.988 | 100.349 | 100.349 | 250.8725 | <i>Vérifiée</i> |
| Etage1 | 212.052 | 248.994 | 461.046 | 100.349 | 100.349 | 250.8725 | <i>Vérifiée</i> |
| Etage2 | 212.052 | 212.052 | 424.104 | 100.349 | 100.349 | 250.8725 | <i>Vérifiée</i> |
| Etage3 | 198.099 | 212.052 | 410.151 | 100.349 | 100.349 | 250.8725 | <i>Vérifiée</i> |
| Etage4 | 198.099 | 198.099 | 396.198 | 100.349 | 100.349 | 250.8725 | <i>Vérifiée</i> |
| Etage5 | 167.405 | 198.099 | 365.504 | 100.349 | 100.349 | 250.8725 | <i>Vérifiée</i> |
| Etage6 | 167.405 | 167.405 | 334.81 | 100.349 | 100.349 | 250.8725 | <i>Vérifiée</i> |
| Etage7 | 141.723 | 167.405 | 309.128 | 100.349 | 100.349 | 250.8725 | <i>Vérifiée</i> |
| Etage8 | 141.723 | 141.723 | 283.446 | 100.349 | 100.349 | 250.8725 | <i>Vérifiée</i> |
| Etage9 | 123.551 | 141.723 | 269.274 | 100.349 | 100.349 | 250.8725 | <i>Vérifiée</i> |
| Etage10 | 127.551 | 141.723 | 269.274 | 100.349 | 100.349 | 250.8725 | <i>Vérifiée</i> |

Tableau V.19. Vérification de la zone nodale selon le sens secondaire.

| Niveau | M_N | M_S | M_N+M_S | M_W | M_E | 1.25 (M_W+M_E) | Observation |
|----------------|---------|---------|-----------|--------|--------|-----------------------|-----------------|
| RDC | 248.994 | 248.994 | 497.988 | 87.806 | 87.806 | 219.515 | <i>Vérifiée</i> |
| Etage1 | 212.052 | 248.994 | 461.046 | 87.806 | 87.806 | 219.515 | <i>Vérifiée</i> |
| Etage2 | 212.052 | 212.052 | 424.104 | 87.806 | 87.806 | 219.515 | <i>Vérifiée</i> |
| Etage3 | 198.099 | 212.052 | 410.151 | 87.806 | 87.806 | 219.515 | <i>Vérifiée</i> |
| Etage4 | 198.099 | 198.099 | 396.198 | 87.806 | 87.806 | 219.515 | <i>Vérifiée</i> |
| Etage5 | 167.405 | 198.099 | 365.504 | 87.806 | 87.806 | 219.515 | <i>Vérifiée</i> |
| Etage6 | 167.405 | 167.405 | 334.81 | 87.806 | 87.806 | 219.515 | <i>Vérifiée</i> |
| Etage7 | 141.723 | 167.405 | 309.128 | 87.806 | 87.806 | 219.515 | <i>Vérifiée</i> |
| Etage8 | 141.723 | 141.723 | 283.446 | 87.806 | 87.806 | 219.515 | <i>Vérifiée</i> |
| Etage9 | 123.551 | 141.723 | 269.274 | 87.806 | 87.806 | 219.515 | <i>Vérifiée</i> |
| Etage10 | 127.551 | 141.723 | 269.274 | 87.806 | 87.806 | 219.515 | <i>Vérifiée</i> |

Interprétation des résultats

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

- Exemple de ferrailage d'une poutre principale du RDC.

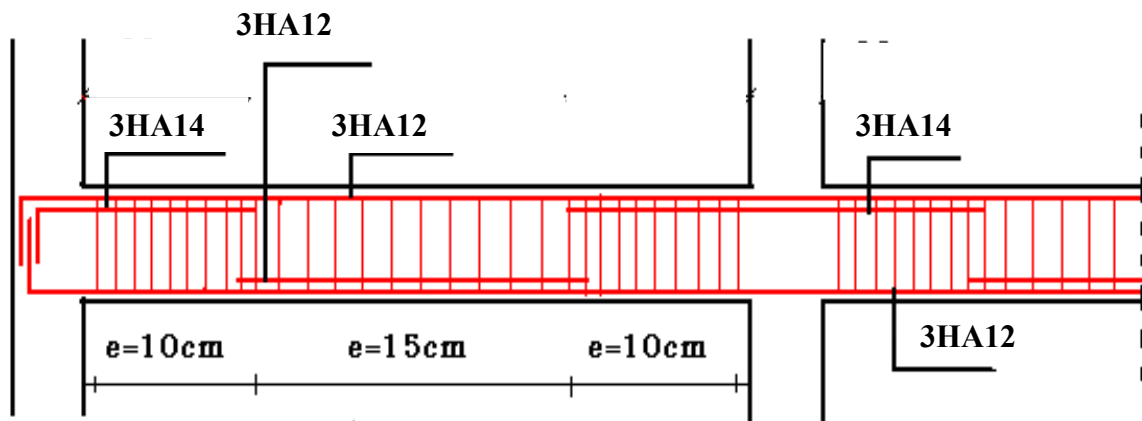


Figure V.5. Exemple de dispositions constructives de la poutre principale.

Coupe de schéma de ferrailage de poutre principale de RDC.

| Niveau | Poutre | Schéma de ferrailage des poutres | |
|--------|---------------------------|----------------------------------|-----------|
| | | En travée | En appuis |
| RDC | Poutre Principale (30*40) | | |

Figure V.6. Exemple de Schéma de ferrailage d'une poutre principale.

V.4 Etude des voiles

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), 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 combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

$$* 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad G + Q$$

$$* G + Q \pm E \quad ; \quad 0.8G \pm E$$

V.4.1 Recommandation du RPA 99/Version2003 (art 7.7.4.1)

1. Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$ avec L_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile
- ✓ les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

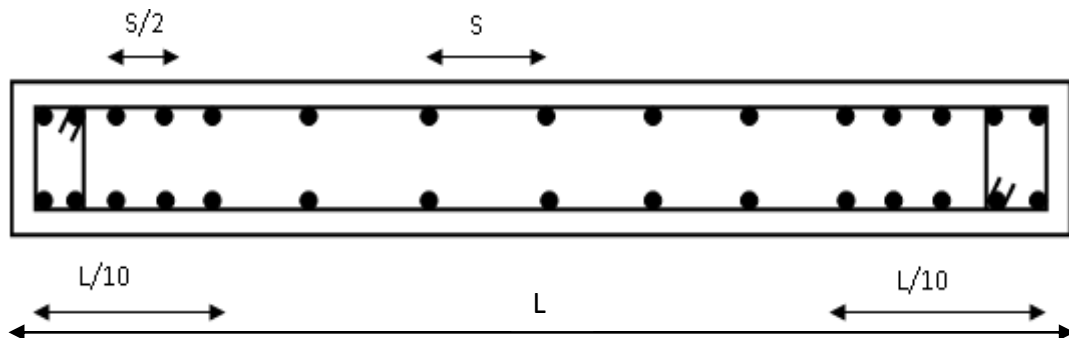


Figure V.7. Disposition des armatures verticales.

2. Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à : $10 \times \phi$

3. Armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de 4 épingles par 1m^2 au moins.

4. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$ avec $V=1,4V_u$

5. Règles communes aux armatures verticales et horizontales

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - $A_{\min} = 0.15\% \times e \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - $A_{\min} = 0.10\% \times e \times h$ dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- L'espacement $S_t = \min\left(1.5 \times e ; 30\text{cm}\right)$ avec e : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.2 Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

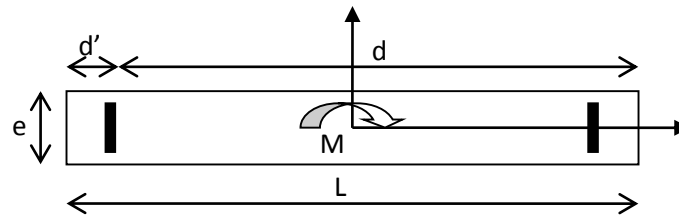


Figure V.8. Schéma d'un voile pleine.

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($e \times l$)

- A_v^{min} : Section d'armature verticale minimale dans le voile ($A_v^{min} = 0,15\% \times e \times l$)
- A_v^{min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue ($A_v^{min} / ten = 0,2\% \times e \times L_t$)
- $A_v^{min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée
- ($A_v^{min} / comp = 0,1\% \times e \times L_c$)
- A_v^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : espacement.
- $A_h^{min} = 0,15\% \times e \times l$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{calc} : section d'armature horizontale calculée
- A_h^{adop} : section d'armature horizontale adoptée par espacement
- N^{bre} : nombre de barre adoptée par espacement

V.4.3 Calcul des sollicitations

- Sens x-x' :

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.20. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1} = 1.8m$.

| Niveau | N max et M _{corres} | | M max et N _{corres} | | N min et M _{corres} | | V _u (KN) |
|----------------------|------------------------------|----------|------------------------------|---------|------------------------------|---------|---------------------|
| | N (KN) | M(KN.m) | M(KN.m) | N (KN) | N (KN) | M(KN.m) | |
| RDC+1 étages | 831.904 | 35.6546 | 253.941 | 669.925 | 279.165 | -108.29 | 186.626 |
| 2,3ème étages | 699.052 | 59.5261 | 326.766 | 622.146 | 266.426 | -252.18 | 174.221 |
| 4,5ème étages | 536.801 | 228.6633 | 228.663 | 536.801 | 141.809 | -121.78 | 150.067 |
| 6,7ème étages | 365.199 | 164.9941 | 164.994 | 365.199 | 66.077 | -38.23 | 127.336 |
| 8ème étages | 113.005 | 161.439 | 161.439 | 113.005 | 13.836 | -55.323 | 109.38 |

Tableau V.21. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x2}=2.5m$.

| Niveau | N _{max} et M _{corres} | | M _{max} et N _{corres} | | N _{min} et M _{corres} | | V _u (KN) |
|----------------------|---|----------|---|---------|---|---------|---------------------|
| | N (KN) | M(KN.m) | M(KN.m) | N (KN) | N (KN) | M(KN.m) | |
| <i>RDC+1 étages</i> | 878.128 | 6.8903 | 1330.4 | 853.827 | 267.324 | -1321.9 | 498.861 |
| <i>2,3ème étages</i> | 685.578 | 467.0161 | -526.21 | 319.964 | 186 | -517.83 | 277.234 |
| <i>4,5ème étages</i> | 489.548 | 216.0541 | -318.99 | 163.326 | 76.357 | -303.62 | 147.536 |
| <i>6ème étages</i> | 209.757 | 60.1012 | -208.90 | 46.424 | 12.096 | -186.55 | 86,524 |

Tableau V.22. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x3}=2m$

| Niveau | N _{max} et M _{corres} | | M _{max} et N _{corres} | | N _{min} et M _{corres} | | V _u (KN) |
|-------------------------|---|----------|---|---------|---|---------|---------------------|
| | N (KN) | M(KN.m) | M(KN.m) | N (KN) | N (KN) | M(KN.m) | |
| <i>RDC+1 étages</i> | 1767.331 | 768.2442 | -801.25 | 664.776 | 285.443 | -796.35 | 340.65 |
| <i>2,3ème étages</i> | 1438.232 | 56.7906 | 341.43 | 1210.10 | 562.837 | 272.75 | 188.802 |
| <i>4,5ème étages</i> | 1219.725 | 55.5572 | 288.09 | 965.522 | 539.709 | 6.703 | 189.048 |
| <i>6,7ème étages</i> | 982.429 | 56.7624 | 214.39 | 767.849 | 448.036 | -146.38 | 165.007 |
| <i>8,9ème étages</i> | 675.814 | 95.3866 | 222.28 | 555.232 | 284.372 | -106.80 | 143.324 |
| <i>10.11 ème étages</i> | 447.7649 | 55.7759 | 199.85 | 376.36 | 185.46 | -132.39 | 159.206 |

Tableau V.23. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x4}=3m$.

| Niveau | N _{max} et M _{corres} | | M _{max} et N _{corres} | | N _{min} et M _{corres} | | V _u (KN) |
|-------------------------|---|----------|---|---------|---|---------|---------------------|
| | N (KN) | M(KN.m) | M(KN.m) | N (KN) | N (KN) | M(KN.m) | |
| <i>RDC+1 étages</i> | 1872.2 | 269.037 | -1640 | 993.496 | 282.164 | -276.98 | 586.711 |
| <i>2,3ème étages</i> | 1527.428 | 15.7683 | -849.50 | 1016.04 | 360.827 | -135.95 | 385.561 |
| <i>4,5ème étages</i> | 1243.439 | -128.94 | -566.87 | 826.562 | 378.736 | -151.43 | 312.655 |
| <i>6,7ème étages</i> | 964.015 | -163.875 | -356.80 | 617.416 | 327.665 | -157.27 | 250.721 |
| <i>8,9ème étages</i> | 661.512 | -84.962 | -192.89 | 392.93 | 259.935 | -160.74 | 150.239 |
| <i>10.11 ème étages</i> | 326.054 | -94.094 | -182.74 | 180.697 | 115.297 | -160.8 | 120.629 |

- Sens y-y' :

Tableau V.24. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1} = 1m$.

| Niveau | N _{max} et M _{corres} | | M _{max} et N _{corres} | | N _{min} et M _{corres} | | V _u (KN) |
|-----------------------|---|----------|---|--------|---|---------|---------------------|
| | N (KN) | M(KN.m) | M(KN.m) | N (KN) | N (KN) | M(KN.m) | |
| <i>RDC+1 étages</i> | 845.844 | -36.107 | -361.05 | 546.33 | -115.749 | 29.69 | 208.377 |
| <i>2,3éme étages</i> | 588.471 | -64.8308 | -212.49 | 461.02 | 47.678 | 19.023 | 144.313 |
| <i>4,5éme étages</i> | 422.498 | -45.1953 | -168.03 | 391.33 | 114.873 | 23.28 | 118.886 |
| <i>6,7éme étages</i> | 321.114 | -45.3048 | -123.51 | 287.95 | 118.594 | 67.818 | 88.709 |
| <i>8.9éme étages</i> | 215.667 | -36.2202 | -105.28 | 197.04 | 60.041 | 17.7163 | 76.902 |
| <i>10.11eme étage</i> | 125.16 | -79.0481 | -79.048 | 125.16 | -2.207 | 28.295 | 59.597 |

Tableau V.25. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y2} = 1m$.

| Niveau | N _{max} et M _{corres} | | M _{max} et N _{corres} | | N _{min} et M _{corres} | | V _u (KN) |
|-----------------------|---|---------|---|--------|---|---------|---------------------|
| | N (KN) | M(KN.m) | M(KN.m) | N (KN) | N (KN) | M(KN.m) | |
| <i>RDC+1 étages</i> | 712.655 | 7.2926 | 371.31 | 586.13 | 208 | 24.43 | 214.85 |
| <i>2,3éme étages</i> | 613.64 | 8.71 | 211.79 | 573.65 | 189.39 | 21.13 | 144.60 |
| <i>4,5éme étages</i> | 516.63 | 21.08 | 173.49 | 469.53 | 167.774 | 26.17 | 123.496 |
| <i>6,7éme étages</i> | 409.065 | 31.04 | 140.66 | 353.04 | 142.974 | 22.5257 | 101.464 |
| <i>8.9éme étages</i> | 276.36 | 32.42 | 121.70 | 224.57 | 98.917 | 19.06 | 88.83 |
| <i>10.11eme étage</i> | 147.152 | 44.02 | 101.01 | 125.86 | 58.379 | 13.17 | 74.87 |

Tableau V.26. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y3} = 1.5m$.

| Niveau | N _{max} et M _{corres} | | M _{max} et N _{corres} | | N _{min} et M _{corres} | | V _u (KN) |
|-----------------------|---|----------|---|---------|---|----------|---------------------|
| | N (KN) | M(KN.m) | M(KN.m) | N (KN) | N (KN) | M(KN.m) | |
| <i>RDC+1 étages</i> | 954.358 | -732.318 | 766.128 | 335.52 | 157.648 | 761.8625 | 373.466 |
| <i>2,3éme étages</i> | 814.98 | 35.05 | 252.73 | 429.53 | 244.31 | 245.67 | 148.91 |
| <i>4,5éme étages</i> | 619.645 | -22.6334 | -131.805 | 610.7 | 172.146 | 107.0566 | 98.905 |
| <i>6,7éme étages</i> | 485.432 | -32.6385 | -106.867 | 483.023 | 130.138 | 70.3063 | 86.871 |
| <i>8.9éme étages</i> | 320.851 | -59.7257 | -78.0481 | 320.851 | 106.509 | 52.7257 | 69.146 |
| <i>10.11éme étage</i> | 193.688 | -215.223 | -59.7257 | 186.59 | 57.566 | 484.126 | 37.24 |

Les voiles sont calculés par les sollicitations les plus défavorables, les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- Sens x-x' :

Tableau V.27. Ferrailage du voile $V_{x2} = 2.5m$.

| Niveau | RDC, 1 ^{er} étages | 2,3 ^{ème} étages | 4,5 ^{ème} étages | 6 ^{ème} étage |
|--------------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|------------------------------|------------------------|
| Section (cm ²) | 250×15 S.P.C | 250×15 S.P.C | 250×15 S.P.C | 250×15 S.P.C |
| M(KN.m) | 1330.4 | 467.0161 | 467.0161 | 60.1012 |
| N(KN) | -853.827 | -685.578 | -489.548 | -209.757 |
| V(KN) | 498.861 | 277.234 | 147.536 | 86,524 |
| τ (MPa) | 2.07 | 1.15 | 0.61 | 0.36 |
| $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa) | 5 | 5 | 5 | 5 |
| A_v^{cal} /face (cm ²) | 24.29 | 13.3 | 12.55 | 3.5 |
| A_v^{min} (cm ²) | 5.625 | 5.625 | 5.625 | 5.625 |
| N^{bre} /par face | 16HA14 | 6HA12+ 10HA10 | 16HA10 | 16HA8 |
| $A_{v,adop}$ (cm ²) | 24.63 | 14.64 | 12.57 | 8.04 |
| S_t (cm) | 18 | 18 | 18 | 18 |
| A_h^{cal} (cm ²) | 1.94 | 1.08 | 0.57 | 0.34 |
| A_h^{min} (cm ²) | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 |
| N^{bre} /par Plan | 2HA12 | 2HA10 | 2HA8 | 2HA8 |
| A_h^{adop} (cm ²) | 2.26 | 1.57 | 1.01 | 1.01 |
| S_t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |

Tableau V.28. Ferrailage du voile $V_{x4}=3m$.

| Niveau | RDC+1 étages | 2,3éme étages | 4,5éme étages | 6, 7éme étages | 8,9éme étages | 10.11éme étages |
|--------------------------------------|-------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|--------------------|
| Section (cm ²) | 300×15 S.P.C | 300×15 S.P.C | 300×15 S.P.C | 300×15 S.P.C | 300×15 S.P.C | 300×15 S.P.C |
| M(KN.m) | 1640 | 849.5 | 128.439 | 163.875 | 84.962 | 94.094 |
| N(KN) | -993.496 | -1016.04 | -1243.439 | -964.015 | -661.512 | -326.054 |
| V(KN) | 586.71 | 385.561 | 312.655 | 250.721 | 150.239 | 120.629 |
| τ (MPa) | 2.03 | 1.33 | 1.08 | 0.87 | 0.52 | 0.42 |
| $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa) | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| A_v^{cal} /face (cm ²) | 26.35 | 19.9 | 18.47 | 15.15 | 10.21 | 5.6 |
| A_v^{min} (cm ²) | 6.75 | 6.75 | 6.75 | 6.75 | 6.75 | 6.75 |
| $A_{v.adop}$ (cm ²) | 27.45 | 20.55 | 19.73 | 16.02 | 11.87 | 8.04 |
| N^{bre} /par face | 6H16+ 10HA14 | 6HA14+ 10HA12 | 4HA14+ 12HA12 | 10HA12+ 6HA10 | 10HA10+ 6HA8 | 16HA8 |
| S_t (cm) | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 |
| A_h^{cal} (cm ²) | 1.9 | 1.25 | 1.01 | 0.81 | 0.49 | 0.39 |
| A_h^{min} (cm ²) | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 |
| A_h^{adop} (cm ²) | 2.26 | 1.57 | 1.57 | 1.01 | 1.01 | 1.01 |
| N^{bre} /par Plan | 2HA12 | 2HA10 | 2HA10 | 2HA8 | 2HA8 | 2HA8 |
| S_t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |

Tableau V.29. Ferrailage du voile $V_{y1}=1m$.

| Niveau | RDC+1 étages | 2,3éme étages | 4,5éme étages | 6, 7éme étages | 8,9éme étages | 10.11éme étages |
|----------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| Section (cm ²) | 100×15 S.P.C | 100×15 S.P.C | 100×15 S.P.C | 100×15 S.P.C | 100×15 S.P.C | 100×15 S.P.C |
| M(KN.m) | 361.0551 | 212.49 | 168.0312 | 123.5056 | 105.2757 | 79.0481 |
| N(KN) | -546.336 | -461.019 | -391.334 | -287.95 | -197.04 | -125.16 |
| V(KN) | 208.377 | 144.313 | 118.886 | 88.709 | 76.902 | 59.597 |
| τ (MPa) | 2.16 | 1.5 | 1.23 | 0.92 | 0.8 | 0.62 |

| | | | | | | |
|---|-------------------------|-------------------------|---------------|------------------------|--------------|--------------|
| $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(\text{MPa})$ | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| $A_v^{cal} / \text{face} (\text{cm}^2)$ | 16.4 | 11.42 | 9.37 | 6.89 | 5.25 | 3.65 |
| $A_v^{\min} (\text{cm}^2)$ | 2.25 | 2.25 | 2.25 | 2.25 | 2.25 | 2.25 |
| $A_{v.adop} (\text{cm}^2)$ | 16.84 | 12.19 | 9.42 | 8.29 | 6.03 | 6.03 |
| $N^{bre} / \text{par face}$ | 8HA14+ 4HA12 | 8HA12+ 4HA10 | 12HA10 | 8HA10+ 4HA8 | 12HA8 | 12HA8 |
| $S_t(\text{cm})$ | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| $A_h^{cal} (\text{cm}^2)$ | 2.03 | 1.4 | 1.16 | 0.86 | 0.75 | 0.58 |
| $A_h^{\min} (\text{cm}^2)$ | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 |
| $A_h^{adop} (\text{cm}^2)$ | 2.26 | 1.57 | 1.57 | 1.01 | 1.01 | 1.01 |
| $N^{bre} / \text{par Plan}$ | 2HA12 | 2HA10 | 2HA10 | 2HA8 | 2HA8 | 2HA8 |
| $S_t(\text{cm})$ | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |

Tableau V.30. Ferrailage du voile $V_{y3}=1.5m$.

| Niveau | RDC+1 étages | 2,3ème étages | 4,5ème étages | 6, 7ème étages | 8,9ème étages | 10,11ème étages |
|---|-------------------------|--------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| Section (cm^2) | 150×15 S.P.C | 150×15 S.P.C | 150×15 S.P.C | 150×15 S.P.C | 150×15 S.P.C | 150×15 S.P.C |
| M(KN.m) | 766.1283 | 252.73 | 22.6334 | 106.867 | 59.7257 | 215.2233 |
| N(KN) | -335.52 | 429.53 | -619.645 | -483.023 | -320.851 | 193.688 |
| V(KN) | 373.466 | 148.91 | 98.905 | 86.871 | 69.146 | 37.24 |
| $\tau(\text{MPa})$ | 2.58 | 1.03 | 0.68 | 0.6 | 0.48 | 0.26 |
| $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(\text{MPa})$ | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| $A_v^{cal} / \text{face} (\text{cm}^2)$ | 20.57 | 12.25 | 9.11 | 7.89 | 5.81 | 7.06 |
| $A_v^{\min} (\text{cm}^2)$ | 3.38 | 3.38 | 3.38 | 3.38 | 3.38 | 3.38 |
| $A_{v.adop} (\text{cm}^2)$ | 21.37 | 13.94 | 10.87 | 8.04 | 8.04 | 8.04 |
| $N^{bre} / \text{par face}$ | 8HA14+ 8HA12 | 12HA10+ 4HA12 | 10HA10+ 6HA8 | 16HA8 | 16HA8 | 16HA8 |
| $S_t(\text{cm})$ | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| $A_h^{cal} (\text{cm}^2)$ | 2.42 | 0.97 | 0.64 | 0.56 | 0.45 | 0.24 |
| $A_h^{\min} (\text{cm}^2)$ | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 |

| | | | | | | |
|---------------------------------|----------------|------|------|------|------|------|
| A_n^{adop} (cm ²) | 2.58 | 1.01 | 1.01 | 1.01 | 1.01 | 1.01 |
| N^{bre} /par Plan | 2HA10+ 2HA8 | 2HA8 | 2HA8 | 2HA8 | 2HA8 | 2HA8 |
| S_t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |

V.4.4 Exemples de schéma de ferrailage d'un voile V_{x2} (RDC, 1^{er} étage)

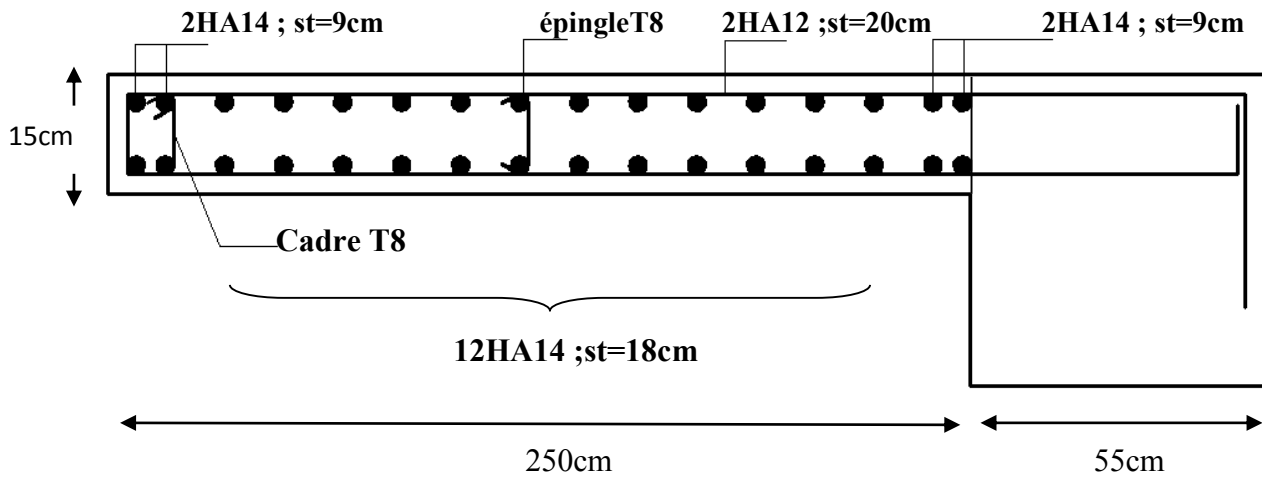


Figure V.9. Schéma de ferrailage du voile $V_{x2} = 2.5m$.

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.

Les poteaux ont été calculés et ferrillée. Le ferrailage adoptée est le maximum donnée par le RPA .Il est notée que le ferrailage minimum RPA est souvent plus important que celui calculé par le BAEL.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel SAP 2000V14.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée d'après les sollicitations données par le SAP2000V14.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations de RPA99/2003 et le BAEL91/99.

Chapitre VI

VI.1. Introduction

L'infrastructure est la partie au-dessous du niveau 0,00 c'est l'ensemble des éléments, elle a pour objectif la transmission des différentes charges venue de la superstructure vers le sol, cette transmission peut se faire par un contact direct (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirect (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurer :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels

VI.2. Etude des fondations**VI.2.1. Les différents types de fondation**

Le D.T.U 13-12 définit les différents types de fondation en fonction du rapport D/B est qui sont:

- $D/B \leq 6$: fondation superficielle (isole ; filant ou radier général)
- $6 < D/B < 10$: fondation semi profond (puits)
- $D/B \geq 10$: fondation profonde (pieu

VI.2.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.

Pour notre projet on adaptera des semelles superficielles ($D=2,5m \leq B \times 6$). Ensuite pour le choix du type on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.2.3. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques

géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain .Après essai et calcul on a pu déterminer les caractéristiques suivant :

D (encrage)=3.8m ; $Q_{adm}=1.9$ bar (contrainte admissible) ; $C=0$ KN/m²(Cohésion) ;
 $\gamma=18$ KN/m³(Poids volumique) ; $\theta =20^\circ$ (angle de frottement interne)

VI.2.4. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles

VI.2.4.1. semelles isolées

A/Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99/Version 2003**(Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

La vérification à faire est : $\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots(1)$

$N=1630.57$ KN (effort normal du poteau le plus sollicité donné par le logiciel SAP 2000V14)

Donne :

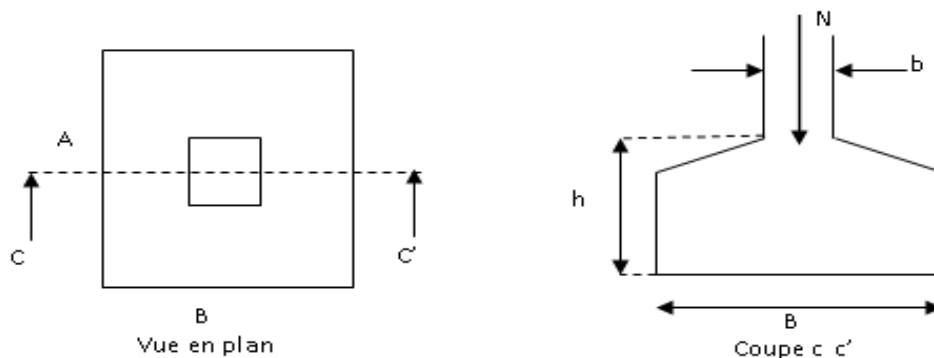


Figure VI.1. Vue d'une semelle isolée.

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

on remplace la valeur de A donné (1) ce qui donne :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.6}{0.55} \times \frac{1.63057}{0.19}} = 3,06 \text{ m}$$

L_{min} (entre axe de poteaux) = 2.15 m ; On remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

VI 2.4.2. Vérification des semelles filantes

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 7 poteaux N1, N2, N3, N4, N5, N6, N7,

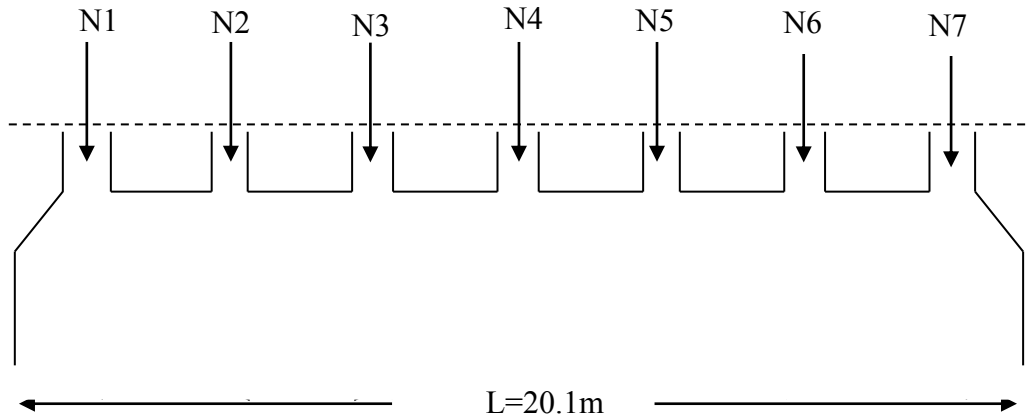


Figure VI.2. Semelle filante.

Avec :

$$N = \sum_{i=1}^{i=7} = 1457.641 + 1626.901 + 1553.196 + 1313.212 + 1384.813 + 1641.311 + 1689.429 = 10666.503 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{10666.503 \times 10^{-3}}{0,19 \times 20.1} = 2.79 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 2.15m, donc il y a un chevauchement entre les semelles Filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

Donc on adopte un radier général.

VI .2.4.3. Radier général nervuré

1. Pré dimensionnement

$$S_{calculée} = \frac{N_{total}}{\sigma_{sol}} = \frac{82.50223}{0.19} = 434.22 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{bâtiment} = 499.5 \text{ m}^2$.

On voit bien que $S_{cal} < S_{bat}$, Donc on opte pour un radier général.

Le radier est considéré comme infiniment rigide,
Donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition de coffrage**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} \text{ (Dalle)} \dots\dots\dots(1)$$

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ (Nervure)} \dots\dots\dots(2)$$

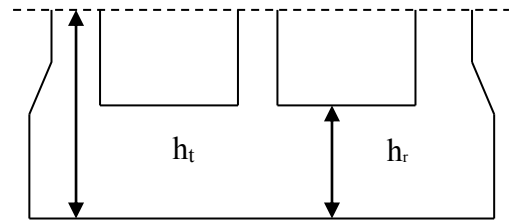


Figure VI.3. Dimension du radier.

h_t : hauteur des nervures ; h_r : hauteur de la dalle.

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs $L_{\max} = 4,4m$

Ce qui donne : $h_t \geq 44cm$

$$h_r \geq 22cm$$

➤ **La condition de rigidité**

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ avec $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen ($\sigma_{adm} = 1.9 \text{ bar}$) $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0,61m \dots\dots\dots(3)$$

Donc, de (1) et (3) on opte pour $h_t = 80 \text{ cm}$.

➤ **Condition de cisaillement :**

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_d}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0,05 f_{c28} \dots\dots\dots(I)$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max} \times 1m}{2 \times S_{radier}} \Rightarrow V_d = \frac{79217 \times 4,4 \times 1}{2 \times 394,05} = 442,27 \text{ KN}$$

$$\text{de (I)} \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times b}{1,25} = \frac{442,27 \times 10^{-3} \times 1}{1,25} = 0,35m.$$

$$\text{On as: } h_r = d + e = 35 + 0,5 = 40 \text{ cm.} \dots\dots\dots(4)$$

Donc, de (2) et (4) on opte pour: $h_r = 45 \text{ cm}$.

➤ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure $h_t = 80\text{cm}$;

Hauteur de la table du radier $h_r = 45\text{cm}$;

Enrobage $d' = 5\text{cm}$.

La surface du radier $S_{rad} = 434.22\text{ m}^2$

1. Les vérifications :

➤ **Vérification au poinçonnement**

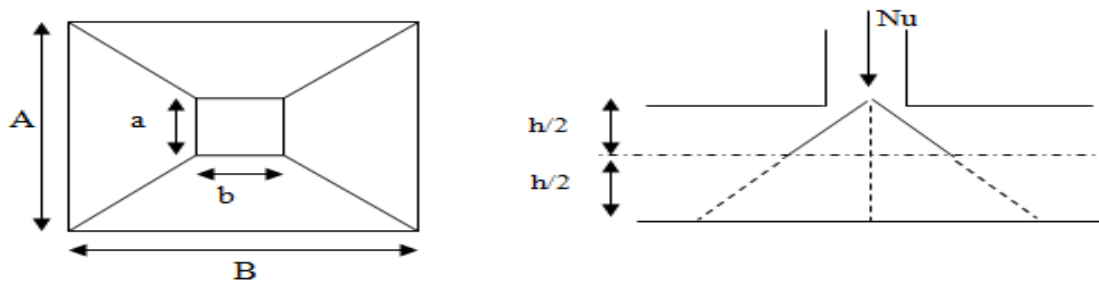


Figure VI.4. Zone de contact poteau- radier.

Il faut vérifier que : $N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ BAEL91/99 (article A.5.2,4.1),

Avec : N_d : L'effort normal de calcul.

h_t : l'épaisseur du radier.

U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$a = 0,55\text{m}$; $b = 0,6\text{m}$.

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (A + B) \text{ avec : } \begin{cases} A = a + h_t = 0,55 + 0,8 = 1,35 \\ B = b + h_t = 0,6 + 0,8 = 1,4 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5,5\text{m}$$

$$N_d = 2300\text{KN} \leq 0,045 \times 5,5 \times 0,8 \times \frac{25}{1,5} = 3300\text{KN} \text{ Vérifiée. (Pas d'armatures d'effort tranchant)}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal Il faut vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol} ; \quad \sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times e \quad \text{dans les deux sens}$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

M_y, M_x : Moment sismique à la base tiré du logiciel SAP2000V14.

D'après le programme « **SOCOTEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$I_x = 12612 \text{ m}^4$ et $X_G = 10.05 \text{ m}$; $I_y = 13263.6 \text{ m}^4$ et $Y_G = 9.8\text{m}$.

La surface du radier : $S_{rad} = 434.22\text{m}^2$

$N = N_{s+} + N_{radier+} + N_{rb} = 82502.23 \text{ KN}$.

- **Dans le sens x-x**

$$\sigma_{\max} = \frac{82.50223}{434.22} + \frac{3.98363}{13263.6} \times 10.05 = 0,193\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{82.50223}{434.22} - \frac{3.98363}{13263.6} \times 10.05 = 0.187\text{MPa}$$

$\sigma_{\text{moy}} = 0,192\text{MPa} > 0,19\text{MPa}$ Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens X-X.

- **Dans le sens y-y**

$$\sigma_{\max} = \frac{82.50223}{434.22} + \frac{24.94511}{12612} \times 9.8 = 0,209\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{82.50223}{434.22} - \frac{24.94511}{12612} \times 9.8 = 0.171\text{MPa}$$

$\sigma_{\text{moy}} = 0,200\text{MPa} > 0.19\text{MPa}$ Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens Y-Y.

Remarque

Les contraintes dans le sol ne sont pas vérifiées dans les deux sens, et pour remédier à ce problème On se sert d'un radier avec débord (Figure VI.9). La nouvelle surface du radier est : $S = 460 \text{ m}^2$; $I_x = 17230 \text{ m}^4$; $X_G = 10,05 \text{ m}$; $I_y = 18052.4 \text{ m}^4$; $Y_G = 9.8\text{m}$.

➤ **Vérification des contraintes dans le sol avec la nouvelle surface du radier**

- **Dans le sens x-x**

$$\sigma_{\max} = \frac{82.50223}{460} + \frac{3.98363}{18052.4} \times 10.05 = 0,181\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{82.50223}{460} - \frac{3.98363}{18052.4} \times 10.05 = 0.177\text{MPa}$$

$\sigma_{\text{moy}} = 0,18\text{MPa} < 0,19\text{MPa}$ La contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

- Dans le sens y-y

$$\sigma_{\max} = \frac{82.50223}{460} + \frac{24.94511}{17230} \times 9.8 = 0.1935 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{82.50223}{460} - \frac{24.94511}{17230} \times 9.8 = 0.165 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,186 \text{MPa} < 0.19 \text{MPa} \text{ Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.}$$

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique**

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

Avec :

$N = 79217.089 \text{KN}$ (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 2.5 \text{m}$ (la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).

$S_{\text{rad}} := 460 \text{ m}^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique d'eau)

On trouve :

$$N = 79217.089 \text{KN} \geq 1,15 \times 2,5 \times 460 \times 10 = 13225 \text{KN} \dots \text{ vérifiée.}$$

Le bâtiment est stable vis-à-vis la poussé hydrostatique de l'eau.

3 Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple. Le calcul se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et

On adoptera le même ferrailage pour les autres.

$L_x = 4,1 \text{m}$ et $L_y = 4,4 \text{m}$.

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,45 = 11.25 \text{KN / m}^2.$$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + 1.35 G_0 \Rightarrow q_u = \frac{79219.089}{460} + 1,35 \times 11.25 \Rightarrow q_u = 187.4 \text{KN / m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} + G_0 \Rightarrow \frac{57857.53}{460} + 11.25 = 137.03 \text{KN / m}^2$$

Avec N_u est l'effort normal ramené par la superstructure, et G_0 le poids propre du radier.

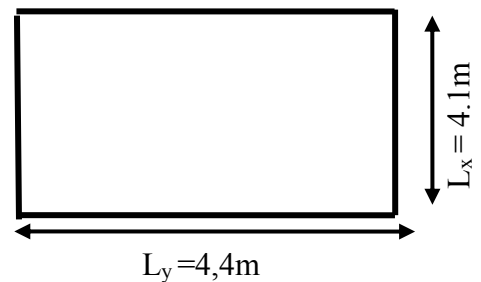


Figure VI.5. Dalle sur quatre appuis.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.55}{3.85} = 0.92 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

➤ **L'ELU**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe I)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0437 \times 187,4 \times 3.55^2 = 103,21 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,8251 \times 103.21 = 85.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

Moment en travées $\begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_x = 77.4 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0,75 \times M_y = 63.87 \text{KN.m} \end{cases}$

Moment en appuis $\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_x = -51.61 \text{ KN.m} \\ M_a^y = M_a^x = -51.61 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **L'ELS**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.8799 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe I)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0509 \times 137.03 \times 3.55^2 = 87,9 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,8799 \times 87.9 = 77.34 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en travées $\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 74.72 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 65.74 \text{KN.m} \end{cases}$

Moment en appuis $\begin{cases} M_a^x = -0,5 \times M_x = -43.95 \text{KN.m} \\ M_a^y = M_a^x = -43.95 \text{KN.m} \end{cases}$

➤ **Ferraillage de la dalle**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Le ferraillage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0,45) \text{ m}^2$

➤ Calcul de A_{min}

$$\left. \begin{array}{l} e > 12\text{cm} \\ \rho \geq 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 b e \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.92}{2} \right) \times 100 \times 45 = 3,74\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{min}^y = 0.0008 \times 100 \times 45 = 3.6\text{cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$$

➤ Espacement des armatures

Pour le sens x-x : $S_t \leq \min (2e, 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$

Pour le sens y-y : $S_t \leq \min (3e, 33 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Ferrailage du radier.

| Position | Sens | M_u KN.m | A_{cat} (cm^2/ml) | A_{min} (cm^2/ml) | $A_{choisit}$ (cm^2/ml) | S_t (cm) |
|-----------|-----------|---------------|--|--|--|---------------|
| En travée | Selon x | 77.4 | 5.59 | 3.74 | 5HA12=5.65 | 20 |
| | Selon y | 63.87 | 4.6 | 3.6 | 5HA12=5.65 | 20 |
| En appuis | Selon x-y | 51.61 | 3.71 | 3.74 | 4HA12=4.52 | 25 |

➤ L'ELS

• Vérification des contraintes du béton

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes du béton et l'acier.

| Position | Sens | M_{ser} (KN.m) | σ_{bc} (Mpa) | σ'_{bc} (Mpa) | σ_{st} (Mpa) | σ'_{st} (Mpa) | Observation |
|-----------|------|---------------------|------------------------|----------------------|---------------------|-------------------------|--------------|
| En travée | X-X | 74.72 | 4.73 | 15 | 310.95 | 201,633 | Non vérifiée |
| | Y-Y | 65.72 | 4.16 | 15 | 273.61 | 201,633 | Non vérifiée |
| En appuis | X-Y | 43.95 | 3.47 | 15 | 257.502 | 201,633 | Non vérifiée |

On recalcule à L'ELS ; les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

| Position | Sens | M_{ser} KN.m | A_{ELU} (cm^2/ml) | A_{SER} (cm^2/ml) | $A_{choisit}$ (cm^2/ml) | S_t (cm) |
|-----------|---------|-------------------|--|--|--|---------------|
| En travée | Selon x | 74.72 | 5.65 | 10.11 | 7HA14=10.78 | 14 |
| | Selon y | 65.72 | 5.65 | 8.83 | 6HA14=9.24 | 17 |
| En appui | Selon x | 43.95 | 4.52 | 5.83 | 5HA14=7.7 | 20 |

➤ Schéma de ferrailage

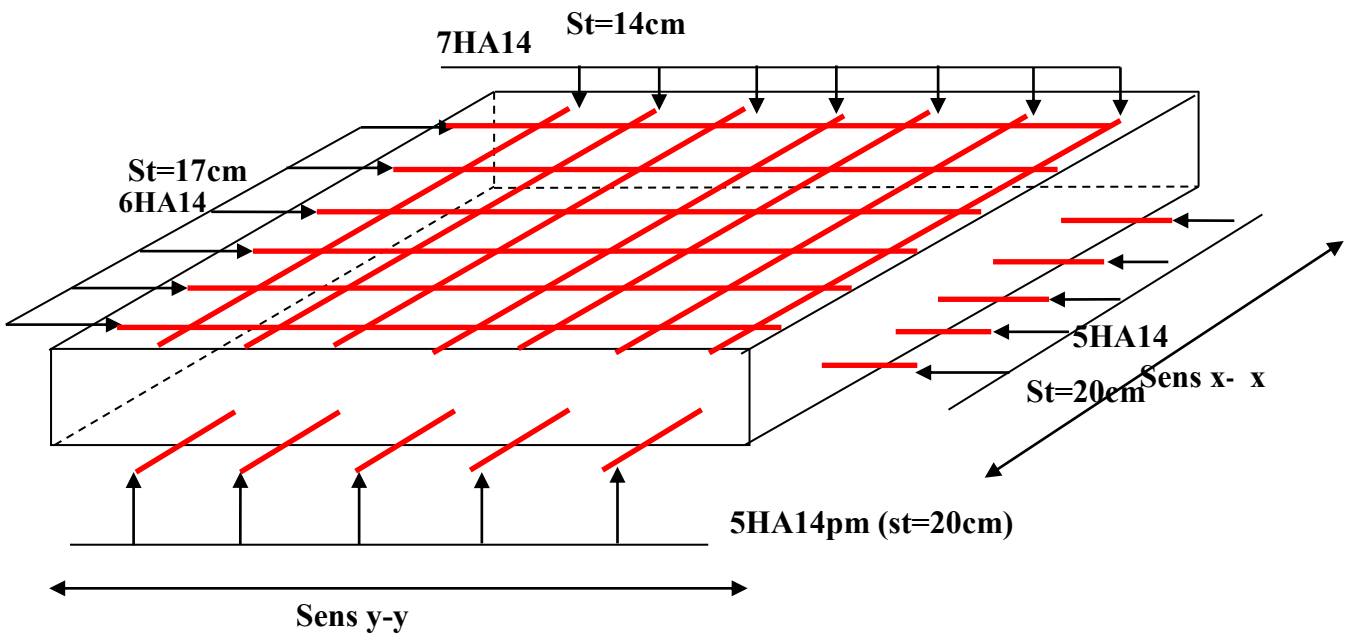


Figure VI.6 Schéma de ferrailage du radier.

➤ Ferrailage du débord

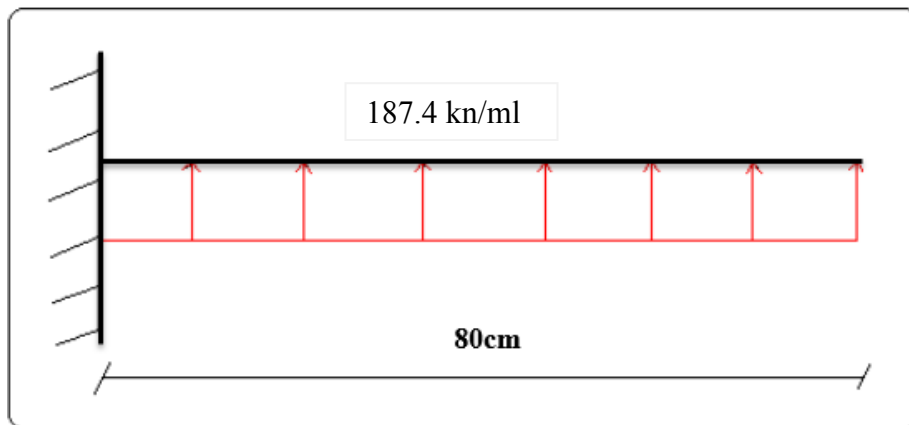


Figure VI.7. Schéma statique du débord.

$$M_u = Q_u \times \frac{l^2}{2} = 59.97 \text{ KN.m.}$$

Tableau VI.4. Sections d'armatures du débord.

| M (KN.m) | A _{cal} (cm ² /m) | A _{min} | A _{adoptée} | N ^{bre} de barre / m | St (cm) | A _r (cm ² /m) | A _r adoptée |
|----------|---------------------------------------|------------------|----------------------|-------------------------------|---------|-------------------------------------|------------------------|
| 59.97 | 4.37 | 4.83 | 5.65 | 5HA12 | 20 | 1.50 | 4HA12=4.52 |

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$b = 1m, d = 0.4m$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16MPa.$$

$$V_u = Q_u \times l = 149.92kn \Rightarrow \tau_u = 0.37MPa < 1.16 MPa.$$

➤ Vérifications à l'ELS

$$M_s = Q_s \times \frac{l^2}{2} = 43.85 kn.ml$$

Tableau VI.5. Vérifications des contraintes du béton et d'acier.

| Position | M _{ser} (KN.m) | σ _{bc} (Mpa) | σ' _{bc} (Mpa) | σ _{st} (Mpa) | σ' _{st} (Mpa) | Observation |
|-----------|----------------------------|--------------------------|------------------------|-----------------------|---------------------------|--------------|
| En travée | 43.85 | 3.46 | 15 | 207.02 | 201,633 | Non vérifiée |

On recalcule à L'ELS

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

| Position | M _{ser} KN.m | A _{ELU} (cm ² /ml) | A _{SER} (cm ² /ml) | A _{choisit} (cm ² /ml) | St (cm) |
|-----------|--------------------------|---|---|---|------------|
| En travée | 43.85 | 5.65 | 5.78 | 6HA12=6.79 | 14 |

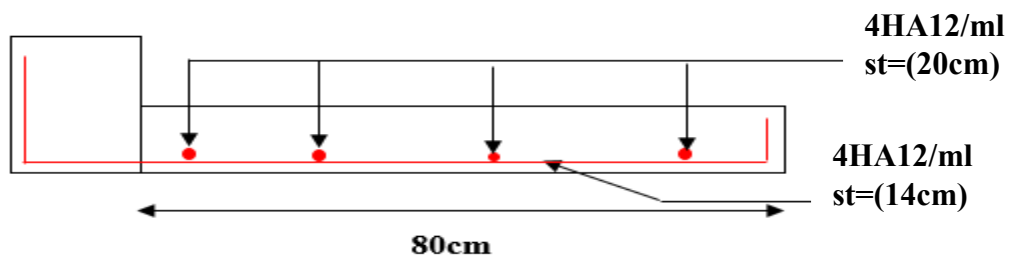


Figure VI.8. Schéma de ferrailage du débord.

4. Ferrailage des nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :

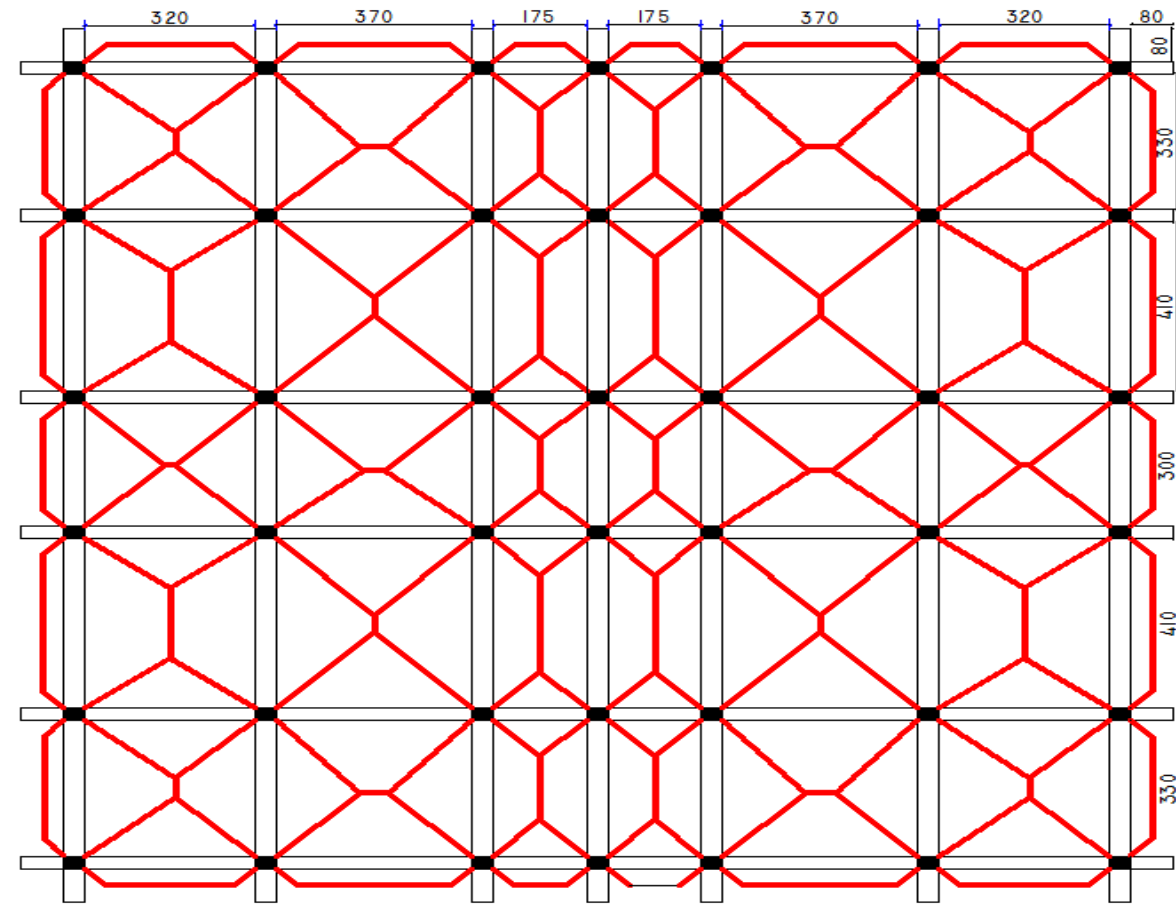


Figure VI.9. Schéma des lignes de rupture du radier.

Cas de charge équivalent

- Cas de charges triangulaires : cas de plusieurs charges : $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum_{i=1}^n l_{xi}^2}{\sum_{i=1}^n l_{xi}}$
 - Cas d'une seule charge : $q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x$ et $q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x$
 - Cas de charges trapézoïdales : $q_m = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g^2}{3}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d^2}{3}) \times l_{xd}$
- $$q_v = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g}{3}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d}{3}) \times l_{xd}$$

sachant que ; $p = \frac{N}{S_{radier}}$; avec $N = N_u + N_{radier}$

➤ **Calcul des sollicitations** : le calcul des nervure ce fait de la même manier que les poutrelles (ferraillé en flexion simple).

• **Moments aux appuis**

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

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ Avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

• **Moments en travée**

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

Avec ; $M_0(x) = \frac{q \times x}{2}(l - x)$ et $x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

Pour le calcul on prend la nervure le plus sollicitée.

• **Sens x-x**

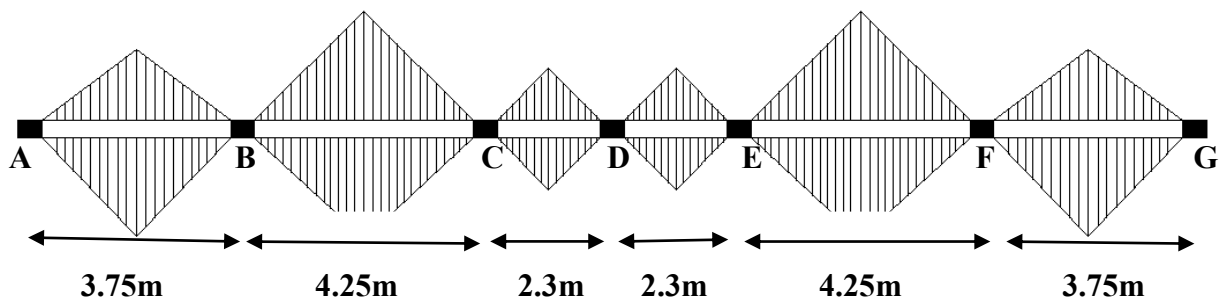


Figure VI.10. Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7. Sollicitations de la nervure dans le sens x-x à l'ELU.

| Travée | P (KN/m) | M _a (KN.m) | | X ₀ (m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|--------|----------|-----------------------|----------------|--------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| | | M _g | M _d | | | | |
| A-B | 399.78 | 0 | -643.53 | 1.446 | 417.81 | 577.98 | -921.2 |
| B-C | 458.69 | -643.53 | -383.36 | 2.258 | 526.28 | 1035.93 | -913.5 |
| C-D | 218.64 | -383.36 | -87.06 | 1.739 | -52.68 | 380.26 | -122.61 |
| D-E | 218.64 | -87.06 | -383.36 | 0.561 | -52.68 | 122.61 | -380.26 |
| E-F | 458.69 | -383.36 | -643.53 | 1.992 | 526.28 | 913.5 | -1035.93 |
| F-G | 399.78 | -643.53 | 0 | 2304 | 417.81 | 577.98 | -921.2 |

• Sens y-y

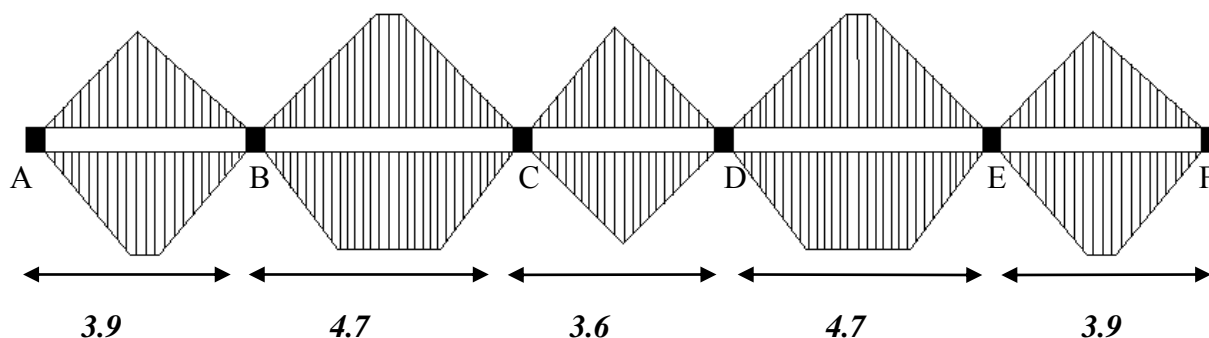


Figure. VI. 11. Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8. Sollicitations de la nervure dans le sens y-y à l'ELU.

| Travée | P (KN/m) | M _a (KN.m) | | X (m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|--------|----------|-----------------------|----------------|-------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| | | M _g | M _d | | | | |
| A-B | 413.87 | 0 | -778.83 | 1.467 | 445.63 | 607.35 | -1006.8 |
| B-C | 492.11 | -778.83 | -622.12 | 2.418 | 659.49 | 1189.80 | -1123.1 |
| C-D | 374.8 | -622.12 | -622.12 | 1.8 | -14.94 | 674.65 | -674.65 |
| D-E | 492.11 | -622.12 | -778.83 | 2.282 | 659.49 | 1123.1 | -1189.8 |
| E-F | 413.87 | -778.83 | 0 | 2.433 | 445.63 | 1006.8 | -607.35 |

Tableau VI.9. Sollicitations de la nervure dans le sens x-x a l'ELS.

| Travée | P (KN/m) | M _a (KN.m) | | X ₀ (m) | M _t (KN.m) |
|--------|----------|-----------------------|----------------|--------------------|-----------------------|
| | | M _g | M _d | | |
| A-B | 292.33 | 0 | -470.57 | 1.446 | 305.51 |
| B-C | 335.41 | -470.57 | -318.34 | 2.232 | 364.75 |
| C-D | 159.87 | -318.34 | -63.68 | 1.843 | -46.95 |
| D-E | 159.87 | -63.68 | -318.34 | 0.457 | -46.95 |
| E-F | 335.41 | -318.34 | -470.57 | 2.018 | 364.75 |
| F-G | 292.33 | -470.57 | 0 | 2.304 | 305.51 |

Tableau VI.10. Sollicitations de la nervure dans le sens y-y l'ELS.

| Travée | P (KN/m) | M _a (KN.m) | | X ₀ (m) | M _t (KN.m) |
|--------|----------|-----------------------|----------------|--------------------|-----------------------|
| | | M _g | M _d | | |
| A-B | 302.63 | 0 | -569.5 | 1.467 | 325.87 |
| B-C | 359.84 | -569.5 | -454.91 | 2.418 | 482.23 |
| C-D | 274.06 | -454.91 | -454.91 | 1.8 | -10.93 |
| D-E | 359.84 | -454.91 | -569.5 | 2.282 | 482.23 |
| E-F | 302.63 | -569.5 | 0 | 2.433 | 325.86 |

• Ferrailage

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferrillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

$h=80\text{cm}$

$h_0=45\text{cm}$

$b_0=60\text{cm}$

$$b \leq 2 \times \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) + b_0$$

$$\Rightarrow \text{Sens } x; \quad b \leq \min\left(\frac{1.75}{10}; \frac{3.2}{2}\right) \times 2 + b_0 = 0.95\text{m.}$$

$$\Rightarrow \text{Sens } y; \quad b \leq \min\left(\frac{3}{10}; \frac{4.1}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1.2\text{m.}$$

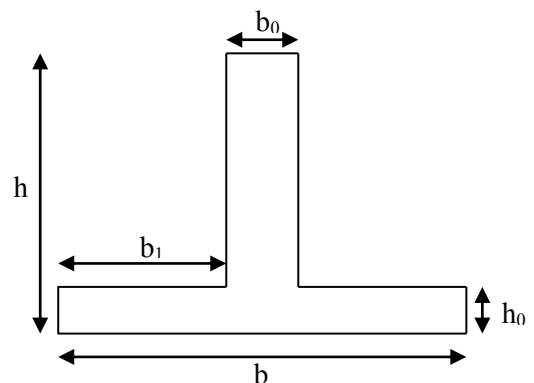


Figure VI.12. Section à ferrailer.

- En travée :(sens x-x)

$$M_T = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 3187.01 \text{ KN.m}$$

$M_T > M_{trav}^{max} \Rightarrow$ le calcul se fera comme une section rectangulaire $b \times h$

- En travée :(sens y-y)

$$M_T = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 4025.7 \text{ KN.m}$$

$M_T > M_{trav}^{max} \Rightarrow$ le calcul se fera comme une section rectangulaire $b \times h$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau VI.11. Résumé des résultats du ferrailage des nervures.

| Sens | Localisation | M(KN.m) | A _{cal} (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{adop} (cm ²) | Choix |
|------|--------------|---------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|-------------|
| X-X | Travée | 526.28 | 20.92 | 8.6 | 21.24 | 9HA16+1HA20 |
| | Appui | -643.53 | 25.53 | 8.6 | 25.76 | 5HA16+5HA20 |
| Y-Y | Travée | 659.49 | 26.21 | 10.86 | 29.15 | 8HA20+2HA16 |
| | Appui | -778.83 | 31.18 | 10.86 | 31.42 | 10HA20 |

➤ Les Vérifications

- Vérification de l'effort tranchant

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b \times d} = 1,478 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa.}$$

Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{1035.93 \times 10^{-3}}{0.95 \times 0.75} = 1,45 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ vérifie.

Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{1006.8 \times 10^{-3}}{1.2 \times 0.75} = 1,12 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ vérifie.

- Armatures transversales

$$\Phi_t \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min})$$

$\Phi_t \geq \min (6 \text{ mm} ; 22.8 \text{ mm} ; 16 \text{ mm}) = 6 \text{ mm}$ On adopte a un étrier $\Phi 10$.

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_{trans} = 4\phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres $\phi 10$)

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15 \text{ cm}$.

- Armatures de peau :

D'après le CBA (Article A.7.3), on doit mettre des armateurs de peau de

section $A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ par la hauteur des nervures.

Nous avons : $h_n = 80\text{cm} \Rightarrow A_p = 3 \times 0.8 = 2,4\text{cm}^2$. On adopte 2HA14=3,08cm²/face.

• **Vérification des contraintes**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12. Résumé des résultats de la vérification des contraintes.

| Sens | Localisation | $M_{ser}(\text{KNm})$ | $\sigma_b(\text{MPa})$ | $\bar{\sigma}_b(\text{MPa})$ | $\sigma_s(\text{MPa})$ | $\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$ | Obs |
|------|--------------|-----------------------|------------------------|------------------------------|------------------------|------------------------------|--------------|
| X-X | Travée | 364.75 | 5.79 | 15 | 250.48 | 201,63 | Non vérifiée |
| | Appui | 470.57 | 6.94 | 15 | 268.59 | 201,63 | Non vérifiée |
| Y-Y | Travée | 482.23 | 5.87 | 15 | 242.19 | 201,63 | Non vérifiée |
| | Appui | 569.5 | 6.74 | 15 | 266.11 | 201,63 | Non vérifiée |

On recalcule à L'ELS :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13. Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

| Position | Sens | M_{ser} KN.m | A_{ELU} (cm ² /ml) | A_{SER} (cm ² /ml) | $A_{choisit}$ (cm ² /ml) |
|-----------|---------|-------------------|------------------------------------|------------------------------------|--|
| En travée | Selon x | 364.75 | 21.24 | 26.64 | 6HA25=29.45 |
| En appui | Selon x | 470.57 | 25.76 | 34.81 | 12HA20=37.7 |
| En travée | Selon y | 482.23 | 29.15 | 35.28 | 12HA20=37.7 |
| En appui | Selon y | 569.5 | 31.42 | 42.021 | 8HA20+4HA25=44,76 |

➤ Schémas de ferrailage des nervures

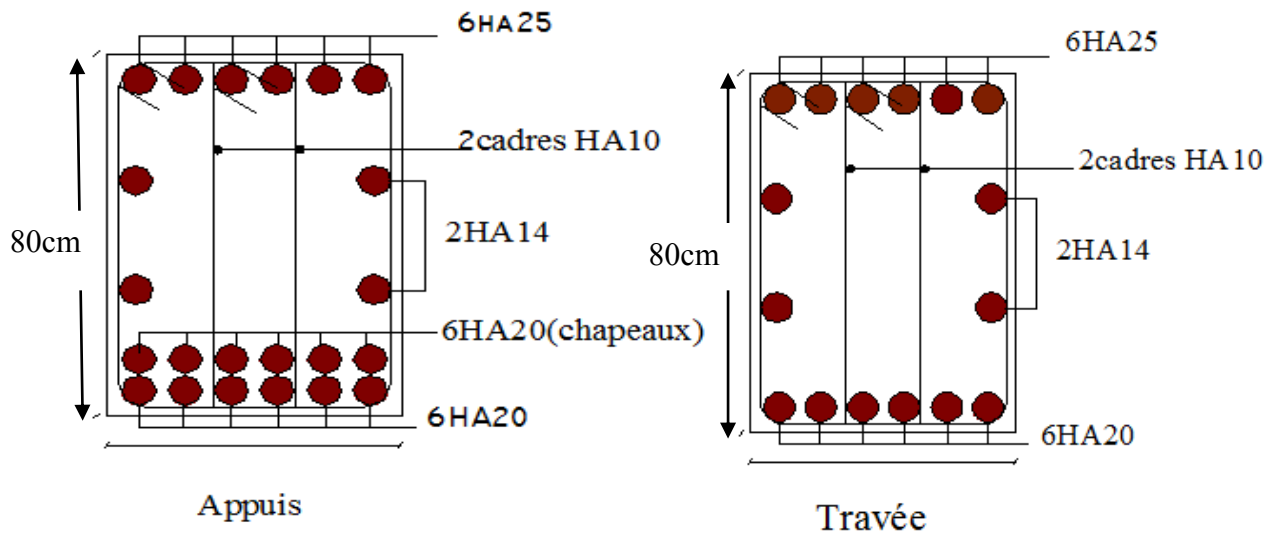


Figure VI.13. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x.

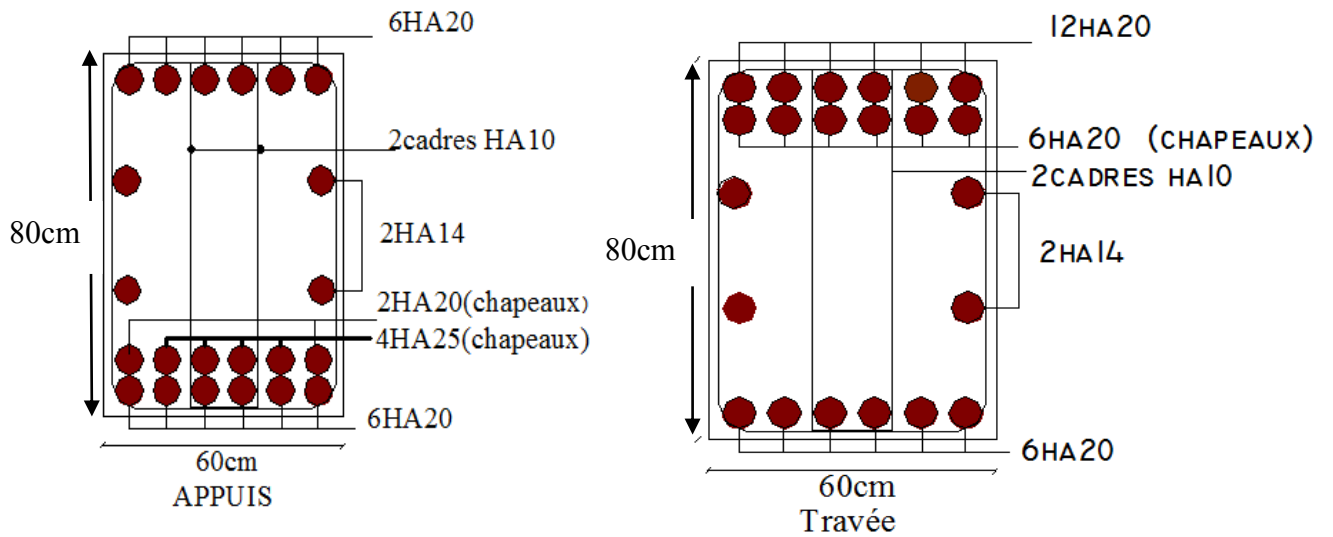


Figure VI.14. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y.

VI.3 Longrine

VI.3.1 Pré dimensionnement des longrines :

Le RPA99/2003, exige les conditions suivantes :

- Les points d'appuis doivent être solidarisés, par un réseau bidirectionnel de longrines, pour s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.
- Les dimensions minimales de la section transversale des longrines en site S3 sont de : $25 \times 30 \text{ cm}^2$.
- Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction, sous l'action d'une

force égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$

Avec : N : force égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré.

- Le ferrailage doit être de 0.6% de la section, avec des cadres dont l'espacement est inférieur aux min (20cm, 15ϕ).

VI.3.2 Vérification :

Nous avons $N = 2307.721 \text{ KN}$.

D'après le RPA : $\alpha = 12$, en zone II, site S3.

$F = 2307.721 / 12 = 192.31 \text{ KN}$

D'où : $F > 20 \text{ KN}$

VI.3.3 Ferrailage :

➤ Armatures longitudinales :

$$A_U = \frac{N_U \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0.192 \times 1.15}{400} = 5.52 \text{ cm}^2$$

$$A_S = \frac{N_S}{\sigma_s} = \frac{0.140}{240} = 5.83 \text{ cm}^2$$

Nous choisissons une section de : $30 \times 40 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 0.6\% \times 30 \times 40$

$$A_{\min} = 7.2 \text{ cm}^2$$

On choisit : $4\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 8.42 \text{ cm}^2$

➤ Armature transversale

$$S_t \leq \min(20\text{cm}, 15\Phi)$$

Nous choisissons un cadre et une épingle $\phi 8$ pour $s_t = 15\text{cm}$.

❖ Vérification :

➤ Condition de non fragilité :

$$B = 1200 \leq \frac{A \times f_e}{f_{t28}} = \frac{8.42 \times 400}{2.1} = 1603.8 \text{ Cm}^2.$$

➤ Schéma de ferrailage

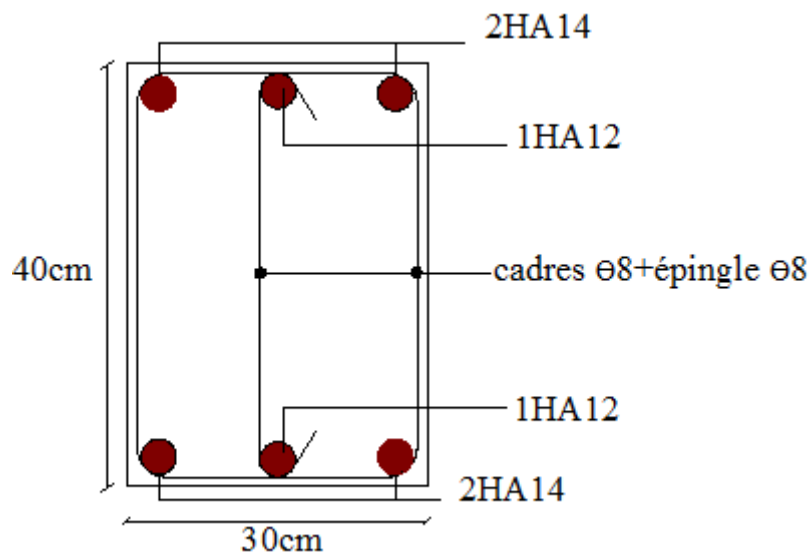


Figure VI.15. Ferrailage de la longrine.

VI.4 Voiles périphériques

Introduction

Selon le **RPA99/2003**, les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens.
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.

Caractéristiques des voiles

- Hauteur : $H = h_d - (h_l + h_r + h_{bp}) = 3.8 - (0.4 + 0.8 + 0.1) = 2.5 \text{ m}$
- Epaisseur : $e = 15 \text{ cm}$.

Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$
- angle de frottement : $\varphi = 20^\circ$
- Cohésion : $C = 0 \text{ KN/m}^2$

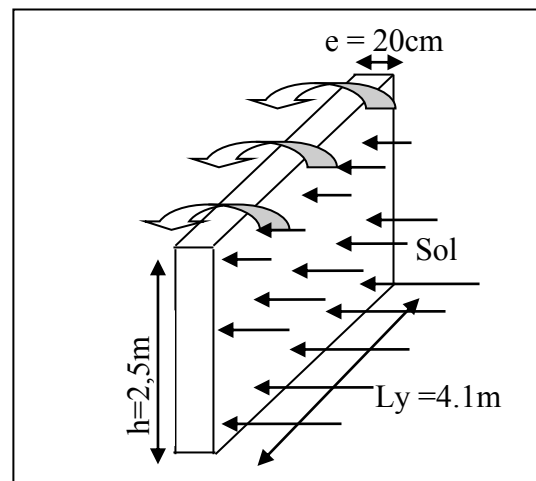


Figure VI.16. Schéma du voile périphérique.

Méthode de calcul

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque coté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à 10 KN/m^2 .

Sollicitations

a) Poussée des terres

$$G = \gamma \times h \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\Rightarrow G = \gamma \times h \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 18 \times 2,5 \times \text{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{20}{2} \right) = 22,06 \text{ KN/m}^2$$

b) Charge due à la surcharge

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{20}{2} \right) = 4,9 \text{ KN} / \text{m}^2$$

• **Ferraillage**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

• **Calcul à l'ELU**

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 37.13 \text{ KN/m.}$$

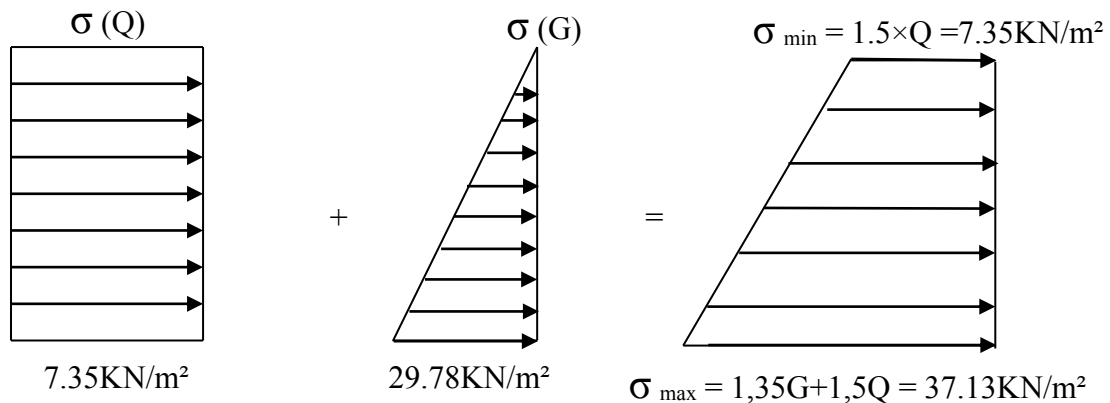


Fig. VI.17. Diagramme des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$L_x = 2,5 \text{ m} ; \quad L_y = 4,4 - 0,3 = 4,1 \text{ m} ; \quad e = 15 \text{ cm} ; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 29.685 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 29.685 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,6 > 0,4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0822 \\ \mu_y = 0,2948 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe I)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0822 \times 29.685 \times 2,5^2 = 15.25 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0,2948 \times 15.25 = 4,49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 12.96 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 3.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en appui**

$$M_{ap} = -0,5 \times M_x = -7.63 KN.m$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14. Ferrailage du voile périphérique.

| Localisation /Sens | | M (KN.m) | A cal (cm ²) | Amin (cm ²) | A adoptée (cm ² /ml) | Choix |
|--------------------|-----|-------------|-----------------------------|----------------------------|------------------------------------|-------|
| Travée | X-X | 12.96 | 3.21 | 1.5 | 3.93 | 5HA10 |
| | Y-Y | 3.82 | 0.92 | 1.5 | 3.14 | 4HA10 |
| Appui | | -7.63 | 1.82 | 1.5 | 3.14 | 4HA10 |

Espacement des armatures : nous avons (F.N) donc :

Armatures // L_x : St ≤ min (2e, 25cm) =20cm

Soit : St=20cm

Armatures // L_y : St ≤ min (2e, 25cm) =25cm

Soit : St=25cm

Vérifications

A L'ELU:

• **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0,6 > 0,4$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e \quad ; \quad \rho_0 = 0,0008 \dots \dots \dots \text{pour Fe 400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,6) \times 100 \times 15 = 1,44cm^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1.2cm^2$$

A_t > A_{min} condition vérifiée.

A_a > A_{min} condition vérifiée.

Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2,5MPa.$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{29,685 \times 2,5}{2} \times \frac{4,1^4}{2,5^4 + 4,1^4} = 32,6 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{29,685 \times 4,1}{2} \times \frac{2,5^4}{2,5^4 + 4,1^4} = 7,39 \text{ KN}. \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \tau_{ux} = \frac{32,6 \times 10^{-3}}{1 \times 0,112} = 0,29 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} & \text{La condition est vérifiée} \\ \tau_{uy} = \frac{6,39 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,053 < 2,5 \text{ MPa} & \text{La condition est vérifiée} \end{cases}$$

Vérification à l'ELS

$$\sigma_{\max} = G + Q = 22,06 + 4,9 = 26,96 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 4,9 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 21,445 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 21,445 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0870 \\ \mu_y = 0,4672 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe I).}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,087 \times 21,445 \times 2,5^2 = 11,66 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,4672 \times 11,66 = 5,45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moments en travée $\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 9,91 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 4,63 \text{ KN.m} \end{cases}$
- Moments en appui $M_a^x = M_a^y = 0,5 \times M_x = -5,83 \text{ KN.m}$

Vérification des contraintes

On doit vérifier :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.15. Vérifications des contraintes dans le voile périphérique.

| | Sens | M_{ser} (KN.m) | σ_b (MPa) | $\bar{\sigma}_b$ (MPa) | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | Obs |
|--------|------|---------------------|------------------|------------------------|------------------|------------------------|------------|
| Travée | X-X | 9.91 | 5.63 | 15 | 230.76 | 201,63 | N.Vérifiée |
| | Y-Y | 4.63 | 2.82 | 15 | 133.4 | 201,63 | Vérifiée |
| Appui | | -5.83 | 3.61 | 15 | 168.4 | 201,63 | Vérifiée |

Remarque

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées en travée dans le sens x-x donc on doit recalculer la section d'acier.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.16. Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

| Position | Sens | M_{ser} KN.m | A_{ELU} (cm ² /ml) | A_{SER} (cm ² /ml) | $A_{choisit}$ (cm ² /ml) |
|-----------|------|-------------------|------------------------------------|------------------------------------|--|
| En travée | X-X | 9.91 | 3.93 | 4.52 | 5HA12 |
| | Y-Y | 4.63 | 3.14 | / | 4HA10 |
| En appui | | -5.83 | 3.14 | / | 4HA10 |

➤ Schéma de ferrailage du voile périphérique

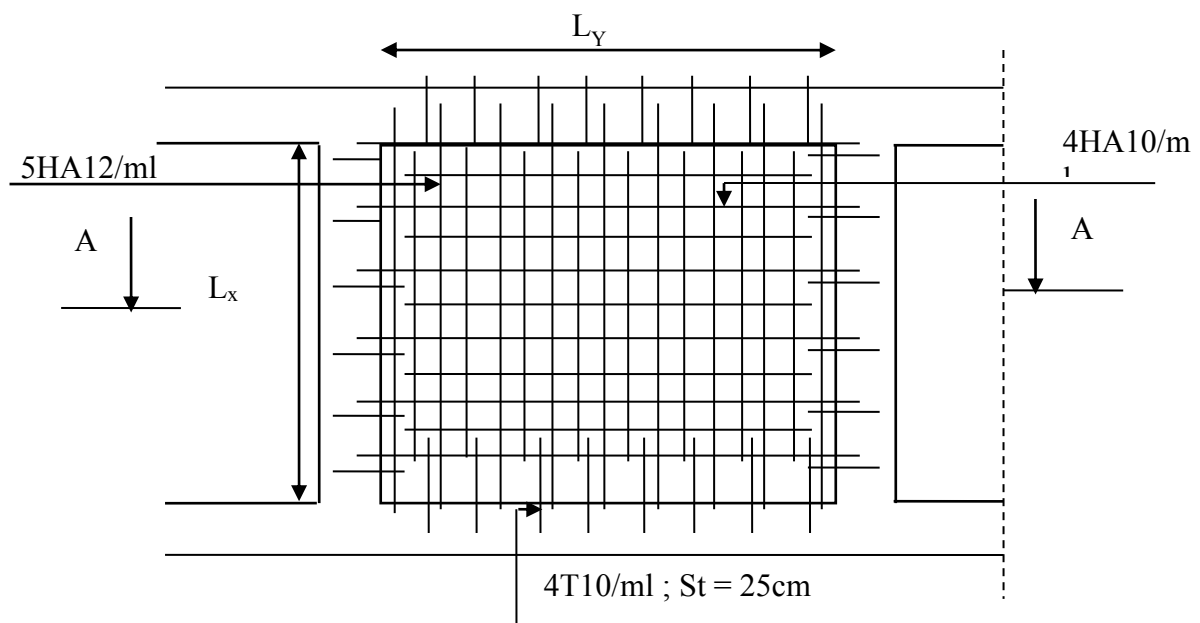


Figure.VI.18 schéma de ferrailage du voile périphérique.

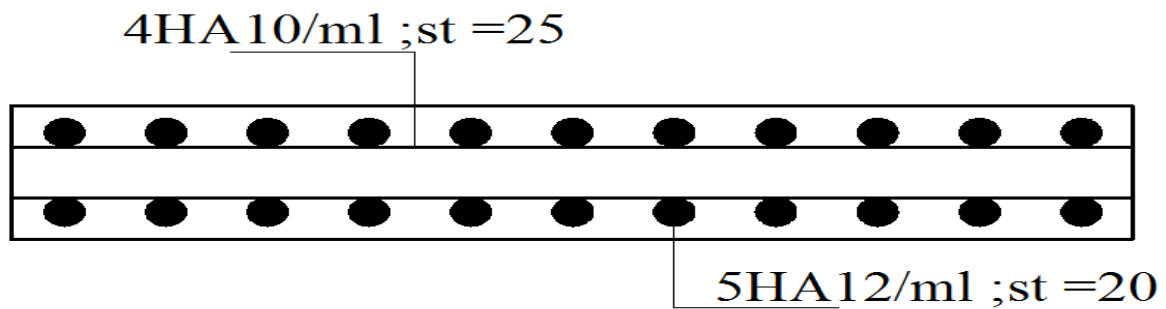


Figure VI.19. Schéma de ferrailage du voile périphérique (COUPE A-A).

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, idem pour les semelles filantes. Alors, nous avons opté pour un radier nervuré avec débord.

conclusion

CONCLUSION

Le projet de fin d'étude se révèle être d'une grande importance pour tout étudiant embrassant une carrière dans le bâtiment.

La nécessité est considérée plus impérative qu'elle met l'étudiant en application directe des connaissances acquises et les différents règlements en vigueur.

Cette expérience dans le domaine nous a incités non seulement à connaître toutes les étapes de calcul d'un bâtiment, mais aussi à se documenter et à enrichir nos connaissances.

« On a constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique mais surtout sur sa concordance avec le coté pratique d'où la nécessité d'une bonne critique des résultats ».

BIBLIOGRAPHIE

- **BAEL91/99** : (Béton armé aux états limites)
- **RPA99**: Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- **CBA 93**: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).
- **DTR BC 2.2** : (Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).
- **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.
- Mémoires de fin d'étude
- Cahiers de cours béton du cursus

Annexes

Annexe I

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

| $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ | 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 | 0.1000 |

Annexe II
Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Ly

Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.8$

| | 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 | / | 0.250 | 0.200 | 0.168 | 0.144 | 0.126 | 0.110 | 0.099 | 0.089 | 0.081 | 0.077 |
| | 0.1 | 0.320 | 0.235 | 0.194 | 0.166 | 0.143 | 0.125 | 0.109 | 0.098 | 0.088 | 0.081 | 0.077 |
| | 0.2 | 0.257 | 0.216 | 0.184 | 0.160 | 0.140 | 0.123 | 0.108 | 0.097 | 0.088 | 0.079 | 0.075 |
| | 0.3 | 0.225 | 0.198 | 0.172 | 0.152 | 0.134 | 0.116 | 0.104 | 0.094 | 0.086 | 0.078 | 0.073 |
| | 0.4 | 0.203 | 0.181 | 0.160 | 0.142 | 0.126 | 0.112 | 0.100 | 0.090 | 0.082 | 0.067 | 0.069 |
| | 0.5 | 0.184 | 0.166 | 0.148 | 0.132 | 0.117 | 0.105 | 0.095 | 0.086 | 0.078 | 0.073 | 0.066 |
| | 0.6 | 0.167 | 0.151 | 0.135 | 0.122 | 0.109 | 0.098 | 0.089 | 0.082 | 0.074 | 0.068 | 0.061 |
| | 0.7 | 0.150 | 0.137 | 0.123 | 0.112 | 0.101 | 0.093 | 0.084 | 0.076 | 0.069 | 0.063 | 0.057 |
| | 0.8 | 0.135 | 0.124 | 0.113 | 0.103 | 0.094 | 0.086 | 0.078 | 0.071 | 0.064 | 0.058 | 0.053 |
| | 0.9 | 0.124 | 0.114 | 0.104 | 0.095 | 0.087 | 0.079 | 0.072 | 0.065 | 0.059 | 0.054 | 0.049 |
| 1.0 | 0.113 | 0.105 | 0.096 | 0.087 | 0.079 | 0.072 | 0.066 | 0.059 | 0.054 | 0.049 | 0.045 | |
| Valeur de M₂ | 0.0 | / | 0.282 | 0.231 | 0.199 | 0.175 | 0.156 | 0.141 | 0.129 | 0.116 | 0.105 | 0.095 |
| | 0.1 | 0.227 | 0.196 | 0.174 | 0.159 | 0.145 | 0.133 | 0.121 | 0.111 | 0.102 | 0.093 | 0.083 |
| | 0.2 | 0.160 | 0.150 | 0.139 | 0.129 | 0.120 | 0.109 | 0.103 | 0.096 | 0.087 | 0.079 | 0.070 |
| | 0.3 | 0.128 | 0.122 | 0.114 | 0.107 | 0.101 | 0.094 | 0.088 | 0.082 | 0.075 | 0.068 | 0.061 |
| | 0.4 | 0.107 | 0.102 | 0.097 | 0.091 | 0.086 | 0.081 | 0.076 | 0.071 | 0.066 | 0.059 | 0.058 |
| | 0.5 | 0.090 | 0.087 | 0.083 | 0.078 | 0.074 | 0.071 | 0.067 | 0.068 | 0.057 | 0.053 | 0.047 |
| | 0.6 | 0.079 | 0.076 | 0.073 | 0.069 | 0.066 | 0.063 | 0.058 | 0.055 | 0.051 | 0.047 | 0.043 |
| | 0.7 | 0.069 | 0.067 | 0.064 | 0.062 | 0.058 | 0.056 | 0.052 | 0.048 | 0.045 | 0.042 | 0.038 |
| | 0.8 | 0.062 | 0.059 | 0.057 | 0.054 | 0.052 | 0.049 | 0.046 | 0.043 | 0.04 | 0.037 | 0.033 |
| | 0.9 | 0.055 | 0.053 | 0.051 | 0.048 | 0.046 | 0.044 | 0.042 | 0.038 | 0.036 | 0.033 | 0.029 |
| 1.0 | 0.049 | 0.047 | 0.046 | 0.044 | 0.041 | 0.038 | 0.036 | 0.034 | 0.032 | 0.028 | 0.027 | |

Annexe III
Tableau des Armatures (en cm²)

| Φ | 5 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 20 | 25 | 32 | 40 |
|-----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 1 | 0.20 | 0.28 | 0.50 | 0.79 | 1.13 | 1.54 | 2.01 | 3.14 | 4.91 | 8.04 | 12.57 |
| 2 | 0.39 | 0.57 | 1.01 | 1.57 | 2.26 | 3.08 | 4.02 | 6.28 | 9.82 | 16.08 | 25.13 |
| 3 | 0.59 | 0.85 | 1.51 | 2.36 | 3.39 | 4.62 | 6.03 | 9.42 | 14.73 | 24.13 | 37.70 |
| 4 | 0.79 | 1.13 | 2.01 | 3.14 | 4.52 | 6.16 | 8.04 | 12.57 | 19.64 | 32.17 | 50.27 |
| 5 | 0.98 | 1.41 | 2.51 | 3.93 | 5.65 | 7.70 | 10.05 | 15.71 | 24.54 | 40.21 | 62.83 |
| 6 | 1.18 | 1.70 | 3.02 | 4.71 | 6.79 | 9.24 | 12.06 | 18.85 | 29.45 | 48.25 | 75.40 |
| 7 | 1.37 | 1.98 | 3.52 | 5.50 | 7.92 | 10.78 | 14.07 | 21.99 | 34.36 | 56.30 | 87.96 |
| 8 | 1.57 | 2.26 | 4.02 | 6.28 | 9.05 | 12.32 | 16.08 | 25.13 | 39.27 | 64.34 | 100.53 |
| 9 | 1.77 | 2.54 | 4.52 | 7.07 | 10.18 | 13.85 | 18.10 | 28.27 | 44.18 | 72.38 | 113.10 |
| 10 | 1.96 | 2.83 | 5.03 | 7.85 | 11.31 | 15.39 | 20.11 | 31.42 | 49.09 | 80.09 | 125.66 |
| 11 | 2.16 | 3.11 | 5.53 | 8.64 | 12.44 | 16.93 | 22.12 | 34.56 | 54.00 | 88.47 | 138.23 |
| 12 | 2.36 | 3.39 | 6.03 | 9.42 | 13.57 | 18.47 | 24.13 | 37.70 | 58.91 | 96.51 | 150.80 |
| 13 | 2.55 | 3.68 | 6.53 | 10.21 | 14.7 | 20.01 | 26.14 | 40.84 | 63.81 | 104.55 | 163.36 |
| 14 | 2.75 | 3.96 | 7.04 | 11.00 | 15.83 | 21.55 | 28.15 | 43.98 | 68.72 | 112.59 | 175.93 |
| 15 | 2.95 | 4.24 | 7.54 | 11.78 | 16.96 | 23.09 | 30.16 | 47.12 | 73.63 | 120.64 | 188.50 |
| 16 | 3.14 | 4.52 | 8.04 | 12.57 | 18.10 | 24.63 | 32.17 | 50.27 | 78.54 | 128.68 | 201.06 |
| 17 | 3.34 | 4.81 | 8.55 | 13.35 | 19.23 | 26.17 | 34.18 | 53.41 | 83.45 | 136.72 | 213.63 |
| 18 | 3.53 | 5.09 | 9.05 | 14.14 | 20.36 | 27.71 | 36.19 | 56.55 | 88.36 | 144.76 | 226.20 |
| 19 | 3.73 | 5.37 | 9.55 | 14.92 | 21.49 | 29.25 | 38.20 | 59.69 | 93.27 | 152.81 | 238.76 |
| 20 | 3.93 | 5.65 | 10.05 | 15.71 | 22.62 | 30.79 | 40.21 | 62.83 | 98.17 | 160.85 | 251.33 |

3. RECONNAISSANCE ET ETUDE DE SOL :

L'étude de sol établie par le L.T.E.C le 29/05/2014 sous la référence 015/ES/2014 du LGCL établi en Novembre 2014 indique que les essais suivants ont été réalisés, indique que les essais suivants ont été réalisés :

- a. Quatre (04) sondages carottés entre 08 et 10m de profondeur.
- b. Huit (08) essais au pénétromètre dynamique lourd poussés jusqu'aux refus obtenus entre 2,4m à 5,2m de profondeur.
- c. Essais au laboratoire, (physiques, analyses chimiques sommaires), effectués sur des échantillons prélevés.

L'étude géotechnique indique un sol composé d'une couche de terre végétale de moins d'un mètre d'épaisseur, puis de schiste argileuse peu compacte, sur des marnes schisteuses compactes.

La contrainte admissible préconisée sera de **1,9bar** pour un ancrage de **3.8m** dans la couche de schiste graveleuse.

L'étude de sol indique, par ailleurs une agressivité nulle du sol vis-à-vis des bétons, selon la norme **NF P 18 011**.

4. HYPOTHESES DE CALCUL :

Caractéristiques des matériaux :

- **BETON** : dosé à 350 kg/m³ de CPJ45.
F_{C28}=25 MPa Ft28=2.1 MPa.

E L U. Actions normales : $\gamma_b=1.5$ et F_{bu}=14.2 MPa.
 Actions accidentelles : $\gamma_b=1.15$ et F_{bu}=18.5 MPa.

E L S. $\gamma_b=0.6$ Fbc=15 Mpa
- **ACIER** : Type HA, FeE400.
 Actions normales : $\gamma_s=1.15$ et Fsu=348Mpa.
 Actions accidentelles : $\gamma_s=1$ et Fsu =400 Mpa.

Règlements utilisés :

- DTR et DTU :
 - ♦ **D.T.R. C – 2.1** (Principes généraux pour vérifier la sécurité des ouvrages).
 - ♦ **D.T.R. C – 2.2** (Charges permanentes et charges d'exploitation).
 - ♦ **D.T.R. C – 2.331** (Règles de calcul des fondations superficielles).
 - ♦ **D.T.R. C – 2.41** (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93).
 - ♦ **D.T.R. C – 2.48** (Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 version 2003).

5. FONDATIONS / INFRASTRUCTURES : Les fondations adoptées par le bureau d'étude sont de type radier général à nervures supérieures.

6. SUPERSTRUCTURE : Les structures des blocs sont contreventées par un système mixte voiles et portiques auto stables en béton armé dans les deux sens.

Les plans