

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de GENIE CIVIL

mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil

Option : Matériaux et Structures

Thème

**Étude d'un bâtiment (R +10+Sous-sol) à usage
d'habitation et services contreventé par un Système
Mixte (Voiles - Portiques)**

Réalisé par
SAADI Nadia
ZEGHLOUCHE Fifi

Encadré par
Mme. LAOUBI Khadija

Jury :
Mme. BOUGHAMSA
Mme. SEGHIR

Promotion 2015-2016

Remerciements

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

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

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

*A M^{me} LAOUBI K. : notre promotrice, pour avoir accepté
de nous guider sur le bon chemin du travail.*

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

*Nous remercions également tous les enseignants qui ont
contribués à assurer notre formation durant tout notre cycle
universitaire.*

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

Nadia et Fifi.

Dédicace

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 mémoire :

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 cher 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 mon adorable frère : Koukou

A mes tantes et mes oncles

A chaque cousins et cousines

A ma binôme Nadia et sa famille

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère

A la promotion génie civile 2015-2016

Fifi

Dédicace

Je dédie ce modeste de travail :

A la source de la tendresse, et de l'amour. A celle qui a su être toujours à mes Côtés dans la joie et la peine. A la merveilleuse des mamans, à celle que j'aime et j'adore, ma maman, que dieu te garde pour nous.

A ce lui qui ma toujours encouragé, qui à toujours donnée a fond pour me protégé et qui à souvent était derrière moi pour que je puisse réussir dans mes études. Amon chère papa que j'adore, que dieu te garde pour nous.

A mon chère frère : Om@r.

A mes chères sœurs : F@hima, Zouza, Biba, S@mo, H@louma.

A mes très chers grands parents

A ma chère copine Sonia

A toutes mes amies

A ma binôme Fifi et sa famille

A tous ceux qui m'ont encouragé.

A tout ma famille en particulier.

A tous ceux que j'aime

Nadia

Liste des matières

Introduction générale	
Chapitre I : Généralités	
I.1.Introduction	1
I.2.Présentation de l'ouvrage	1
I.3. Description architecturale de l'ouvrage	1
I.4.Données de site	1
I.5.Choix du contreventement	1
I.6. Règlements et normes utilisés	2
I.7. Les actions et les états limites	2
I.8. Caractéristique des matériaux	4
I.9.Conclusion	8
Chapitre II : pré dimensionnement des éléments	
II.1.Introduction	9
II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux	9
II.2.1. Les planchers	9
- II.2.1.1.Plancher à corps creux	9
- II.2.1.2.Plancher à Dalles pleines	12
II.2.2. Les escaliers	13
II.2.3. L'acrotère	20
II.2.4. Les Murs	20
- II.2.4.1. Les murs extérieur	20
- II.2.4.2. Les murs intérieur	20
II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux	21
II.3.1. Les poutres	21
- II.3.1.1.Les poutres principales	21
- II.3.1.2.Les poutres secondaires	21
II.3.2. Les voiles	22
II.3.3. Les poteaux	22
II.4. Conclusion	30
Chapitre III : Etude des éléments secondaires	
III.1.Introduction	31
III.2. Etude des planchers	31
III.2.1.Plancher à corps creux	31
III.2.2.Plancher à dalles pleines	52
III.3. Etude de l'acrotère	65
III.4. l'ascenseur	69
III.5.Etude des escaliers	76
III.6.Conclusion	93

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction	94
IV.2. Etude de la structure au séisme	94
IV.2.1. Description du logiciel SAP 2000	94
IV.2.2. Méthodes de calcul	95
- IV.2.2.1. Méthode statique équivalente	95
- IV.2.2.2. Méthode dynamique modale spectrale	97
- IV.2.2.3. Méthode d'analyse par accélérogramme	98
IV.3. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes	98
IV.4. Modalisation et résultats	99
IV.4.1. Disposition des voiles	99
IV.4.2. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000	100
IV.5. Conclusion	105

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction	106
V.2. Etude des voiles	106
V.3. Etude des poteaux	114
V.4. Etude des poutres	124
V.5. Conclusion	130

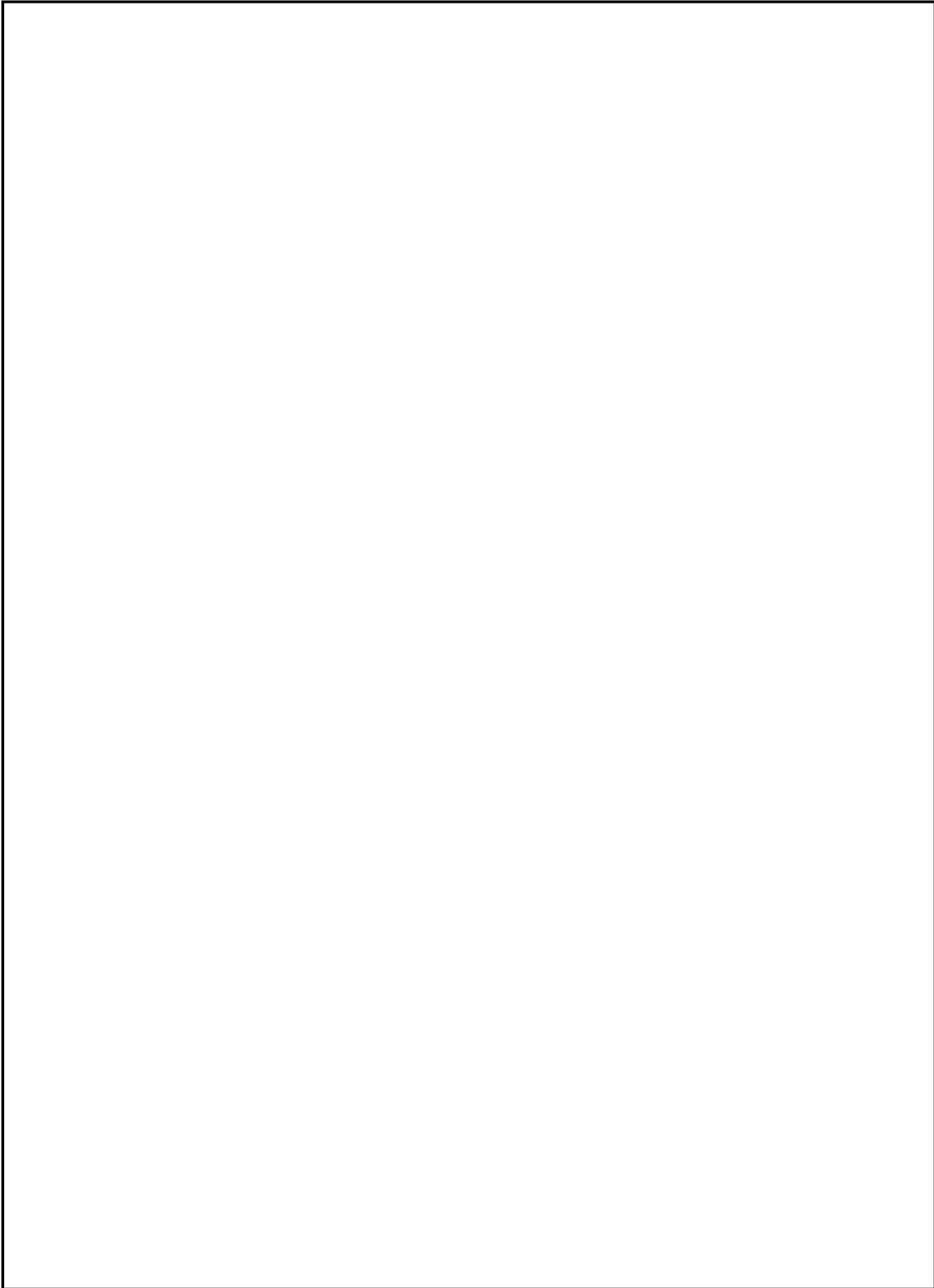
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	131
VI.2. Choix de type des fondations	131
VI.3. Etudes des fondations	131
VI.3.1. Vérification de la semelle isolée	131
VI.3.2. Vérification des semelles filantes	132
VI.3.3. Vérification du radier générale	133
VI.4. Etude du voile périphérique	144
VI.5. Conclusion	147

CONCLUSION

Bibliographie

Annexes



Liste des tableaux

Tableau II.1. Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible	10
Tableau II.2. Evaluation des charges du plancher étage courant.	10
Tableau II.3. Évaluation des charges des dalles pleines	13
Tableau II.4. Dimensionnement de volées 1,2 et 3 d'un escalier RDC	15
Tableau II.5. Evaluation des charges de la volée 1-2	15
Tableau II.6. Evaluation des charges de la volée 3	16
Tableau II.7. Dimensionnement de volée 1et 2	18
Tableau II.8. Evaluation des charges de la volée 1.	18
Tableau II.9. Evaluation des charges de la volée 2.	18
Tableau II.10. Dimensionnement de volées 1et 2 d'un escalier étage courant	19
Tableau II.11. Dimensionnement de volées 1et 2 d'un escalier étage duplex	19
Tableau II.12. Evaluation des charges de la volée 1-2.	19
Tableau II.13. Evaluation des charges du palier	19
Tableau .II. 14. Charge permanente revenant aux murs extérieurs.	20
Tableau .II. 15. Charge permanente revenant aux murs intérieurs	21
Tableau II.16. Poids propre des poteaux	23
Tableau II.17. Poids propre des poteaux et surcharges Q des planchers	24
Tableau. II.18. Evaluation des charges « G » et « Q » pour le poteau P1	26
Tableau. II.19. Evaluation des charges « G » et « Q » pour le poteau P2	27
Tableau. II.20. Vérification des poteaux à la compression simple pour le poteau (P₂)	28
Tableau. II.21. vérification au flambement des poteaux	30
Tableau II.22. Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau P₂.	30
Tableau III.1. Les Types de poutrelles	34
Tableau III.2. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible	37
Tableau III.3.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible	38
Tableau III.4.Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étages courants (habitation)	38
Tableau III.5.Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étages courant (habitation)	39
Tableau III.6.Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étage RDC et étage 1 (Bureaux)	39
Tableau III.7.Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étage RDC et étage 1 (Bureaux)	40
Tableau III.8.Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible	42
Tableau III.9 .Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible	43
Tableau III.10. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible	43
Tableau III.11.Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible	43
Tableau III.12. Vérification des poutrelles à l'ELU	45
Tableau III.13. Vérification des poutrelles à état limite de compression du béton	47
Tableau III.14. Vérification des poutrelles à flèche	50
Tableau III.15. Schémas de ferrailage des poutrelles.	51
Tableau III.16. Calcul des armatures en travées et en appuis	53
Tableau III.17. Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis	56
Tableau III.18. Résultats de vérification des contraintes à ELS	57
Tableau III.19. Calcul de la flèche de la dalle de balcon dans le sens (x-x) ; (y-y)	59
Tableau III.20. Les charges et surcharges de la dalle pleine sur 4 appuis(Bureaux)	60
Tableau III.21. Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis(Bureaux)	60
Tableau III.22. Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis (Habitation)	61

Tableau III.23. Résultats de vérification des contraintes à ELS	62
Tableau III.24. Calcul de la flèche de la dalle sur 4 appuis y-y	64
Tableau III.25. Combinaison d'action de l'acrotère.	65
Tableau III.26. Résultats de calcul de ferrailage de la dalle d'ascenseur	71
Tableau III.27. Calcul des contraintes en travées et en appuis	72
Tableau III.28.ferrailage de la dalle de la salle des machines	74
Tableau III.29. Calcul des contraintes en travées et en appuis	75
Tableau III.30. Résultats de ferrailage des volées (1et2) de l'étage courant	77
Tableau III.31. Résultats de calcul les charges ; surcharges et les sollicitations de volée (3)	77
Tableau III.32. Résultats de ferrailage de volée 3	77
Tableau III.33. Vérification des contraintes de compression dans le béton de la volée (1 ; 2et3).	79
Tableau III.34. Calculs les sollicitations dans le palier (Départ et Intermédiaire).	80
Tableau III.35. Ferrailage de palier (Départ et Intermédiaire).	80
Tableau III.36.Vérification des contraintes de compression dans le béton de palier.	80
Tableau III.37.Vérification les conditions de la flèche	81
Tableau III.38. Calcul de la flèche de palier dans le sens (x-x) ; (y-y)	81
Tableau III.39. Les sollicitations de poutre palière	82
Tableau III.40 Ferrailage de la section d'armature a la flexion simple de poutre palière	83
Tableau III.41.Vérification des contraintes de compression dans le béton de poutre palière.	84
Tableau III.42. Résultats de calcul les charges ; surcharges et les sollicitations de la console.	85
Tableau III.43.Résultats de ferrailage.	85
Tableau III.44.Vérification des contraintes de compression dans le béton.	86
Tableau III.45. Calculs les sollicitations dans le palier	87
Tableau III.46. Ferrailage de palier.	87
Tableau III.47.Vérification des contraintes de compression dans le béton de palier.	88
Tableau III.48.Vérification les conditions de la flèche	88
Tableau III.49. Calcul de la flèche de palier dans le sens (x-x) ; (y-y)	89
Tableau III.50. Résultats de calcul les charges ; surcharges et les sollicitations de poutre brisée.	90
Tableau III.51. Ferrailage de poutre brisée.	90
Tableau III.52.vérification à l'ELU de poutre brisée.	91
Tableau III.53.Résultats de calcul à la torsion de poutre brisée.	91
Tableau III.54. Ferrailage de poutre brisée à la (torsion+ flexion)	91
Tableau III.55. Vérification des contraintes de compression dans le béton de poutre brisée	91
Tableau III.56.Vérification les conditions de flèche.	92
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités Pq	95
Tableau IV.2.Période de vibration et taux de participation massique	101
Tableau IV.3.Vérification de l'interaction sous charges verticales	101
Tableau IV.4. Vérification de l'interaction sous charges horizontales	102
Tableau IV.5.Vérification de l'effort tranchant à la base	102
Tableau IV.6.Vérification de l'effort normale réduit	103
Tableau IV.7.Vérification des déplacements.	103
Tableau IV.8.Vérification à L'effet P-Δ.	104
Tableau. V.1. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=2.1m$ à tous les niveaux	107
Tableau. V.2. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x2}=1.3m$ à tous les niveaux	108
Tableau. V.3. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1}=2.1m$ à tous les niveaux	108
Tableau. V.4. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y2}=2.4m$ à tous les niveaux	108
Tableau V.5. Sollicitations maximales dans le voile V_{x1}	109
Tableau V.6.Ferrailage du voile $V_{x1}=2.1m$	112

Tableau V.7.Ferraillage du voile $V_{x2}=1,3m$	112
Tableau V.8.Ferraillage du voile $V_{y1}=2,1m //yy$	113
Tableau V.9.Ferraillage du voile $V_{y1}=2,4m$	113
Tableau V.10.Les sections minimales et maximales dans les poteaux Préconisés par le RPA99/V2003.	115
Tableau V.11. Sollicitations dans les différents poteaux.	116
Tableau V.12. Sollicitations maximales dans le poteau RDC	116
Tableau V.13.Armatures longitudinales des poteaux	118
Tableau V.14. Armature transversale des poteaux.	119
Tableau V.15. Vérification du flambement pour les poteaux.	120
Tableau V.16. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.	121
Tableau V.17. Vérification des contraintes tangentielles.	122
Tableau V.18. Dimensions de la zone nodale	122
Tableau V.19.Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/v2003.	124
Tableau V.20.Les sollicitations les plus défavorables.	125
Tableau V.21.Ferraillage des poutres principales et secondaires	125
Tableau V.22.Vérification de l'effort tranchant.	127
Tableau V.23.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.	127
Tableau V.24.Vérification de la contrainte limite de béton à L'ELS.	128
Tableau V.25.Vérification des conditions de la flèche	128
Tableau V.26.Moments résistant dans les poteaux.	129
Tableau V.27. Moments résistant dans les poutres.	129
Tableau V.28.Vérification de la zone nodale.	129
Tableau VI.1.Ferraillage du radier	136
Tableau VI.2.Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier	138
Tableau VI.3. Les nouvelles sections d'acier adoptent à l'ELS.	138
Tableau VI.4. Répartition des charges selon les linges de rupture.	139
Tableau VI.5. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELU.	140
Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELS	140
Tableau VI.7. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELU.	141
Tableau VI.8. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELS.	141
Tableau VI.9.Résumé des résultats du ferraillage les nervure	141
Tableau VI.10.Vérification des contraintes des nervures du radier	142
Tableau VI.11.les nouvelles sections d'acier adopte à l'ELS.	142
Tableau VI.12. Section des armatures du voile périphérique	145
Tableau VI.13. Vérification des contraintes	146
Tableau VI.14. les nouvelles sections d'acier adopte à l'ELS.	147

Liste des figures

Figure .I.1.Diagramme des contraintes du béton.	5
Figure I.2. Diagramme contraintes – Déformation de l'acier CBA93 Art(A.2.2.2)	7
Figure II. 1. Disposition des poutrelles des différents niveaux	11
FigureII.2 .vue en coupe d'une poutrelle	11
Figure II.3. Schéma d'un escalier	13
Figure II.4.Schéma statique d'un escalier à trois volées	14
Figure II.5.Vue en plan d'un escalier à trois volées	14
Figure II.6.Schéma statique d'un escalier à deux volées	16
Figure II.7.Vue en plan d'un escalier à deux volées	16
Figure. II.8. 1 ^{ère} volée	16
Figure. II.9. 2 ^{ème} volée	17
Figure II.10. coupe transversale de l'acrotère	20
Figure. II.11.Coupe de voile en élévation	22
Figure II. 12. Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges.	23
FigureII.13. La surface afférente étages (RDC ; courants)	23
FigureII.14. La surface afférente duplex (2 à7)	23
FigureII.15. La surface afférente	27
Figure III.1. Schéma d'une Poutre	31
Figure.III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées	32
Figure.III.3. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées	32
Figure III.4. Effort tranchant sur une poutre à 2 travées	33
Figure III.5. Effort tranchant d'une poutre à plus de2 travées	33
Figure III.7. Schéma statique de la poutrelle T3	34
Figure III.8.Caractéristiques géométrique de la poutrelle	40
Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	52
Figure III.10.Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis	55
Figure III.11.Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis	59
Figure III.12. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis	64
Figure III.13.Vue en plan d'un acrotère	65
Figure III.14. Schéma statique de l'acrotère	65
Figure III.15.Schéma de ferrailage de l'acrotère	69
Figure III.16. Schéma représentant la surface d'impacte.	72
Figure III.17.Vue en coupe du ferrailage de la dalle.	75
Figure III.18. Schéma statique d'une volée (1et2) d'étage courant	76
Figure III.19. Schéma ferrailage de volée (1et2) d'étage courant	79
Figure III.20. Schéma de ferrailage de paliers	82
Figure III.21. Schéma statique de poutre palière	82
Figure III.22. Section creuse équivalente	83
Figure III.23.Schéma de ferrailage de la poutre palière (travée et appui)	85
Figure III.24. Schéma de ferrailage de la volée Etage duplex	87
Figure III.25. Schéma de ferrailage de la volée étage RDC	87
Figure III.26. Schéma de ferrailage de palier	89
Figure III.27. Schéma de ferrailage de la poutre Brisé	92
Figure III.28. Schéma de ferrailage de la poutre Brisé	92

Figure IV.1 Spectre de réponse	98
Figure IV.2. Disposition des voiles	99
Figure IV.3. 1^{ère} mode de déformation (translation suivant y-y)	100
Figure IV.4. 2^{ème} mode de déformation (translation suivant x-x)	100
Figure IV.5 3^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z)	100
Figure V.1. Disposition des armatures verticales	106
Figure V.2. Schéma d'un voile plein	108
Figure V.3. Schéma des contraintes	110
Figure V.4. Schéma de ferrailage du voile V_{x1} au RDC	114
Figure V.5. Zone nodale	115
Figure V.6. Section d'un poteau.	121
Figure V.7. Schéma de ferrailage des poteaux	123
Figure V.8. Schéma de la zone nodale	128
Figure V.9. Schéma de ferrailage de la poutre principale au RDC	130
Figure V.10. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire au RDC	130
Figure VI .1. Schéma d'une Semelle isolée.	132
Figure VI .2. Schéma d'une Semelle filante.	132
Figure VI.3. dalle sur 04 appuis	136
Figure VI.4. Schéma de ferrailage de la dalle du radier	138
Figure VI.5. Charges transmises aux nervures (sens x-x)	139
Figure VI.6 . Schéma statique équivalente (sens x-x)	139
Figure VI.7. Charges transmises aux nervures (sens y-y)	140
Figure VI.8. Schéma statique équivalente (sens y-y)	140
Figure VI.9. Schéma de la nervure.	141
Figure VI.10. Schéma de ferrailage des nervures (x-x)	143
Figure VI.11. Schéma de ferrailage des nervures (y-y)	143
Figure VI.12. Poussée des terres sur les voiles périphériques	144
Figure VI.13. Répartition des contraintes sur le voile périphérique	145
Figure VI.14. Schéma de ferrailage du voile périphérique	147

Symboles Et Notation

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_a, E_c : Sont les modules de déformation.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

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

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

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

Δf_{t adm} : la flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

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

h_t : hauteur totale du plancher.

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.

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

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

L : Longueur ou portée.

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

L_x = distance entre nus de poutrelles.

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

P' : longueur fictive.

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

M : Moment en général.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

Mser : Moment de calcul de service.

Mt : Moment en travée.

M₀ : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

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

M_j : Moment correspondant à j .

M_g : Moment correspondant à g .

M_q : Moment correspondant à q .

Ns : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

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

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

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

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

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m²).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T₂ : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

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

b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

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

fe : Limite d'élasticité.

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

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

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

v : Coefficient de poison

σ : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

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

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

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

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

q : chargement KN/ml..

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_w : Coefficient différé.

Introduction générale

Le but des études en génie civil est de concevoir des bâtiments répondants aux besoins humains, capables de résister aux multiples phénomènes naturels (séismes, vent extrêmes...), ce qui implique la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés qui les rendent aptes à encaisser les efforts auxquels ils seront soumis, et transmettre aux fondations.

Le phénomène sismique a toujours été le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite. Pour cela ; 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'effort sismique.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer les règlements afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+10+Sous-sol, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, sur le comportement de la structure.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.*
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.*
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.*
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.*
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.*
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.*
- Enfin nous terminons par une conclusion générale qui synthétise notre travail.*

CHAPITRE I

Généralités

I.1.Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

I.2.Présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de notre projet de fin d'étude est l'étude d'une construction (R+10+sous-sol) à usage multiple, dont le rez-de-chaussée et le 1^{er} niveau à usage bureaux, le sous-sol à usage parking, et les autres étages à usage d'habitations, classé dans le groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne) selon la classification de RPA99/ Version 2003 (article 3.2).

I.3. Description architecturale de l'ouvrage

- Largeur en plan..... $L_y = 17.30\text{m}$.
- Longueur en plan..... $L_x = 25.80\text{m}$.
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère..... $H_t = 34.68\text{m}$.
- Hauteur du sous-sol..... $H_{ss} = 03.06\text{m}$.
- Hauteur du RDC..... $H_{rdc} = 04.08\text{m}$.
- Hauteur des étages courants..... $H_{ec} = 03.06\text{m}$.

I.4.Données de site

- Le sol de notre site est constitué des limons argileux légèrement graveleux.
- Le site est considéré comme ferme (S2).
- La contrainte admissible du sol $\sigma = 2$ bars.
- L'ancrage minimal des fondations : $D=1.5$ m

I.5.Choix du contreventement

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité des efforts, le RPA99 version 2003 (article 1-b) exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone IIa, l'introduction des voiles est nécessaire. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

I.6. Règlements et normes utilisés

- Le Règlement Parasismiques Algérien (RPA 99/version 2003).
- Le Code du béton armé (CBA 93).
- Le document technique réglementaire (DTR BC 2.2 ; Charges et surcharges).
- Les Règles de calcul des fondations superficielles (DTR BC 2.331) et les DTU.
- Le béton armé aux états limites (BAEL 91).

I.7. Les actions et les états limites

I.7.1. L'état limite

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

✓ *Etat limite ultime ELU*

Cet état correspond à la valeur maximale de la capacité portante de l'ouvrage, son dépassement entraîne la ruine de l'ouvrage. Il y'a trois (03) états limites ultimes :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux *(BAEL91) Art (A .4.3, p31-40)*
- Etat limite de stabilité de forme (flambement).

✓ *Etat limite de service ELS*

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son exploitation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement entraîne un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale. *(BAEL91) Art (A.4.5, p41)*
- Etat limite de compression du béton.

I.7.2. Les actions

✓ *Définitions*

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées et aux déformations imposées à la structure, on distingue:

➤ **Les actions permanentes (G)**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles constituent :

- Le poids propre des éléments de la structure.
- Le poids des revêtements et cloisons.
- Le poids des poussées des terres et des liquides.

➤ **Les actions variables (Q)**

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :

- Charges d'exploitations appliquées au cours d'exécution.
- Les effets thermiques.
- Charges climatiques (vent, neige).

➤ **Les actions accidentelles (F_A)**

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est faible. Par exemple : (Séismes, Explosions, Chocs et, etc.).

- ✓ *Combinaison d'action à l'ELU*
 - **Situations durable ou transitoire**

$$1.35 * G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{ql} * Q_1 + \sum 1.3 * \psi_{0i} * Q_i \quad \text{BAEL91 (Article A.3.3, 21).}$$

- $\gamma_{ql}=1.5 \rightarrow$ cas général.
- $\gamma_{ql} = 1.35 \rightarrow$ cas température ; charges routières, bâtiments agricoles à faible

ψ_{0i} = coefficient de pondération des valeurs d'évaluation d'occupation.

- $\psi_0=0.77 \rightarrow$ vent, neige. BAEL91 (Article D.1.2, 3).
- $\psi_0=0.6 \rightarrow$ variation uniforme de la température.

➤ **Situation accidentelle**

$$G_{\max} + G_{\min} + F_a + \psi_{1,i} * Q_i + \sum \psi_{2,i} * Q_i$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

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

$\psi_{2,i} * Q_i$: valeur quasi permanente d'une action variable.

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

$$\psi_{2,i} = \begin{cases} 0 & \rightarrow \text{Vent, neige pour altitude } \leq 500\text{m, et variation uniforme de température.} \\ 0,1 & \rightarrow \text{neige pour altitude } > 500\text{m.} \end{cases}$$

- ✓ *Combinaison d'action à considérer à l'E.L.S*

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} * Q_i \quad \text{BAEL91 (Article A.3.3,3).}$$

➤ **Combinaisons d'actions données par le RPA99/ Version 2003**

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments ; on utilise les combinaisons suivantes :

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Situations durables : } & \begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases} \\ \checkmark \text{ Situations accidentelles : } & \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \text{ (pour les poteaux seulement)} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases} \end{aligned}$$

➤ **Hypothèse de calcul à l'E.L.S** BAEL91 (article IV.1)

- Conservation des sections planes.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est : $n = E_s / E_b = 15$

I.8. Caractéristique des matériaux

I.8.1. Béton

✓ *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 des adjuvants si sont nécessaire.

✓ *Composition du béton*

La composition pour un (1m³) de béton est la suivante :

- 350kg/m³ → ciment de classe C.P.A325.
- 400 litres → sable de diamètre 0 à 5mm.
- 800 litres → gravier de diamètre 5/15 et 15/25mm.
- 175 litres → eau de gâchage pour rapport E/C égale à 0,5.

✓ *Caractéristiques du béton*

➤ **Résistance mécanique à la compression f_{cj}**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; notée f_{c28} . Cette résistance f_{cj} (en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette normalisée 16cm*32cm cylindrique.

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right\}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right\}$$

CBA93 (Art A.2.1.1.1)

❖ Pour l'étude on opte : $f_{c28} = 25$ MPa.

➤ **Résistance à la traction f_{tj}**

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie

$$\text{par : } \left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right\} \quad \text{CBA93 (Art A.1.2.1.2)}$$

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

➤ **Contrainte limite**

1. Contrainte limite à l'ELU

✓ *Contrainte ultime de compression*

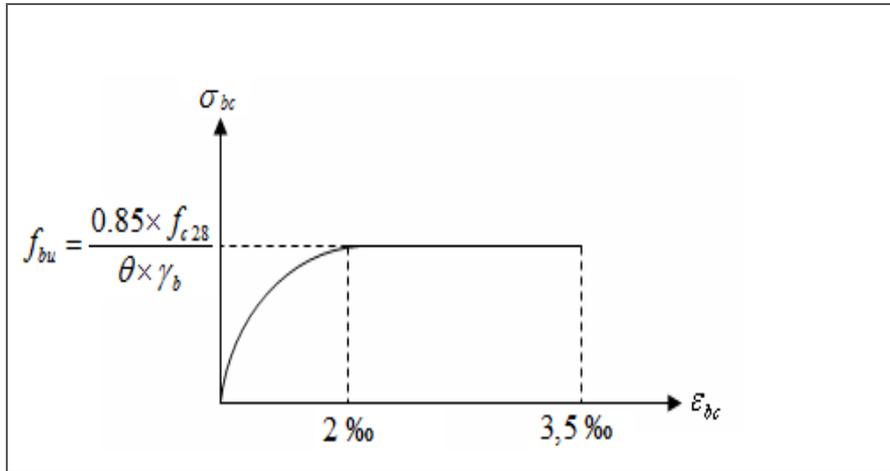


Figure .I.1. Diagramme des contraintes du béton.

La contrainte en compression est donnée par : $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$

Avec : θ dépend de la durée d'application des contraintes.

$$\theta = \begin{cases} 1: & \text{Lorsque la durée probable d'application 24h.} \\ 0.9: & \text{Lorsque la durée probable d'application entre 1h et 24h.} \\ 0.85: & \text{Lorsque la durée probable d'application 1h.} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisé dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \implies f_{bu} = 14.20 \text{ MPa} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \implies f_{bu} = 18.48 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ *Contrainte ultime de cisaillement*

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

$$\begin{cases} \tau_{adm} = \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \tau_{adm} = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

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

BAEL91Art (A.5.2.11)

$$\begin{cases} \tau_{adm} = 3.33\text{Mpa} & \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.} \\ \tau_{adm} = 2.5\text{Mpa} & \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

2. Contrainte limite à l'ELS

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CBA93(Art. A4.5.2)}$$

➤ 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

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantané du béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93(Art. A.2.1.2.1)}$$

- Le module de déformation longitudinale différé

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à(j) jours est :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93(Art. A.2.1.2.2)}$$

$$\begin{aligned} \text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa on a : } & \begin{cases} E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa} \\ E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa} \end{cases} \end{aligned}$$

➤ Module de déformation transversale du béton

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante:

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)}$$

$$G = \begin{cases} 0.5 \times E_{ij} & \text{si : } \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ 0.42 \times E_{ij} & \text{si : } \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

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.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale} = \frac{\Delta a}{a} \text{ (Variation unitaire du côté de la section)}}{\text{Déformation longitudinale} = \frac{\Delta l}{l} \text{ (Raccourcissement unitaire)}} \quad \text{CBA93(Art. A.2.1.3)}$$

I.8.2. L'acier

✓ Définition

L'acier est mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression. Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

✓ Résistance caractéristique de l'acier

Les caractéristiques mécaniques des aciers sont données dans le tableau suivant :

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de Rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers. (RPA99 Article 7.2.2)

✓ Contrainte limite

➤ Etat limite ultime (E.L.U)

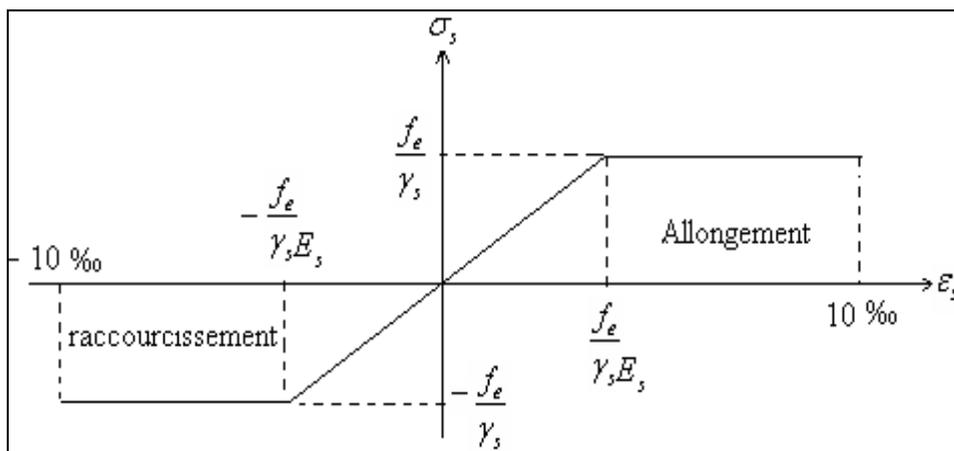


Figure I.2. Diagramme contraintes – Déformation de l'acier CBA93 Art(A.2.2.2)

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

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur:

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{situation accidentelle (choc et séisme).} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{pour : } \epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \epsilon_s & \text{pour : } \epsilon_s \leq \epsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : $\epsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; ϵ_s : Allongement relatif

Pour le cas de ce projet : $\sigma_s = \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{pour : une situation courante.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{pour : une situation accidentelle.} \end{cases}$

➤ **Etat limite de service (E.L.S)**

- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 10 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa]$ BAEL91(Art.A.4.5.32)
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa]$ BAEL91(Art.A.4.5.32)

η : Coefficient de fissuration avec:

- $\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.
- $\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6mm$.
- $\eta=1.3$: pour les hautes adhérences $\phi < 6mm$.

I.9.Conclusion

Au terme de ce chapitre ; nous retenons ce qui suit :

- La résistance à la compression à 28 jours $F_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance à la traction $F_{t28} = 2.1$ MPa.
- $E_{v28} = 10818.86$ MPa.
- $E_{i28} = 32164.20$ MPa.
- $F_e = 400$ MPa.
- $E_s = 200\ 000$ MPa.

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

II.1.Introduction

L'objectif du pré dimensionnement 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, on distingue :

- Eléments structuraux : poutres, poteaux et voiles.
- Eléments secondaires : planchers, escaliers, acrotère et l'ascenseur.

Le pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA99 révisé 2003, le BAEL91 et le CBA.

II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux

II.2.1. Les planchers

❖ **Définition** : Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte : Les surcharges d'exploitation et les charges permanentes ; Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

II.2.1.1. Plancher à corps creux

❖ **Définition** : les planchers les plus utilisés dans le domaine du bâtiment sont composés de : Corps creux, Poutrelles et Dalle de compression

❖ Pré dimensionnement

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

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \dots\dots\dots (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

- L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.
- h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = (565-30) = 535 \text{ cm} \implies h_t \geq \frac{535}{22,5} = 23.77 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur $h_t=24\text{cm}$, tel que ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 20+4=24\text{cm}$)

❖ **Evaluation des charges et surcharges**✓ **Plancher terrasse inaccessible**

N°	Désignation des éléments	Épaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Gravions roulé de protection	0.04	20	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.065	22	1.43
4	Isolation thermique en liège	0.015	18	0.27
5	Enduit de plâtre	0.02	14	0.28
6	Plancher à corps creux	(20+4)	/	3.20
Charge permanente totale				G = 6.1
Surcharge d'exploitation				Q = 1.00

Tableau II.1. Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

✓ **Plancher étage courant**

N°	Désignation des éléments	épaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Enduit en ciment	0.015	18	0.27
5	Dalle en corps creux	(20+4)	/	3.20
Charge permanente totale				G = 4.63
Surcharge d'exploitation (bureaux)				Q = 2.5
Surcharge d'exploitation (habitation)				Q = 1.5

Tableau II.2. Evaluation des charges du plancher étage courant.

❖ **Les poutrelles**❖ **Définition**

Ce sont des éléments préfabriqués en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres, 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. parallèlement à la plus petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

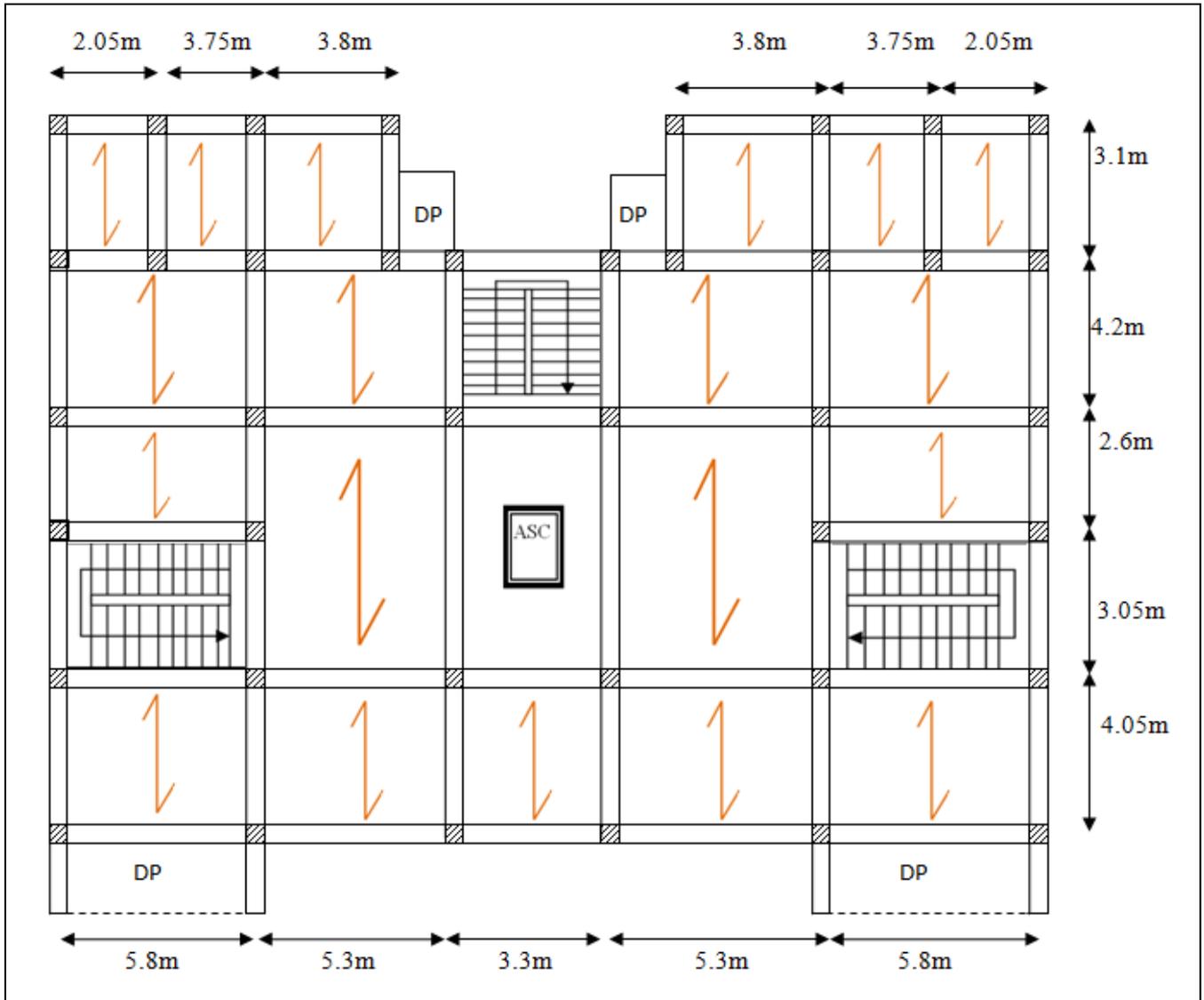


Figure II. 1. Disposition des poutrelles des différents niveaux

❖ Dimensionnement des poutrelles

Détermination de la largeur de la table de compression :

- Pour (b_0)

b_0 forfaitairement entre (8 - 12) cm \Rightarrow Soit : $b_0 = 12$ cm.

- Pour (b_1)

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$$

l_x : représente la distance entre poutrelles

$$(l_x = L_0 - b_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}).$$

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

$$(L_y^{\text{min}} = 260 - 30 = 230 \text{ cm})$$

$$b_1 \leq \text{min} \left(\frac{53}{2}, \frac{230}{10} \right) = \text{min} (26,5 ; 23) \Rightarrow \text{Soit: } b_1 = 23 \text{ cm.}$$

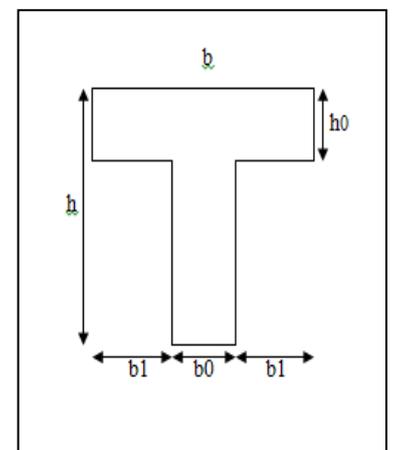


Figure II.2 .vue en coupe d'une poutrelle

- Pour (b)

$$b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 23 + 12 = 58 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit: } \mathbf{b = 58 \text{ cm}}$$

II.2.1.2. Plancher à Dalles pleines

❖ Définition

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. L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

a. Résistance au feu

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

b. Résistance a la flexion

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

- Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles : $e \geq L_x / 20$.
- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40}$

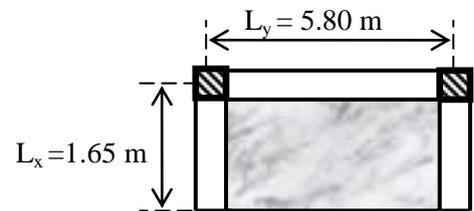
L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

- Dalle sur 3 appuis (balcon)

On a: $L_x = 1.75 \text{ m}$; $L_y = 5.80 \text{ m}$.

$$\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40} \Rightarrow 165/50 < e < 165/40$$

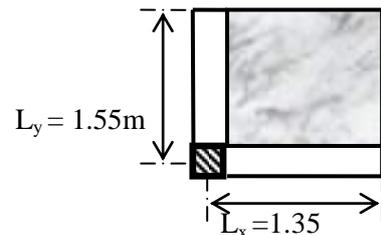
$$3.67 \text{ cm} < e < 4.12 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{e = 4 \text{ cm}}$$



- Dalle sur 2 appuis (balcon)

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30} \Rightarrow 135/35 < e < 135/30$$

$$3.86 \text{ cm} < e < 4.5 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{e = 4 \text{ cm}}$$

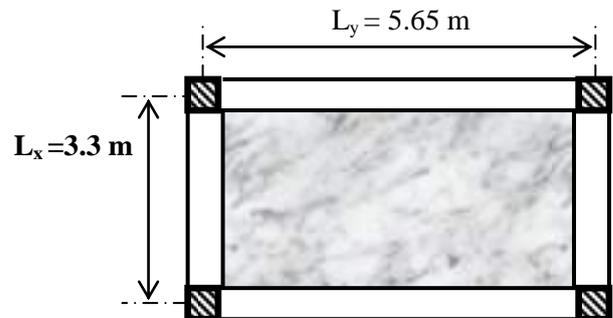


- Dalle sur 4 appuis (dalle avec ouverture pour ascenseur)

On a: $L_x = 3.3 \text{ m}$; $L_y = 5.65 \text{ m}$.

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40} \Rightarrow 330/50 < e < 330/40$$

$$6.6 \text{ cm} < e < 8.25 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{e = 7 \text{ cm}}$$



Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, le critère de coupe-feu qui est déterminant. On opte pour l'ensemble des dalles pleines (balcons) l'épaisseur $\mathbf{e = 12 \text{ cm}}$. Par contre pour la dalle sur quatre (dalle de l'ascenseur), on opte pour une épaisseur de 15cm à cause de chargement important de l'ascenseur.

❖ Evaluation des charges et surcharges

N°	Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Densité " γ " (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Enduit en ciment	0.015	18	0.27
5	Dalle pleine	0.12	25	3.00
Charge permanente totale				G= 4.43
Surcharge d'exploitation (balcons)				Q = 3.5

Tableau II.3. Évaluation des charges des dalles pleines

II.2 .2. Les escaliers

❖ Définition

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à des charges qui peuvent être important, c'est la raison pour laquelle on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage qu'on doit adopter dans notre cas.

❖ Terminologie

Un escalier se compose de plusieurs éléments :

- La cage : est le volume ou se situe l'escalier.
- Marche : la partie horizontale.
- Contre marche : la partie verticale d'une marche.
- Ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.
- Echappée : la hauteur de volée.
- Paillasse : la dalle inclinée qui se situe sous les marches.
- Pallier : la dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse.

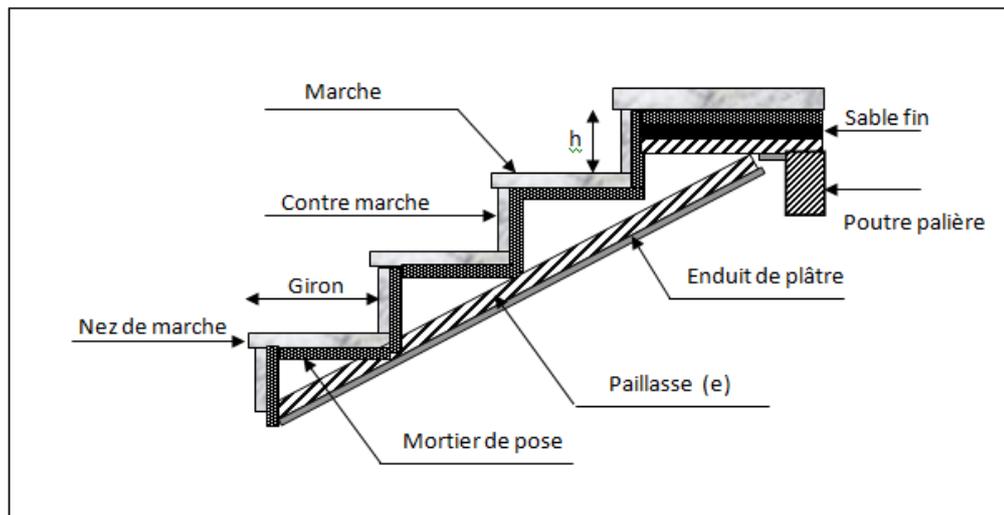


Figure II.3. Schéma d'un escalier

❖ Pré dimensionnement des escaliers

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

- La hauteur(h) des contremarches se situe entre 14 et 18cm.
- La largeur (g) se situe entre 25 et 32cm.
- utilise la formule empirique de **Blondel**: $59 \leq g + 2 \times h \leq 64$.
- $h = \frac{H}{n}$ et $g = \frac{L}{n-1}$.

Soit: $\left\{ \begin{array}{l} (n) \text{ le nombre de contre marches et } (n-1) \text{ le nombre de marches} \\ H : \text{ la hauteur de la volée} \\ L : \text{ la longueur projetée de la volée} \end{array} \right.$

1) Escalier d'étage RDC

Escalier à trois volées (escalier principale)

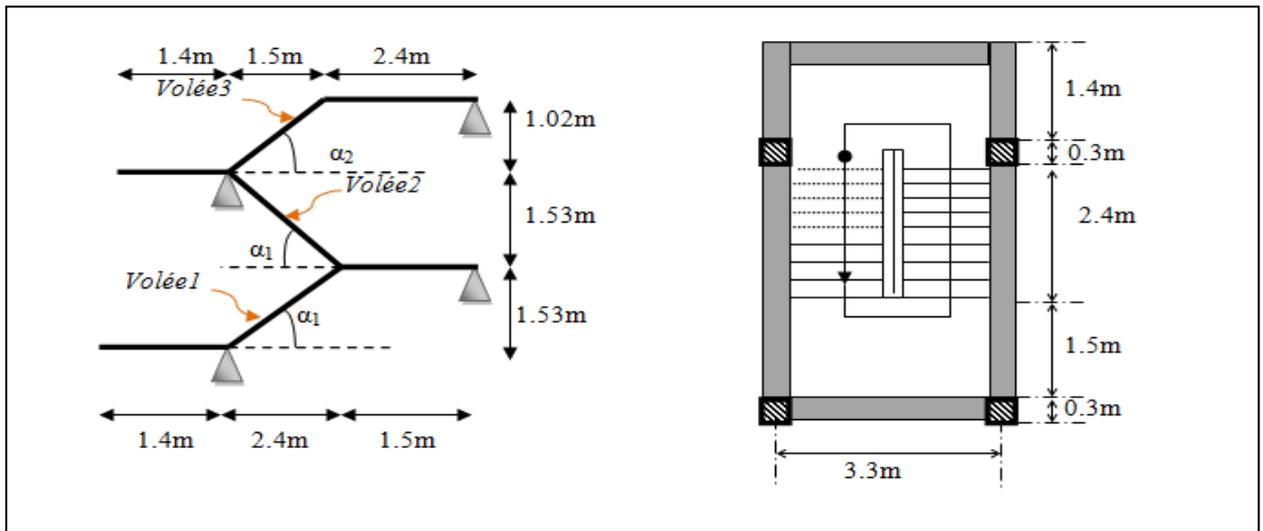


Figure II.4. Schéma statique d'un escalier à trois volées

Figure II.5. Vue en plan d'un escalier à trois volées

Volée (01=02)

➤ Epaisseur de la paillasse

$$\left\{ \begin{array}{l} H_1 = H_2 = 1.53\text{m.} \\ L_0 = 2.4\text{m.} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) \\ L_v = L_0 / \cos \alpha \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 = 32.51^\circ \\ L_v = 2.84 \text{ m} \end{array} \right.$$

La longueur développée est : $L = L_v + L'p. \Rightarrow L = 2.84 + 1.5 = 4.34 \Rightarrow L = 4.34\text{m}$

$$\frac{434}{30} \leq e \leq \frac{434}{20} \Rightarrow 14.46 \leq e \leq 21.7 \Rightarrow e = 15\text{cm}$$

➤ Calcul du nombre de marche et de contre marche

$$64 n^2 - (4 + 2H + L_0) n + 2 H = 0 \Rightarrow 64n^2 - 674n + 340 = 0$$

Après la résolution, on trouve : $\left\{ \begin{array}{l} n = 9 \\ n-1 = 8 \end{array} \right.$

$$\text{D'ou: } \begin{cases} h = \frac{H}{n} = 17\text{cm.} \\ g = \frac{L}{n-1} = 30\text{ cm.} \end{cases}$$

Volée 03

$$\begin{cases} \text{Epaisseur de la paillasse} \\ H_2 = 1.02\text{m.} \Rightarrow \alpha_2 = 34.21^\circ \\ L_0 = 1.5\text{m} \Rightarrow L_v = 1.81\text{ m} \end{cases}$$

La longueur développée est : $L = 1.81 + 2.4 = 4.21\text{m} \Rightarrow L = 4.21\text{m}$

$$\frac{421}{30} \leq e \leq \frac{421}{20} \Rightarrow 14.03 \leq e \leq 21.05 \Rightarrow e = 15\text{cm}$$

➤ Calcul du nombre de marche et de contre marche

$$64n^2 - 930n + 476 = 0 \Rightarrow \text{Après la résolution, on trouve: } \begin{cases} n = 6 \\ n-1 = 5 \end{cases}$$

$$\text{D'ou: } \begin{cases} h = \frac{H}{n} = 17\text{cm} \\ g = \frac{L}{n-1} = 30\text{ cm.} \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

	H (m)	L ₀ (m)	L _p (m)	L _p ' (m)	α (°)	L _v (m)	e (cm)	g (cm)	H (cm)	n	n-1
V ₁ = V ₂	1.53	2.4	1.4	1.5	32.51°	2.84	15	30	17	9	8
V ₃	1.02	1.5	1.4	2.4	34.21°	1.81	15	30	17	6	5

Tableau II.4. Dimensionnement de volées 1,2 et 3 d'un escalier RDC

❖ **Evaluation des charges et surcharges**

Volée (1-2)

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	20	0.40
Revêtement en carrelage vertical	0.02*h/g	22	0.249
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
Mortier de pose vertical	0.02*h/g	20	0.23
Paillasse	0.15/ (cosα)	25	4.44
Marches	17×(1/2)	22	1.87
Enduit en plâtre	0.02/cosα	14	0.33
Charge permanente totale			G = 7.919

Tableau II.5. Evaluation des charges de la volée 1-2

Volée 3

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	20	0.40
Revêtement en carrelage vertical	0.02*h/g	22	0.249
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
Mortier de pose vertical	0.02*h/g	20	0.23
Paillasse	0.15/ (cosα)	25	4.53
Marches	17×(1/2)	22	1.87
Enduit en plâtre	0.02/cosα	14	0.33
Charge permanente totale			G = 8.00

Tableau II.6. Evaluation des charges de la volée 3

1) Escalier à deux volées (escalier secondaire)

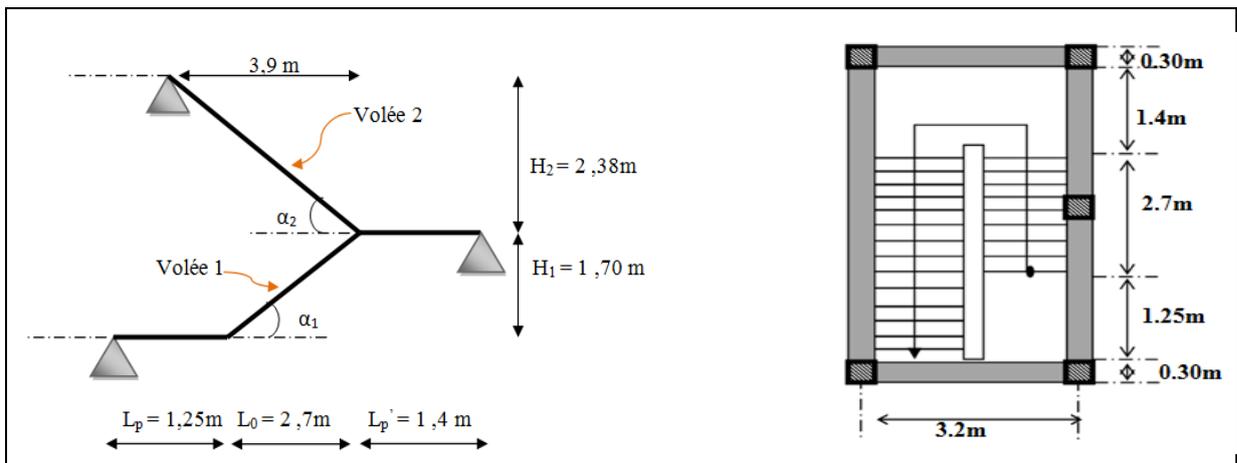


Figure II.6. Schéma statique d'un escalier à deux volées

Figure II.7. Vue en plan d'un escalier à deux volées

Volée 1

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée), la volée travail comme une console .

- Epaisseur de la paillasse

$$\begin{cases} e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{140}{20} \Rightarrow e \geq 7cm \\ e \geq 11cm \text{ pour deux heures de coupe-feu.} \end{cases}$$

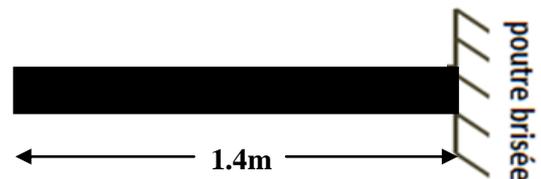


Figure. II.8. 1^{ère} volée

On prend : e = 12cm.

- Calcul du nombre de marche et de contre marche

On a : L₀ = 270 cm ; H = 170cm.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - 674n + 340 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : n = 10.

Le nombre de marche est : n - 1 = 9

$$h = \frac{H}{n} = \frac{170}{10} = 17 \text{ cm} \quad g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm}$$

- Pré dimensionnement de la poutre brisée

$$\begin{cases} \alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) \Rightarrow \alpha_1 = 32,19^\circ \\ L_v = L_0 / \cos \alpha \Rightarrow L_v = 3,19 \text{ m} \end{cases}$$

- La longueur développée est :

$$L = L_v + L_p + L'_p \Rightarrow L = 1,24 + 3,19 + 1,4 = 5,83 \text{ m} \Rightarrow L = 5,83 \text{ m}$$

Avec : $\begin{cases} L_v : \text{longueur de la volée} \\ L_p : \text{longueur du palier du départ.} \\ L'_p : \text{longueur du palier d'arrivée.} \end{cases}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{583}{15} \leq h \leq \frac{583}{10} \Rightarrow 38,86 \text{ cm} \leq h \leq 58,3 \text{ cm.}$$

Donc on prend : (b=30cm ; h= 40cm).

• Vérifications

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h/b = 40/30 = 1,33 < 4 \end{cases} \quad \text{vérifiée}$$

• Deuxième volée

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée), la volée travail comme une console .

- Epaisseur de la paillasse :

$$\begin{cases} e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{140}{20} \Rightarrow e \geq 7 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \quad \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{cases}$$



Figure. II.9. 2^{ème} volée

On prend : e = 12cm

- Calcul du nombre de marche et de contre marche

On a : $L_0 = 390 \text{ cm}$; $H = 238 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - 930n + 476 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : n = 14.

Le nombre de marche est : n - 1 = 13

$$h = \frac{H}{n} = \frac{238}{14} = 17 \text{ cm} \quad g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{390}{13} = 30 \text{ cm}$$

- Pré dimensionnement de la poutre brisée

$$\begin{cases} \alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) \Rightarrow \alpha_1 = 31,39^\circ \\ L_v = L_0 / \cos \alpha \Rightarrow L_v = 4,56 \text{ m} \end{cases}$$

➤ La longueur développée est :

$$L = 1,4 + 4,56 = 5,96\text{m} \Rightarrow L = 5,96\text{m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{596}{15} \leq h \leq \frac{596}{10} \Rightarrow 39,73\text{cm} \leq h \leq 59,6\text{cm}.$$

Donc on prend : (b=30cm ; h= 40cm)

➤ Vérifications

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \\ h/b = 40/30 = 1,33 < 4 \end{cases} \quad \text{vérifiée}$$

	H (m)	L ₀ (m)	L _p (m)	L _p ' (m)	α (°)	L _v (m)	e (cm)	g (cm)	H (cm)	n	n-1
V ₁	1,70	2,7	1,24	1,4	32,19°	3,19	12	30	17	10	9
V ₂	2,38	3,9	1,4	/	31,39°	4,56	12	30	17	14	13

Tableau II.7. Dimensionnement de volée 1et 2

❖ Evaluation des charges et surcharges

- Volée 1

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	20	0.40
Revêtement en carrelage vertical	0.02*h/g	22	0.249
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
Mortier de pose vertical	0.02*h/g	20	0.23
Paillasse	0.12/ (cosα)	25	3.54
Marches	17×(1/2)	22	1.87
Enduit en plâtre	0.02/cosα	14	0.33
Charge permanente totale			G = 7.019

Tableau II.8. Evaluation des charges de la volée 1.

Volée 2

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	20	0.40
Revêtement en carrelage vertical	0.02*h/g	22	0.249
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
Mortier de pose vertical	0.02*h/g	20	0.23
Paillasse	0.12/ (cosα)	25	3.51
Marches	17×(1/2)	22	1.87
Enduit en plâtre	0.02/cosα	14	0.33
Charge permanente totale			G = 6.99

Tableau II.9. Evaluation des charges de la volée 2.

2) Escalier d'étages courants

Les dimensions des escaliers de chaque niveau sont résumées dans les tableaux ci-dessous :

- Escalier principale

	H (m)	L ₀ (m)	L _p (m)	L _{p'} (m)	α (°)	L _v (m)	E (cm)	g (cm)	H (cm)	n	n-1
V ₁ = V ₂	1,53	2,4	1,4	1,5	32,51°	2,84	12	30	17	9	8

Tableau II.10. Dimensionnement de volées 1et 2 d'un escalier étage courant

- Escalier secondaire (étages duplex)

	H (m)	L ₀ (m)	L _p (m)	L _{p'} (m)	α (°)	L _v (m)	E (cm)	g (cm)	H (cm)	n	n-1
V ₁ = V ₂	1,53	2,4	1,9	1,2	32,51°	2,84	12	30	17	9	8

Tableau II.11. Dimensionnement de volées 1et 2 d'un escalier étage duplex

❖ Evaluation des charges et surcharges

Escalier d'étages courants et d'étages duplex

Volée (1-2)

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	20	0.40
Revêtement en carrelage vertical	0.02*h/g	22	0.249
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
Mortier de pose vertical	0.02*h/g	20	0.23
Paillasse	0.2/ (cosα)	25	5.93
Marches	17×(1/2)	22	1.87
Enduit en plâtre	0.02/cosα	14	0.33
Charge permanente totale			G = 9.41

Tableau II.12. Evaluation des charges de la volée 1-2.

❖ Evaluation des charges et surcharges

✓ Palier

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0,36
Dalle en BA	0.14	25	3.5
Enduit ciment	0.015	18	0.27
Charge permanente totale			G = 4.93

Tableau II.13. Evaluation des charges du palier

La charge d'exploitation d'un escalier est : **Q = 2.5 KN/m²**

II.2.3. L'acrotère

- ❖ **Définitions :** L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, qui a pour rôle : d'empêcher les filtrations des eaux pluviales entre la forme en pente et le plancher terrasse.
- ❖ **Hypothèses de calcul :**

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

- la fissuration est considéré préjudiciable.
- l'acrotère sera calculé en flexion composée.

Le poids propre et la charge d'exploitation :

- Surface de l'acrotère est :

$$S = (0.65 \times 0.1) + (0.06 \times 0.15) + (0.15 \times 0.04) / 2$$

$$S = 0.077 \text{ m}^2$$

- Le volume par mètre linéaire est :

$$V_{ac} = 0,077 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m}$$

$$V_{ac} = 0.077 \text{ m}^3$$

- Le poids propre de l'acrotère est :

$$G_{ac} = 0,077 \times 25$$

$$G_{ac} = 1.925 \text{ KN/ml}$$

- Enduit de ciment :

$$G = \rho \times e \times 1 = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN / ml}$$

$$\Rightarrow G_t = 1.925 + 0.4 = 2.32 \text{ KN / ml}$$

G= 2.32KN / ml

Q=1Kn/ml

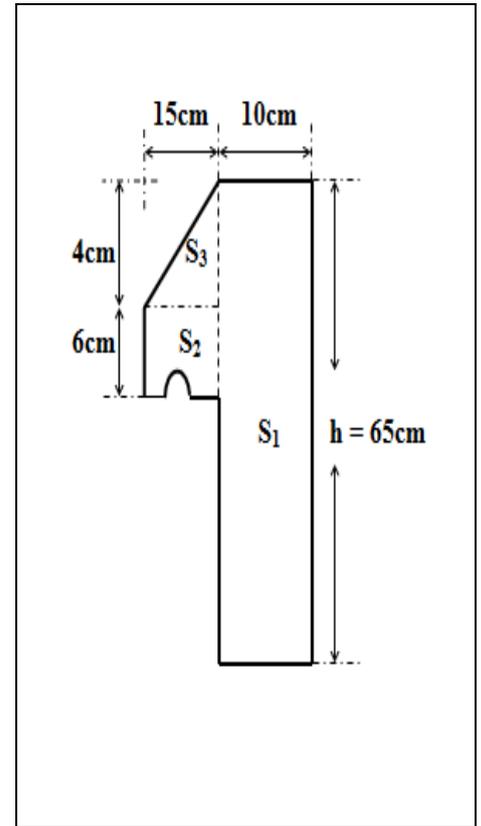


Figure II.10. coupe transversale de l'acrotère

II.2.4. Les Murs

II.2.4.1. Les murs extérieur : sont réalisés en double cloison de 15/10 cm, séparé d'une âme d'aire de 5cm. Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment.

- ❖ **Evaluation des charges et surcharges**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit ciment extérieur	0.02	20	0.4
Brique creuse de 15 cm	0.15	9	1.35
Lame d'air	0.05	/	/
Brique creuse de 10cm	0.10	9	0.90
Enduit plâtre intérieur	0.02	10	0.2
Charge permanente totale			G = 2.85

Tableau .II. 14. Charge permanente revenant aux murs extérieurs.

II.2.4.2. Les murs intérieur : sont réalisés de cloison de 15cm/10cm, séparés d'une âme d'aire de 5cm, plus des cloisons de 10cm et en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principales est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

❖ Evaluation des charges et surcharges

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit plâtre extérieur	0.02	14	0.28
Brique creuse de 10cm	0.1	9	0.90
Enduit plâtre intérieur	0.02	14	0.28
Charge permanente totale			G= 1.46

Tableau .II. 15. Charge permanente revenant aux murs intérieurs

II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.3.1. Les poutres

- ❖ **Définition** : ce sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts, leur pré-dimensionnement sont déterminées selon des conditions bien définies.

II.3.1.1. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

Avec : L_{\max} portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{\max} = 580 - 30 = 550 \text{ cm}$$

$$36,66 \text{ cm} \leq h \leq 55 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } \mathbf{h = 45 \text{ cm}} ; \mathbf{b = 35 \text{ cm}}$$

II.3.1.2. Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$L_{\max} : \text{Portée libre maximale entre nus d'appuis.} \Rightarrow L_{\max} = 565 - 30 = 535 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 35,66 \text{ cm} \leq h \leq 53,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } \mathbf{h = 40 \text{ cm}} ; \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

❖ Vérifications

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

- $b \geq 20 \text{ cm.}$
 - $h \geq 30 \text{ cm}$
 - $(h / b) \leq 4$
- } **RPA99 révisé 2003 (Art 7.5.1)**

Les dimensions vérifient les exigences du RPA, après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

- Poutres principales : $b \times h = (35 \times 45) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

II.3.2. Les voiles

❖ Définition

Ce sont des éléments porteurs en béton armé qui reprennent les efforts sismiques et les efforts verticaux.

❖ Pré dimensionnement

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Selon le RPA 99 (Article 7.7.1) le pré dimensionnement des voiles est :

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15\text{cm} \right]$$

Avec : h_e : Hauteur libre d'étage
 e : Epaisseur du voile.
 L : Longueur du voile.

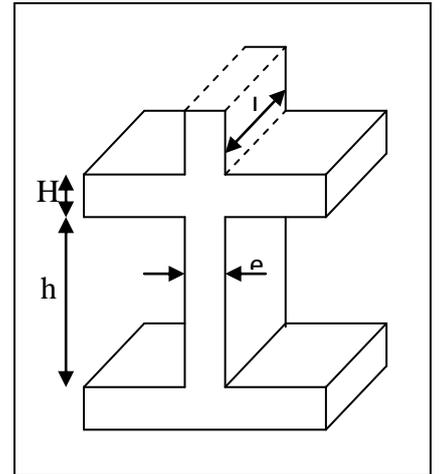


Figure. II.11. Coupe de voile en élévation

La hauteur libre de l'étage est :

- R.D.C : $h_e = 408 - 24 = 384\text{cm} \Rightarrow e \geq \max(19,2\text{cm}; 15\text{cm}) \Rightarrow e = 20\text{cm}$
- Étages courants : $h_e = 306 - 24 = 282\text{cm} \Rightarrow e \geq \max(14,1\text{cm}; 15\text{cm}) \Rightarrow e = 15\text{cm}$

II.3.3. Les poteaux

❖ Définition

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges verticales aux fondations ; ils participent à la stabilité transversale et servent aussi aux chaînages verticaux.

❖ Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement 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 :

- Sous-sol et RDC (60x55) cm².
- 1^{ème} et 2^{ème} étages est de section (55x50) cm².
- 3^{ème} et 4^{ème} étage est de section (50x45) cm².
- 5^{ème} et 6^{ème} étage est section (45x40) cm².
- 7^{ème} et 8^{ème} étage est section (40x35) cm².
- 9^{ème} et 10^{ème} étage est section (35x30) cm².

❖ Descente de charges

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.

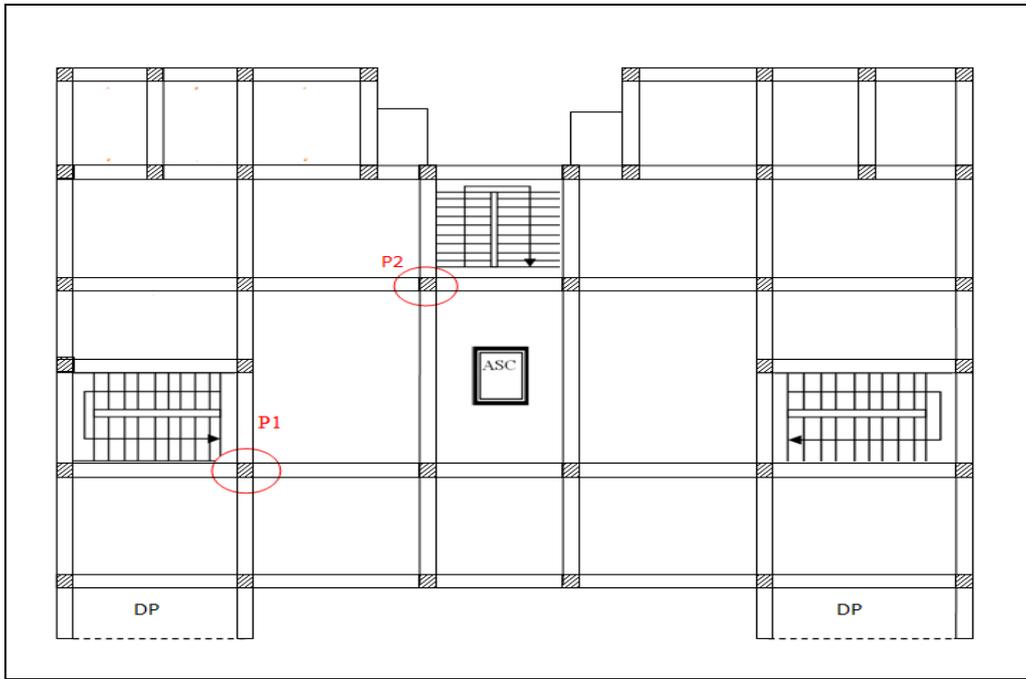


Figure II.12. Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges.

A. La descente de charge pour le poteau « P1 »

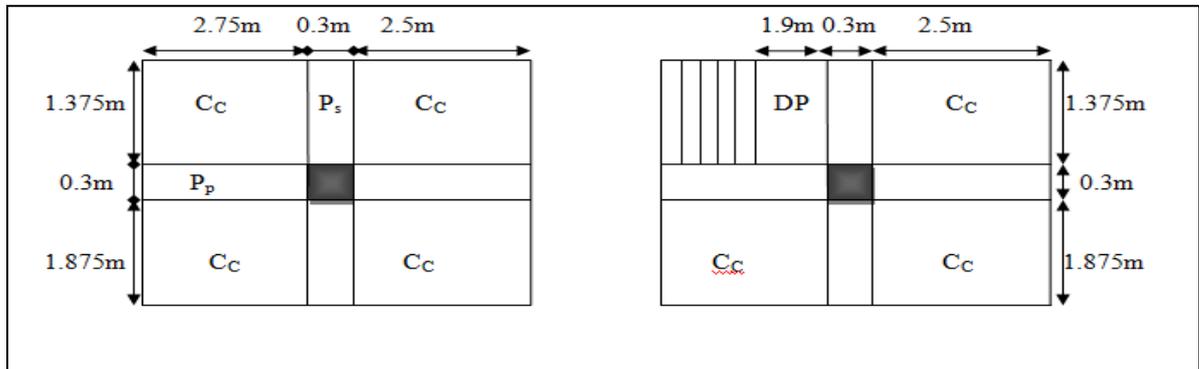


Figure II.13. La surface afférente Etages (RDC ; courants)

Figure II.14. La surface afférente duplex (2 à 7)

➤ **Calcul du poids propre des éléments revenant au poteau P₁**

- Poteaux

Surface du poteau : $S_{\text{poteau}} = (b_1 \times h_1) \ll \text{m}^2 \gg$

Poids propre $P_{\text{poteau}} = 25 \times S \times h_e \ll \text{KN} \gg$

Les résultats de calcul des surfaces et des poids propre du poteau P₁ pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Etage	Sous-sol , RDC	(1,2) ^{ème}	(3,4) ^{ème}	(5,6) ^{ème}	(7,8) ^{ème}	(9,10) ^{ème}
Surface (m ²)	0.33	0.275	0.225	0.18	0.14	0.105
Poids (KN)	31.68	19.39	15.86	12.69	9.87	7.40

Tableau II.16. Poids propre des poteaux

- Escalier

• Le palier « Dalle pleine »

La surface : $S_{\text{dalle pleine}} = 1.9 \times 1.375 = 2.61 \text{ m}^2$

Le poids propre : $G_P = 2.61 \times 4.43 = 12.87 \text{ KN}$

Evaluation de la charge Q : $Q_p = 3.13 \times 2.5 = 7.81 \text{ KN}$

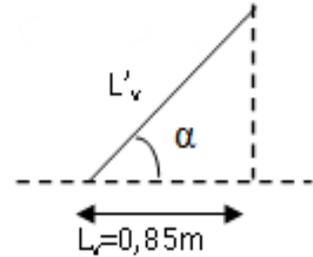
• La volée

La surface : $S_{\text{volée}} = L'_v \times 1.375 = 1.375 \text{ m}^2$

Avec : $L_v = 2.75 - 1.9 = 0.85 \text{ m}$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h}{L_v} \Rightarrow h = 0.85 \times \text{tg}(32.51) = 0.54 \text{ m}$$

$$L'_v = \sqrt{0.85^2 + 0.54^2} = 1 \text{ m}$$



Le poids propre de la volée : $G_v = 1.375 \times 7.036 = 9.67 \text{ KN}$

Evaluation de la charge Q : $Q_v = (1.375 + 0.15) \times 2.5 = 3.81 \text{ KN}$

◆ Le poids propre de l'escalier : $G_{\text{escalier}} = G_v + G_P = 22.54 \text{ KN}$

◆ Evaluation de la charge Q : $Q_{\text{escalier}} = Q_v + Q_p = 11.62 \text{ KN}$

- Planchers

◆ Calculs de surfaces

Étages «RDC ; courants »: $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

Pour G : $S_{\text{afférente}} = (2.75 + 2.5) (1.875 + 1.375) = 17.06 \text{ m}^2$

Pour Q : $S_{\text{afférente}} = (2.75 + 2.5 + 0.3) (1.875 + 1.375 + 0.3) = 19.70 \text{ m}^2$

Étages Duplex : $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3$

Pour G : $S_{\text{afférente}} = (2.75 + 2.5) 1.875 + (2.5 \times 1.375) = 13.28 \text{ m}^2$

Pour Q : $S_{\text{afférente}} = (2.75 + 2.5 + 0.3) (1.875 + 0.3) + 1.375(2.5 + 0.3) = 15.92 \text{ m}^2$

◆ Calcul des poids propres

Pour G : $G \times S_{\text{afférente}}$

Pour Q : $Q \times S_{\text{afférente}}$

Les résultats de calcul des poids propres et des surcharges Q pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

	Planchers de Niveaux :			
	Terrasse inaccessible	RDC et 1	2 à 7 Duplex	8 à 10
G x S _{afférente}	6.1 x 17.06	4.63 x 17.06	4.63 x 13.28	4.63 x 17.06
Q x S _{afférente}	1 x 19.70	2.5 x 19.70	1.5 x 15.92	1.5 x 19.70
G (KN)	104.07	78.99	61.49	78.99
Q (KN)	19.70	49.25	23.88	29.55

Tableau II.17. Poids propre des poteaux et surcharges Q des planchers

- Poutres

$L_{pp} = 5.25 \text{ m}$; $L_{ps} = 3.25 \text{ m}$

Poutre Principale : $G_{pp} = L_{pp} \times S \times 25 = 5.25 \times (0.35 \times 0.45) \times 25 = 17.72 \text{ KN}$

Poutre Secondaire : $G_{ps} = L_{ps} \times S \times 25 = 3.25 \times (0.3 \times 0.4) \times 25 = 9.75 \text{ KN}$

$G_{\text{Poutre}} = 17.72 + 9.75 = 27.47 \text{ KN}$

- Les mures

$$G = (H_{\text{étage}} - H_{\text{poutre}}) \times G_{\text{murs}} \times L_{\text{murs}}$$

➤ La loi de dégression des charges d'exploitation

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

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

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Pour $n \geq 5$: $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Evaluation des charges « G » et « Q » pour le poteau P1 :

Niveau	Elément	Poids	Surcharge	
N ₀	Plancher terrasse inaccessible	104.07	19.7	
	Poutre	27.47		
	Poteau	7.40		
	Murs intérieur	17.76		
	Σ	156.7		
N ₁	N ₀	156.7	29.55	
	Plancher à corps creux	78.99		
	Poutre	27.47		
	Poteau	7.4		
	Murs intérieur	17.76		
Σ	288.32	49.25		
N ₂	N ₁	288.32	29.55	
	Plancher à corps creux	78.99		
	Poutre	27.47		
	Poteau	9.87		
	Murs intérieur	7.28		
Σ	411.93	75.84		
N ₃	N ₂	411.93	29.55	
	Plancher à corps creux	78.99		
	Poutre	27.47		
	Poteau	9.87		
	Escalier	22.54		11.62
	Murs intérieur	7.28		
	Murs extérieurs	20.45		
Σ	578.53	109.94		
N ₄	N ₃	578.53	23.88	
	Plancher à corps creux	61.49		
	Poutre	27.47		
	Poteau	12.69		
	Escalier	22.54		11.62
	Murs intérieur	7.28		
	Murs extérieurs	20.45		

	Σ	730.45	135.10
N ₅	N ₄	730.45	
	Plancher à corps creux	61.49	23.88
	Poutre	27.47	
	Poteau	12.69	
	Escalier	22.54	11.62
	Murs intérieur	7.28	
	Murs extérieurs	20.45	
	Σ	882.37	156.72
N ₆	N ₅	882.37	
	Plancher à corps creux	61.49	23.88
	Poutre	27.47	
	Poteau	15.86	
	Escalier	22.54	11.62
	Murs intérieur	7.28	
	Murs extérieurs	20.45	
	Σ	1037.46	174.78
N ₇	N ₆	1037.46	
	Plancher à corps creux	61.49	23.88
	Poutre	27.47	
	Poteau	15.86	
	Escalier	22.54	11.62
	Murs intérieur	7.28	
	Murs extérieurs	20.45	
	Σ	1192.55	192.75
N ₈	N ₇	1192.55	
	Plancher à corps creux	61.49	23.88
	Poutre	27.47	
	Poteau	19.39	
	Escalier	22.54	11.62
	Murs intérieur	7.28	
	Murs extérieurs	20.45	
	Σ	1351.17	210.67
N ₉	N ₈	1351.17	
	Plancher à corps creux	61.49	23.88
	Poutre	27.47	
	Poteau	19.39	
	Σ	1459.52	220.8
N ₁₀	N ₉	1459.52	
	Plancher à corps creux	78.99	49.25
	Poutre	27.47	
	Poteau	31.68	
	Σ	1597.66	247.78
N ₁₁	N ₁₀	1597.66	
	Plancher à corps creux	78.99	49.25
	Poutre	27.47	
	Poteau	31.68	
	Σ Total	1735.8	274.34

Tableau. II.18. Evaluation des charges « G » et « Q » pour le poteau P1

- Calcul de l'effort normal N à la base

ELU : $N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 2754.84\text{KN}$

ELS : $N_s = G_t + Q_t = 2010.14\text{KN}$

B. La descente de charge pour le poteau « P2 »

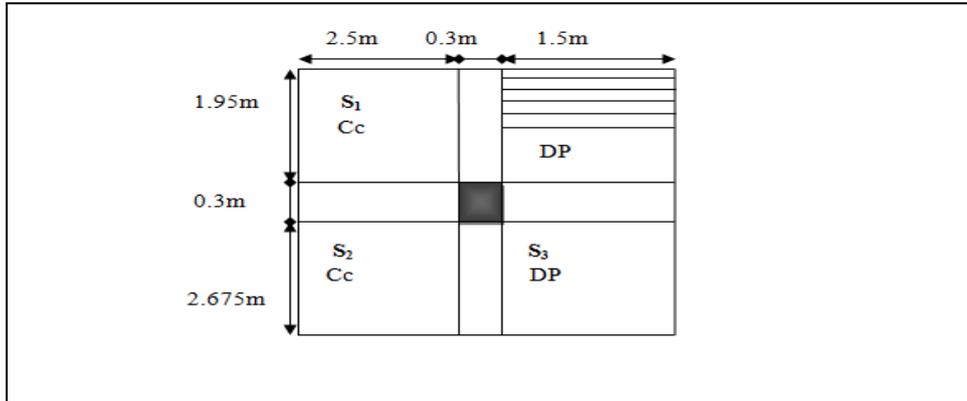


Figure II.15. La surface afférente

	Planchers de Niveaux		
	Terrasse inaccessible	RDC et 1	Etage courant
G (KN)	88.28	71.29	71.29
Q (KN)	17.71	44.27	26.56

D'une manière semblable au calcul précédent on trouve :

Niveau	G (KN)	Q (KN)
N ₀	153.53	28.13
N ₁	290.07	65.11
N ₂	466.27	98.39
N ₃	642.47	127.98
N ₄	821.49	153.86
N ₅	1000.51	176.05
N ₆	1182.7	194.54
N ₇	1364.89	213.03
N ₈	1550.61	231.52
N ₉	1684.36	250.01
N ₁₀	1830.4	280.01
N ₁₁	1960.84	309.53

Tableau. II.19. Evaluation des charges « G » et « Q » pour le poteau P2

- Calcul de l'effort normal N à la base

ELU : $N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 3111.43\text{KN}$

ELS : $N_s = G_t + Q_t = 2270.37\text{KN}$

Les calculs montrent que le poteau « P2 » est le plus sollicité sous charges verticales.

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de

10% tel que : $N_u^* = 1.1 (1,35G + 1,5Q)$

Donc : $N_u^* = 1.1 \times 3111.43 = 3422.57 \text{ KN}$

Une fois l'effort normal ultime revenant au poteau le plus sollicité est déterminé, on doit vérifier ce dernier à la compression simple et au flambement.

❖ **Vérification pour le poteau**

✓ *Vérification à la compression simple*

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u^*}{B} \leq 0,6 \times f_{c28} \quad ; \text{ Avec } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u^*}{0,6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{3422.57 \times 10^{-3}}{0,6 \times 25} = 0,228 m^2$$

A la base : $B = 0.60 \times 0.55 = 0.33 m^2$.

$B = 0.33 \geq 0.252 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

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

Niveau	G (KN)	Q (KN)	N_u^* (KN)	B_{cal}	B_{adp}	observation
N_0	153.53	28.13	274.41	0.018	0.105	Vérifiée
N_1	290.07	65.11	538.18	0.036	0.105	Vérifiée
N_2	466.27	98.39	777.05	0.052	0.14	Vérifiée
N_3	642.47	127.98	1165.23	0.077	0.14	Vérifiée
N_4	821.49	153.86	1473.78	0.098	0.18	Vérifiée
N_5	1000.51	176.05	1776.24	0.118	0.18	Vérifiée
N_6	1182.7	194.54	2077.30	0.138	0.225	Vérifiée
N_7	1364.89	213.03	2378.36	0.158	0.225	Vérifiée
N_8	1550.61	231.52	2684.66	0.178	0.275	Vérifiée
N_9	1684.36	250.01	2913.79	0.194	0.275	Vérifiée
N_{10}	1830.4	280.01	3180.16	0.212	0.33	Vérifiée
N_{11}	1960.84	309.53	3422.57	0.228	0.33	Vérifiée

Tableau. II.20. Vérification des poteaux à la compression simple pour le poteau (P_2)

On remarque que la condition $B_{adp} > B_{calcul}$ est vérifiée dans tous les niveaux.

✓ *Vérification au flambement*

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

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

Avec : 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 $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Avec : $\begin{cases} l_f : \text{Longueur de flambement} \\ l_0 : \text{Hauteur libre du poteau } l_0 = h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre}} \end{cases}$

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

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

- Vérification du poteau au sous-sol**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 2.61 = 1.83m.$$

$$B = 0.60 \times 0.55 = 0.33m^2.$$

$$I = \frac{0.60 \times 0.55^3}{12} = 8.32 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{8.32 \times 10^{-3}}{0.33}} = 0.158 \quad \lambda = \frac{1.83}{0.158} = 11.58 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{11.58}{35}\right)^2} = 0.83$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u^*}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \Rightarrow B_r \geq \frac{3422.57 \times 10^{-3}}{0.83 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.129m^2$$

Or nous avons : $B_r = (60 - 2) \times (55 - 2) \times 10^{-4} = 0.31m^2$

0.31 > 0.21 donc le poteau ne risque pas de flamber.

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux :

Niveau	$I_0(m)$	$I_r(m)$	$I(m^4)$ $\times 10^{-3}$	$i(m)$	λ	α	$N_u^*(KN)$	$B_r (m^2)$	$B_{rcal} (m^2)$
10 ^{ème} étage	2.61	1.83	0.79	0.086	21.28	0.79	274.41	0.092	0.016
9 ^{ème} étage	2.61	1.83	0.79	0.086	21.28	0.79	538.18	0.092	0.031
8 ^{ème} étage	2.61	1.83	1.43	0.101	18.12	0.81	777.05	0.125	0.043
7 ^{ème} étage	2.61	1.83	1.43	0.101	18.12	0.81	1165.23	0.125	0.065
6 ^{ème} étage	2.61	1.83	2.4	0.115	15.91	0.82	1473.78	0.163	0.082
5 ^{ème} étage	2.61	1.83	2.4	0.115	15.91	0.82	1776.24	0.163	0.098
4 ^{ème} étage	2.61	1.83	3.80	0.129	14.19	0.82	2077.30	0.206	0.115
3 ^{ème} étage	2.61	1.83	3.80	0.129	14.19	0.82	2378.36	0.206	0.131
2 ^{ème} étage	2.61	1.83	5.73	0.144	12.70	0.83	2684.66	0.254	0.101
1 ^{ème} étage	2.61	1.83	5.73	0.144	12.70	0.83	2913.79	0.254	0.109
RDC	3.63	2.54	8.32	0.158	16.07	0.81	3180.16	0.307	0.117
Sous sol	2.61	1.83	8.32	0.158	11.58	0.83	3422.57	0.307	0.129

Tableau. II.21. vérification au flambement des poteaux.

On remarque que la condition $B > B_{calcul}$ est vérifiée dans tous les niveaux.

✓ Vérification des conditions du RPA

Poteau	60x55	55x50	50x45	45x40	40x35	35x30	observation
$\min(b_1, h_1) \geq 25cm$	55	50	45	40	35	30	vérifiée
$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	19.2	14.1	14.1	14.1	14.1	14.1	vérifiée
$0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4$	1.09	1.09	1	1.37	1	1.14	vérifiée

Tableau II.22. Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau P₂.

II.4. Conclusion

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

Les poutres :

- Poutres principales : 35×45 cm²
- Poutres secondaires : 30×40 cm²

Les poteaux :

- Sous-sol et RDC (60x55) cm².
- 1^{er} et 2^{ème} étages est de section (55x50) cm².
- 3^{ème} et 4^{ème} étage est de section (50x45) cm².
- 5^{ème} et 6^{ème} étage est section (45x40) cm².
- 7^{ème} et 8^{ème} étage est section (40x35) cm².
- 9^{ème} et 10^{ème} étage est section (35x30) cm²

CHAPITRE III

Etude des éléments secondaire

III.1.Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section de acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99/2003...).

III.2. Etude des planchers

III.2.1.Plancher à corps creux

III.2.1.1. Etude des poutrelles

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

❖ Méthodes de calcul

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

A. Méthode forfaitaire :..... (Annexe E.1 du BAEL 91)

A.1 Domaine d'application :..... (BAEL91art B.6.2, 210)

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- 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).

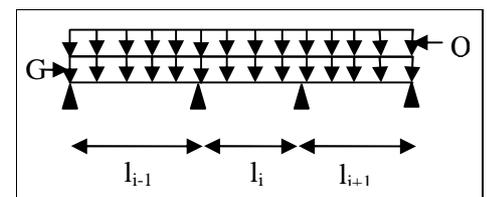


Figure III.1. Schéma d'une Poutre

A.2 Evaluation des moments

✓ Moment en appuis de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $-0.15M_0$. Tel que $M_0 = \max(M^1_0, M^n_0)$,

M_0 : moment isostatique ($M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$).

✓ **Moment en appuis intermédiaires**

La valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être au moins égale à :

$$\begin{cases} 0.6M_0 & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 0.5M_0 & \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4M_0 & \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{cases}$$

✓ **Moment en travée**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots & \text{Si c'est une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots\dots & \text{Si c'est une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_t = \text{Max} (1 ; 2)$$

Avec : M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré, et $\alpha = (Q / (G+Q))$ le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges non pondérées.

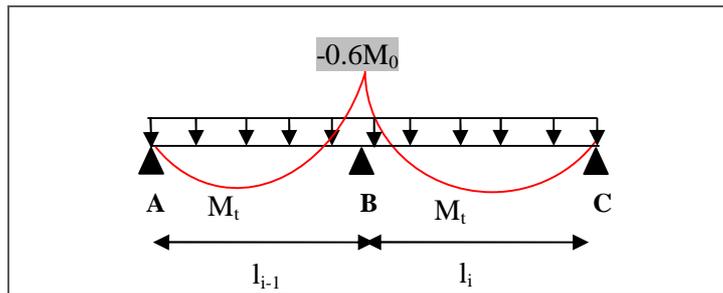


Figure.III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

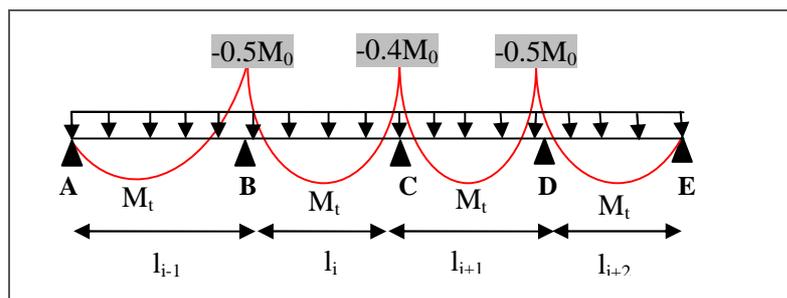


Figure.III.3. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

A .3 Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués :

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

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

- Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}$ (isostatique) + $(M_i - M_{i-1}) / L_i$

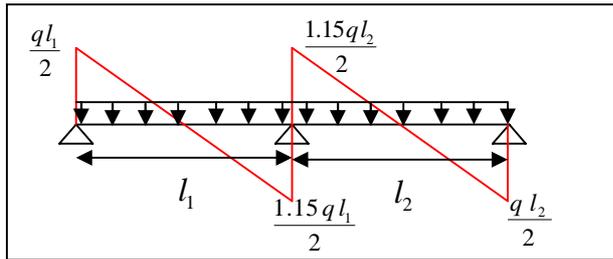


Figure III.4. Effort tranchant sur une poutre à 2 travées

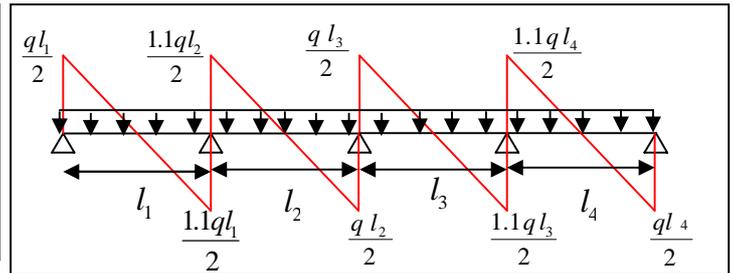


Figure III.5. Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées

B. Méthode de CAQUOT :..... (Annexe E.2 du BAEL 91)

B.1. Conditions d'application

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher supporte des surcharges élevées ($Q \geq \min(2 G, 5KN/m^2)$), 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 efforts de chargement des travées successives.

B.2 Application de la méthode

✓ **Moment en appuis :**.....(BAEL. Art. L.III,3)

$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)}$$

Tel que : $\begin{cases} L'_g \text{ et } L'_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$

✓ **Moment en travée**

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right); \quad M_0(X) = \frac{q_x}{2} \times (L - X)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow X = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times L}$$

✓ **L'effort tranchant**

$$V = \frac{dM}{dX} = P_u \times \frac{L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L} \dots\dots\dots \text{BAEL(Art.III.3)}$$

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

III.2.1.2. Les différents types de poutrelles

Types	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	
4 ^{ème} type	
5 ^{ème} type	
6 ^{ème} type	

Tableau III.1. Les Types de poutrelles

III.2.1.3. Calcule les sollicitations dans les différents types de poutrelles

❖ Exposé un cas de calcul : poutrelle type 3 (Terrasse inaccessible)

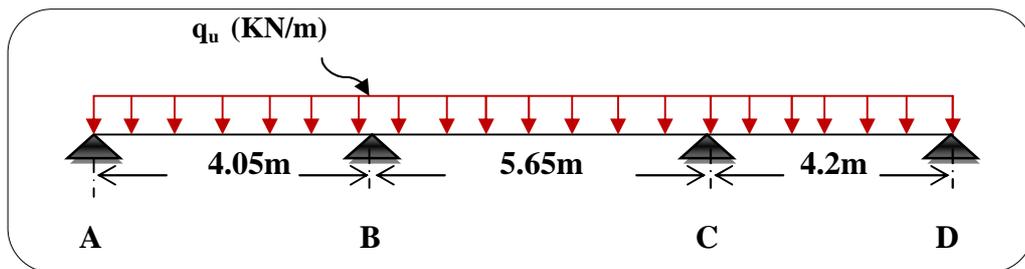


Figure III.7. Schéma statique de la poutrelle T3

➤ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

Plancher terrasse inaccessible : $G=6.1\text{KN/m}^2$; $Q=1\text{KN/m}^2$

- $Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2) \Rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(12.2 ; 5\text{KN/m}^2)$vérifiée.
- $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \geq 4.05/5.65=0.72 \leq 1.25$ n'est par vérifiée.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.....vérifiée.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).....vérifiée.

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites car : la 2^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de **Caquot minorée** c.-à-d. on minore (G) avec un coefficient de 2/3 pour le calcul des moments on appuis seulement et on revient à (G) pour le calcul des moments on travées.

NB : La 2^{ème} condition de la méthode forfaitaire (l_i / l_{i+1}) n'est pas vérifié pour tout les types de poutrelles donc la méthode forfaitaire ne peut être appliquée.

➤ **Calcul des charges revenant aux poutrelles**

$$\text{ELU : } \begin{cases} q_u = 0,65 \times (1,35 \times G + 1,5 \times Q) = 0,65 \times (1,35 \times 6,1 + 1,5 \times 1) = 6,328 \text{ (KN/m)} \\ q_u' = 0,65 \times (1,35 \times G' + 1,5 \times Q) = 0,65 \times (1,35 \times 4,06 + 1,5 \times 1) = 4,54 \text{ (KN/m)} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} q_s = 0,65 \times (G + Q) = 0,65 \times (6,1 + 1) = 4,615 \text{ (KN/m)} \\ q_s' = 0,65 \times (G' + Q) = 0,65 \times (4,06 + 1) = 3,29 \text{ (KN/m)} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$\text{- --Calcul à l'ELU: Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{q'_u \times L_{AB}^2}{8} = \frac{4,54 \times 4,05^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 9,31 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_0^{CD} = \frac{q'_u \times L_{CD}^2}{8} = \frac{4,54 \times 4,2^2}{8} \Rightarrow M_0^{CD} = 10,01 \text{ KN.m}$$

$$\text{- Calcul à L'ELS : Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{q'_s \times L_{AB}^2}{8} = \frac{3,29 \times 4,05^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 6,75 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_0^{CD} = \frac{q'_s \times L_{CD}^2}{8} = \frac{3,29 \times 4,2^2}{8} \Rightarrow M_0^{CD} = 7,25 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments aux appuis**

- **Appuis de rive**

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $M_0 \times 15$

$$\text{ELU : } M_A = M_D = -0,15 \times \text{Max} (M_0^{AB}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_A = M_D = -1,50 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_A = M_D = -0,15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_A = M_D = -1,08 \text{ KN.m}$$

- **Appuis intermédiaires**

• **Appuis B**

Les longueurs fictives : $L'_g = 4,05 \text{ m}$; $L'_d = 0,8 \times 5,65 = 4,52 \text{ m}$

Calcul à ELU :

$$M_B = -\frac{4,544 \times (4,05^3 + 4,52^3)}{8,5 \times (4,05 + 4,52)} \Rightarrow M_B = -9,904 \text{ KN.m}$$

Calcul à L'ELS :

$$M_B = -\frac{3,293 \times (4,05^3 + 4,52^3)}{8,5 \times (4,05 + 4,52)} \Rightarrow M_B = -7,18 \text{ KN.m}$$

- Appuis C

Les longueurs fictives : $L'_d = 4.2\text{m}$; $L'_g = 0.8 \times 5.65 = 4.52\text{ m}$

Calcul à ELU :

$$M_c = -\frac{4.544 \times (4.52^3 + 4.2^3)}{8.5 \times (4.52 + 4.2)} \Rightarrow M_c = -10,203\text{KN.m}$$

Calcul à L'ELS :

$$M_c = -\frac{3.293 \times (4.52^3 + 4.2^3)}{8.5 \times (4.52 + 4.2)} \Rightarrow M_c = -7,394\text{KN.m}$$

➤ **Les moments fléchissant en travées**

- Travée AB

Calcul à ELU :

$$x = \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_g - M_d}{qu \times L_{AB}} = \frac{4.05}{2} - \frac{(0 - (-9.904))}{6.328 \times 4.05} = 1,639\text{m}$$

$$M = \frac{6.328 \times 1.639 \times (4.05 - 1.639)}{2} - 9.904 \times \frac{1.639}{4.05} \Rightarrow M_{tAB}^{\max} = 8,495\text{KNm}$$

Calcul à L'ELS:

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_d - M_g}{qs \times L} = \frac{4.05}{2} - \frac{7.178}{4.615 \times 4.05} = 1.64\text{ m}$$

$$M = \frac{4.615 \times 1.64 \times (4.05 - 1.64)}{2} - 7.178 \times \frac{1.64}{4.05} \Rightarrow M_{tAB}^{\max} = 6,214\text{ KNm}$$

- Travée BC

Calcul à ELU :

$$x = \frac{5.65}{2} - \frac{(-9.904) - (-10.203)}{6.328 \times 5.65} = 2,817\text{m}$$

$$M(x) = \frac{6.328 \times 2.817 \times (5.65 - 2.817)}{2} - 9.904 \times (1 - \frac{2.817}{5.65}) - 10.203 \times \frac{2.817}{5.65} \Rightarrow M_{BC}^{\max} = 15,197\text{KNm}$$

Calcul à L'ELS:

$$x = \frac{5.65}{2} + \frac{(-7.178 + 7.394)}{4.615 \times 5.65} = 2.83\text{m}$$

$$M(x) = \frac{4.615 \times 2.83 \times (5.65 - 2.83)}{2} - 7.178 \times (1 - \frac{2.83}{5.65}) - 7.394 \times \frac{2.83}{5.65} \Rightarrow M_{tBC}^{\max} = 11,129\text{ KNm}$$

Travée CD

Calcul à ELU :

$$x = \frac{4.2}{2} - \frac{(-10.203 - 0)}{6.328 \times 4.2} = 2,48\text{m}$$

$$M(x) = \frac{6.328 \times 2.48 \times (4.2 - 2.48)}{2} - 10.203 \times (1 - \frac{2.48}{4.2}) \Rightarrow M_{CD}^{\max} = 9,318\text{KNm}$$

Calcul à l'ELS:

$$x = \frac{4.2}{2} + \frac{7.394}{3.293 \times 4.2} = 2,63m$$

$$M(x) = \frac{3.293 \times 2.63 \times (4.2 - 2.63)}{2} - 7.394 \times \left(1 - \frac{2.63}{4.2}\right) \Rightarrow M_{tCD}^{Max} = 6,815KNm$$

➤ Evaluation des efforts tranchants

$$\begin{aligned} \text{Travée AB : } & \begin{cases} V_A = \frac{6.328 \times 4.05}{2} + \frac{(-9.904)}{4.05} \Rightarrow V_A = 10,369 KN \\ V_B = -\frac{6.328 \times 4.05}{2} + \frac{(-9.904)}{4.05} \Rightarrow V_B = -15,25 KN \end{cases} \\ \text{Travée BC : } & \begin{cases} V_B = \frac{6.328 \times 5.65}{2} + \frac{(-10.203 + 9.904)}{5.65} \Rightarrow V_B = 17,82 KN \\ V_C = -\frac{6.328 \times 5.65}{2} + \frac{(-10.203 + 9.904)}{5.65} \Rightarrow V_C = -17,93 KN \end{cases} \\ \text{Travée CD : } & \begin{cases} V_C = \frac{6.328 \times 4.2}{2} + \frac{10.203}{4.2} \Rightarrow V_C = 15,72 KN \\ V_D = -\frac{6.328 \times 4.2}{2} + \frac{10.203}{4.2} \Rightarrow V_D = -10,86 KN \end{cases} \end{aligned}$$

Les résultats des sollicitations pour autre type des poutrelles sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

❖ Plancher terrasse inaccessible

ELU

Type de Poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X (m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	4.05	9.32	0	-9.904	1.639	8.49	10.37	17.82
	BC	5.65	10.30	-9.904	-10.203	2.82	15.20	17.82	-17.93
	CD	4.2	10.02	-10.203	0	2.48	9.32	-17.93	-10.86
Type 4	AB	4.05	9.32	0	-6.67	1.76	9.85	11.17	-14.46
	BC	3.05	5.28	-6.67	-3.40	1.69	2.41	-14.46	9.54
	CD	2.6	3.84	-3.40	0	1.5	3.78	9.54	-6.92
Type 6	AB	4.05	12.97	0	0	2.025	12.97	12.81	-12.81

Tableau III.2. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

ELS

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
Type 3	AB	4.05	6.75	0	-7.18	6.21
	BC	5.65	13.14	-7.18	-7.39	11.13
	CD	4.2	7.25	-7.93	0	6.81
Type 4	AB	4.05	6.75	0	-4.83	7.2
	BC	3.05	3.83	-4.83	-2.47	1.78
	CD	2.6	2.78	-2.47	0	2.76
Type 6	AB	4.05	9.46	0	0	9.46

Tableau III.3. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

❖ Plancher étages courants (habitation)

$$G = 4.63 \text{ (KN/m}^2\text{)} \Rightarrow q_u = 5.52 \text{ (KN/m)} \Rightarrow q'_u = 4.17 \text{ (KN/m)}$$

$$Q = 1.5 \text{ (KN/m}^2\text{)} \Rightarrow q_s = 3.98 \text{ (KN/m)} \Rightarrow q'_s = 2.98 \text{ (KN/m)}$$

ELU

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	X(m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 1	AB	4.05	8.55	0	-6.12	1.75	8.47	9.68	-12.70
	BC	3.05	4.85	-6.12	-2.55	1.73	2.21	-12.70	-7.26
	CD	2.60	3.52	-2.55	-4.23	1.18	1.31	-7.26	11.39
	DE	4.20	9.19	-4.23	-5.14	2.06	7.49	11.39	-11.82
	EF	3.10	5.01	-5.14	0	1.85	4.31	-11.82	-6.904
Type 2	AB	4.05	8.55	0	-9.09	1.62	7.24	8.94	15.78
	BC	5.65	16.64	-9.09	-8.11	2.86	13.44	15.78	-15.43
	CD	4.20	9.19	-8.11	-5.14	2.23	5.60	-15.43	-10.90
	DE	3.10	5.01	-5.14	0	1.85	4.31	-10.90	-6.90
Type 3	AB	4.05	8.55	0	-9.09	1.62	7.24	8.94	15.56
	BC	5.65	16.64	-9.09	-9.37	2.82	12.82	15.56	-15.66
	CD	4.20	9.19	-9.37	0	2.50	7.95	-15.66	-9.373
Type 4	AB	4.05	8.55	0	-6.12	1.75	8.47	6.68	-12.70
	BC	3.05	4.85	-6.12	-3.13	1.70	1.89	-12.70	8.38
	CD	2.60	3.52	-3.13	0	1.52	3.24	8.38	-5.98
Type 5	AB	2.60	3.52	0	-4.57	0.98	2.66	5.42	11.47
	BC	4.20	9.19	-4.57	-5.14	2.07	7.33	11.47	-11.74
	CD	3.10	5.01	-5.14	0	1.85	4.31	-11.74	-6.90
Type 6	AB	4.05	8.55	0	0	2.025	11.33	11.19	-11.19

Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étages courants (habitation)

ELS

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
Type 1	AB	4.05	6.11	0	-4.37	6.13
	BC	3.05	3.47	-4.37	-1.82	1.62
	CD	2.60	2.52	-1.82	-3.03	0.97
	DE	4.20	6.57	-3.03	-3.68	5.44
	EF	3.10	3.58	-3.68	0	3.12
Type 2	AB	4.05	6.11	0	-6.50	5.24
	BC	5.65	11.89	-6.50	-5.80	9.76
	CD	4.20	6.57	-5.80	-3.68	4.08
	DE	3.10	3.58	-3.68	0	3.12
Type 3	AB	4.05	6.11	0	-6.50	5.24
	BC	5.65	11.89	-6.50	-6.69	9.31
	CD	4.20	6.57	-6.69	0	5.76
Type 4	AB	4.05	6.11	0	-4.37	6.13
	BC	3.05	3.47	-4.37	-2.23	1.39
	CD	2.60	2.52	-2.23	0	2.34
Type 5	AB	2.60	2.52	0	-3.27	1.93
	BC	4.20	6.57	-3.27	-3.68	5.32
	CD	3.10	3.58	-3.68	0	3.12
Type 6	AB	4.05	6.11	0	0	8.17

Tableau III.5.Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étages courant (habitation)

❖ Plancher étage RDC et étage 1 (Bureaux)

$$G = 4.63 \text{ (KN/m}^2\text{)} \Rightarrow q_u = 6.5 \text{ (KN/m)} \Rightarrow q'_u = 5.15 \text{ (KN/m)}$$

$$Q = 2.5 \text{ (KN/m}^2\text{)} \Rightarrow q_s = 4.63 \text{ (KN/m)} \Rightarrow q'_s = 3.63 \text{ (KN/m)}$$

ELU

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	X(m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 1	AB	4.05	10.60	0	-7.55	1.74	9.82	11.30	-15.03
	BC	3.05	5.99	-7.55	-3.15	1.75	2.37	-15.03	-8.47
	CD	2.60	4.35	-3.15	-5.22	1.18	1.35	-8.47	13.38
	DE	4.20	11.35	-5.22	-6.35	2.06	8.55	13.38	-13.92
	EF	3.10	6.19	-6.35	0	1.86	4.96	-13.92	-8.03
Type 2	AB	4.05	10.60	0	-11.22	1.6	8.31	10.39	18.58
	BC	5.65	20.55	-11.22	-10.01	2.86	15.33	18.58	-18.15
	CD	4.20	11.35	-10.01	-6.35	2.23	6.21	-18.15	-12.78
	DE	3.10	6.19	-6.35	0	1.86	4.96	-12.78	-8.03
Type 6	AB	4.05	13.33	0	0	2.025	13.33	13.16	-13.16

Tableau III.6.Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étage RDC et étage 1 (Bureaux)

ELS

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
Type 1	AB	4.05	7.44	0	-5.34	7.02
	BC	3.05	4.22	-5.34	-2.22	1.72
	CD	2.60	3.06	-2.22	-3.68	0.10
	DE	4.20	8.00	-3.68	-4.48	6.14
	EF	3.10	4.36	-4.48	0	3.55
Type 2	AB	4.05	7.44	0	-7.91	5.96
	BC	5.65	14.48	-7.91	-7.06	11.01
	CD	4.20	8.00	-7.06	-4.48	4.50
	DE	3.10	4.36	4.48	0	3.55
Type 6	AB	4.05	9.49	0	0	9.503

Tableau III.7.Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étage RDC et étage 1 (Bureaux)

III.2.1.4. Ferrailage des poutrelles

Exemple de calcul plancher terrasse inaccessible : soit le (Type 3):

$$\begin{aligned}
 \text{À l'ELU : } & \begin{cases} M_{Travée}^{Max} = 15.197 KN.m \\ M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.491 KN.m \text{ (rive)} \\ -10.203 KN.m \text{ (int)} \end{cases} \\ V^{Max} = 17.93 KN \end{cases} & \quad \text{à l'ELS : } \begin{cases} M_{Travée}^{Max} = 11.129 KN.m \\ M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.089.m \text{ (Rive)} \\ -7.394 KN.m \text{ (int)} \end{cases} \end{cases}
 \end{aligned}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

- $b = 58cm$
- $h_0 = 4cm$
- $h = 24cm$
- $H = 20cm$
- $b_0 = 12cm$
- $d = 22cm$

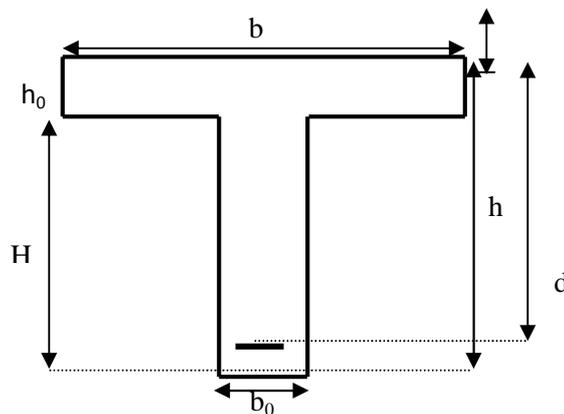


Figure III.8.Caractéristiques géométrique de la poutrelle

1. Calcul à l'ELU

Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple

- si $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$) ; M_{TU} : Le moment équilibré par la table de compression.
- si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

- Calcul de la section d'armatures longitudinales

- Ferrailage en travée

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

$$M_{tu} = 0.58 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.22 - \frac{0.04}{2}\right) = 65.88 \text{KN.m}$$

$M_{tu} = 65.88 \text{KN.m} > M_u = 15.197 \text{KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.197 \times 10^{-3}}{0.58 \times (0.22)^2 \times 14.2} = 0.038 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow \varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0,048 \Rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.215 \text{m}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{M^{\text{travée}}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{\text{travée}} = \frac{15.197 \times 10^{-3}}{0.215 \times 348} = 2.02 \text{cm}^2$$

- ❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.58 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.54 \text{cm}^2$$

$A_s = 2.02 \text{cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée ; On prend $A_s = 1\text{HA}10 + 2\text{HA}12 = 3.05 \text{cm}^2$

- Ferrailage en appuis

- a. Appuis de rive

$$M_{riv}^a = -1.491 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.018 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »}$$

$\xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0,0228$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.217 \text{m}$$

$$A_a^{\text{riv}} = \frac{M_a^{\text{Rive}}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{\text{riv}} = \frac{1.491 \times 10^{-3}}{0.217 \times 348} = 0,196 \text{cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0,23 \times 0,12 \times 0,22 \times 2,1}{400} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0,196 \text{ cm}^2 < A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité n'est pas vérifiée on ferraille avec A_{Min} .

On prendre 1HA10=0.79cm²

b. Appuis intermédiaire

$$M_{int}^a = -10.203 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,124 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »}$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,166$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,205 \text{ m}$$

$$A_a^{int} = \frac{M_a^{int}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{int} = \frac{10.203 \times 10^{-3}}{0,205 \times 348} = 1,42 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0,23 \times 0,12 \times 0,22 \times 2,1}{400} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1,42 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

On prendre 1HA10+1HA12=1.92cm²

Les résultats de calcul de ferrailage des poutrelles sont résumés dans les tableaux suivant :

✓ *Plancher terrasse inaccessible*

	Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix des sections (cm ²)
En travée	15.197	0.038	0.048	0.215	2.02	1.54	1HA10+2HA12 3.05
En appui intermédiaire	10.203	0.124	0.166	0.205	1.42	0.32	2HA10 1.57
En appui de Rive	1.491	0.018	0.022	0.217	0.196	0.32	1HA10 0.79

Tableau III.8. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible

✓ Plancher étage 10

	Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix des sections (cm ²)
En travée	12.82	0.032	0.040	0.216	1.702	1.54	1HA10+2HA12 3.05
En appui intermédiaire	9.37	0.113	0.151	0.206	1.302	0.38	2HA10 1.57
En appui de Rive	1.699	0.02	0.026	0.217	0.224	0.38	1HA10 0.79

Tableau III.9 .Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible

✓ Plancher étage 2 à 9

	Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix des sections (cm ²)
En travée	13.45	0.033	0.0430	0.216	1.788	1.54	1HA10+2HA12 3.05
En appui intermédiaire	9.091	0.110	0.146	0.207	1.260	0.38	2HA10 1.57
En appui de Rive	1.699	0.02	0.026	0.217	0.224	0.38	1HA10 0.79

Tableau III.10. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible

✓ Plancher étage RDC et 1

	Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix des sections (cm ²)
En travée	15.33	0.038	0.049	0.215	2.043	1.54	1HA10+2HA12 3.05
En appui intermédiaire	11.22	0.136	0.183	0.203	1.582	0.38	1HA10+1HA12 1.92
En appui de Rive	1.99	0.024	0.03	0.217	0.263	0.38	1HA10 0.79

Tableau III.11.Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible

2. Vérification des poutrelles à l'ELU

2.1.Vérification à l'ELU

✓ Vérification de l'effort tranchant : on à $V_{max}=17.93KN$.

$$\tau_v = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} = \frac{17.93 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22} = 0.68MPa$$

La fissuration est peu nuisible et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13f_{c28}; 5MPa) = \min (0.13 \times 25; 5MPa)$$

$$\tau_u = 0.68MPa < \bar{\tau}_u = 3.25MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Ferrailage des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right)$$

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

$$\Phi_{T \leq} \min(240/35 ; 120/10 ; 10) = 6.85\text{mm}$$

On choisit un étrier Φ_6

$$A_t = 2\Phi_6 = 0.57\text{cm}^2$$

✓ L'espacement

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 19.8\text{cm}$$

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)} \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$K=1$ flexion simple FPN, pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ Flexion simple, armatures droites.

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 640\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.12} = 0.475\text{cm} \Rightarrow \text{On prend } St = 15\text{cm}$$

Vérification vis-à-vis l'effort tranchant

✓ Vérification de la bielle

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

Avec $a \leq 0,9.d=0,198$; soit : $a=0,19\text{m}$

$$V=17.93\text{KN} \leq 152.19\text{KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification à l'effort tranchant

a) Vérification des armatures longitudinales (A_t) à l'effort tranchant (V_u)

-L'appui intermédiaire

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d}) \Rightarrow A_t \geq \frac{1.15}{400} (17.93 \times 10^{-3} - \frac{10.203 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22}) = -0.96\text{cm}^2 < 0$$

$A_t = 4.97 \text{ cm}^2 \geq -0.96 \text{ cm}^2 \dots\dots$ aucune vérification à faire car l'effort tranchant est négligeable devant

l'effort du moment

-Au niveau de l'appui de rive

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_t \geq \frac{1.15}{400} \times 17.93 \times 10^{-3} = 0.51\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.84 \geq 0.51 \text{ cm}^2$$

Avec $A_L=3,05+0,79=3,84\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

b) Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{17.93 \times 10^{-3} \left(\frac{0.58-0.12}{2} \right)}{0.9 \times 0.22 \times 0.58 \times 0.04} = 0.9 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{MPa}$$

c) vérification de l'adhérence

On doit vérifier que : $\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$ tel que : $\bar{\tau}_{su}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum U_i$: la somme des périmètres des barres.

$V_u = \text{Max } V_i = 17.93 \text{KN}$

$\sum U_i = \pi \times (3\Phi 10 + 3 \times \Phi 12) = 207.24 \text{mm}$

$\tau_{su} = \frac{17.93}{0.9 \times 0.22 \times 207.24} = 0.436 \text{MPa}$

$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28}$ tel que $\Psi = 1.5$ pour les aciers HA.

$\tau_{su} = 0.474 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Les résultats de vérification des poutrelles à l'ELU sont résumés dans les tableaux suivant :
ELU

Type	Bielle	Cisaillement	Armature longitudinale aux appuis		Jonction table-nervure	Vérification de l'adhérence
			Rive	Intermédiaire		
Terrasse inaccessible	17.93<152.19	0.68<3.25	3.84>0.51	4.97>-0.96	0.9<3.25	0.474<2.835
Etage 10	15.66<152.19	0.59<3.25	3.84>0.45	4.63>-0.909	0.783<3.25	0.370<2.835
Etage 2 à 9	15.78<152.19	0.60<3.25	3.84>0.453	4.63>-0.866	0.93<3.25	0.373<2.835
Etage RDC et 1	18.58<152.19	0.54<3.25	3.84>0.534	4.97>-1.094	0.93<3.25	0.452<2.835

Tableau III.12. Vérification des poutrelles à l'ELU

2.2.Vérification à l'ELS

a) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$; $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ (MPa)

- **En travée :** $M_{ser}=11.13 \text{ KN.m}$; $A=3.05\text{cm}^2$

✓ *Position de l'axe neutre :*

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL 91(L.III .3)}$$

$$A'=0 \Rightarrow H = \frac{0.58 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04)$$

$\Rightarrow H = -3.60 \times 10^{-4} \text{ m}^3 < 0$ L'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera en section en Te.

✓ *Calcul de y:*

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

$$0.06 \times y^2 + [(0.58 - 0.12) \times 0.04 + 15 \times 3.05 \times 10^{-4}] \times y - [(0.58 - 0.12) \times \frac{0.04^2}{2} + 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times 0.22] = 0 \Rightarrow y = 5.26 \text{ cm}$$

✓ *Le moment d'inertie I :*

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

$$I = \frac{58 \times 5.26^3}{3} - \frac{(58 - 12)}{3} \times (5.25 - 4)^3 + 15 \times 3.05 \times (22 - 5.26)^2 \Rightarrow I = 15603.35 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{11.13}{15603.35} \times 5.26 \times 10^3 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **En appuis**

a) Appuis intermédiaires : $M_{ser}=7.39 \text{ KN.m}$; $A= 1.57\text{cm}^2$

✓ *Position de l'axe neutre :*

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

$$A'=0 \Rightarrow H = \frac{0.58 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 1.57 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04)$$

$\Rightarrow H = 0.4 \times 10^{-4} \text{ m}^3 \geq 0$; L'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera en section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 7.53 \text{ cm}$$

✓ *Le moment d'inertie I :*

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 6638.75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 8.38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

b) Appuis de rive : $M_{ser}= -1.089\text{KN.m}$; $A=0.79\text{cm}^2$

✓ *Position de l'axe neutre :*

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0.58 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 0.79 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) \Rightarrow H = 2.51 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

L'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera en section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 5.68 \text{ cm}$$

✓ Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3889.16 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1.089 \times 5.68 \times 10^3}{3889.16} = 1.6 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Les résultats de vérification des poutrelles à l'ELS sont résumés dans les tableaux suivant :

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

	Position	M _{ser} KN.m	As cm ²	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (Mpa)	σ _b (Mpa)	Vérification
Terrasse inaccessible	Travée	11.13	3.05	5.26	15603.35	3.75	15	Vérifiée
	Appuis riv	1.089	0.79	5.68	3889.16	1.6	15	Vérifiée
	Appuis int	7.394	1.57	7.53	6638.75	8.38	15	Vérifiée
Etage 10	Travée	9.31	3.05	3.24	16765.45	1.798	15	Vérifiée
	Appuis riv	1.225	0.79	5.67	3889.16	1.780	15	Vérifiée
	Appuis int	6.69	1.57	7.55	6670.094	7.577	15	Vérifiée
Etage 2à 9	Travée	9.76	3.05	3.24	16765.45	1.88	15	Vérifiée
	Appuis riv	1.22	0.79	5.67	3889.16	1.78	15	Vérifiée
	Appuis int	6.50	1.57	7.55	6670.094	7.35	15	Vérifiée
Etage RDC et 1	Travée	11.01	3.05	5.26	15604.4	3.71	15	Vérifiée
	Appuis riv	1.12	0.79	5.67	3889.16	1.63	15	Vérifiée
	Appuis int	7.91	1.92	4.21	10770.60	3.09	15	Vérifiée

Tableau III.13. Vérification des poutrelles à état limite de compression du béton

c) Etat limite de déformation

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

✓ Vérification de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad (1) \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{24}{565} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

On a : la 1^{ère} condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit : $\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$

Avec : f_{gv} et f_{gi} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ji} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation (G+Q).

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{l}{1000} + 05 \Rightarrow f_{adm} = \frac{565}{1000} + 0.5 = 1.065 \text{ cm}$

Pour une portée inférieur à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{l}{500}$

✓ *Evaluation des moments en travée*

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 3,2 = 2,08 \text{KN} / m$$

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

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 6.1 = 3.96 \text{KN} / m$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65(6.1 + 1) = 4.61 \text{KN} / m$$

$$\begin{cases} M_{jser} = 0.61 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.60 \times \frac{2.08 \times 5.65^2}{8} = 4.98 \text{KN.m} \\ M_{gser} = 0.61 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.60 \times \frac{3.96 \times 5.65^2}{8} = 9.48 \text{KN.m} \\ M_{pser} = 0.61 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.60 \times \frac{4.61 \times 5.65^2}{8} = 11.04 \text{KN.m} \end{cases}$$

✓ *Propriété de la section*

- **Position de l'axe neutre**

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{12 \times \frac{24^2}{2} + (58 - 12) \frac{4^2}{2} + 15(3.05 \times 22)}{12 \times 24 + (58 - 12)4 + 15 \times 3.05} = 9.32 \text{cm.}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0**

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

$I_0 = 33353 \text{cm}^4$ (Moment d'inertie de la section totale (acier+béton))

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.05}{12 \times 22} = 0.0115$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{12}{58}) \times 0.0099} = 3,47 \text{déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.4 \times 3.92 = 1,39 \text{ Coefficient de déformation différée.}$$

- Constraints (σ_s):

$$\text{Calcul } y : \frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow y = 5.15\text{cm}$$

$$\Rightarrow I = \frac{b}{3} y^3 + 15A (d - y)^2 \Rightarrow I = 15630 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{4.98 \times (0.22 - 0.0515)}{15630} 10^5 = 80.53 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{9.48 \times (0.22 - 0.0515)}{15630} 10^5 = 153.29 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{11.04 \times (0.22 - 0.0515)}{15630} 10^5 = 178.52 \text{ Mpa}$$

- Inerties fictives (If) :

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 80.53 + 2.1} = 0,37$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 153.29 + 2.1} = 0.60$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 178.52 + 2.1} = 0.64$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 33353}{1 + 3.48 \times 0.37} = 16037.89 \text{ cm}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 33353}{1 + 3.48 \times 0.60} = 11880.93 \text{ cm}^4$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 33353}{1 + 3.48 \times 0.64} = 11368.46 \text{ cm}^4$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 33353}{1 + 1.39 \times 0.60} = 20004.52 \text{ cm}^4$$

- Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} = \frac{4.9 \times 5.65^2}{10 \times 32456.59 \times 11880.93} 10^5 = 0.003 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} = \frac{9.48 \times 5.65^2}{10 \times 32456.59 \times 11880.93} 10^5 = 0.0078 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} = \frac{11.04 \times 5.65^2}{10 \times 32456.59 \times 11368.46} 10^5 = 0.0095 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}} = \frac{9.48 \times 5.65^2}{10 \times 10818.87 \times 20004.52} 10^5 = 0.013 \text{ m}$$

- La flèche totale Δf

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.013 - 0.003 + 0.0095 - 0.0078 = 0.0117 \text{ m}$$

$$\Delta f = 1.17 \text{ cm} > f_{adm} = 1.065 \text{ cm}$$

La condition de flèche n'est pas vérifiée. On augmente la section d'acier $A_s = 2HA12 + 1HA14 = 3.80 \text{ cm}^2$

- Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux suivant :

avec : $\rho = 0.0115$; $\lambda_t = 3.47$; $\lambda_v = 1.39$; $y = 5.15 \text{ cm}$; $I = 15630 \text{ cm}^4$; $I_0 = 33353 \text{ cm}^4$

	Terrasse inaccessible	Etage 10	Etage 2 à 9	Etage RDC et 1
Calcul des charges				
q_{jser} (KN/m)	2.08	2.08	2.08	2.08
q_{gser} (KN/m)	3.96	3.01	3.01	3.01
q_{pser} (KN/m)	4.61	3.98	3.98	4.63
Calcul des moments				
M_{jser} (KN/m)	4.98	4.81	5.06	6.8
M_{gser} (KN/m)	9.48	6.97	7.33	9.84
M_{pser} (KN/m)	11.04	9.21	9.69	15.14
Calcul des contraintes				
σ_{sj} (KN/m)	80.53	77.82	81.84	110.02
σ_{sg} (KN/m)	153.29	112.61	118.44	159.21
σ_{sp} (KN/m)	178.52	148.91	156.61	244.90
Calcul de μ				
μ_j	0.37	0.35	0.37	0.49
μ_g	0.6	0.49	0.51	0.61
μ_p	0.64	0.59	0.60	0.72
Calcul de I_f				
I_{fj} (cm ⁴)	16037.29	16448	15942	13618
I_{fg} (cm ⁴)	11880.93	13473	13173	11757
I_{fp} (cm ⁴)	11368.46	12033	11823	10428
I_{vg} (cm ⁴)	20004.52	21719	21404	19851
Calcul de f				
f_{ij} (mm)	3	2.88	3.12	4.91
f_{ig} (mm)	7.8	5.08	5.47	8.24
f_{ip} (mm)	9.5	7.52	8.06	14.28
f_{vg} (mm)	13	9.46	10.09	14.63
Calcul Δf (mm)				
Δf (mm)	11.7	9.02	9.57	15.76
f_{adm} (mm)				
f_{adm} (mm)	10.65			
Vérification				
	Pas vérifier	vérifier	vérifier	Pas vérifier
Conclusion				
	2HA12+1HA14 $A_s = 3.80 \text{ cm}^2$	1HA10+2HA12 $A_s = 3.05 \text{ cm}^2$	1HA10+2HA12 $A_s = 3.05 \text{ cm}^2$	2HA12+2HA14 $A_s = 5.34 \text{ cm}^2$

Tableau III.14. Vérification des poutrelles à flèche

III.2.1.5. schéma de Ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse inaccessible			
Etage courant			
RDC			

Tableau III.15. Schémas de ferrailage des poutrelles.

III.2.2. Ferrailage de la dalle de compression :

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

✓ Armatures perpendiculaires à la nervure

$$A_{\perp} = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 * 0.60}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 1.021\text{cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{Selon le CBA93 (Art B. 6. 8. 4. 2. 3)}$$

On adopte : $A_{\perp} = 5\phi 8 = 2.51\text{cm}^2 / \text{ml} \rightarrow St=100/5= 20\text{cm} \leq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

✓ Armatures parallèles à la nervure

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_{//} = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow St=100/4= 25\text{cm} \leq 30\text{cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

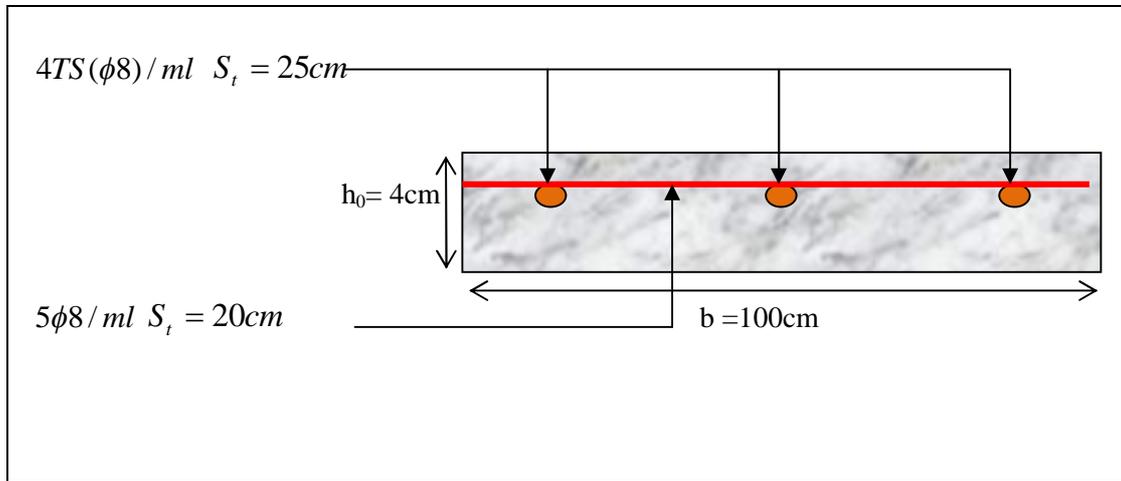
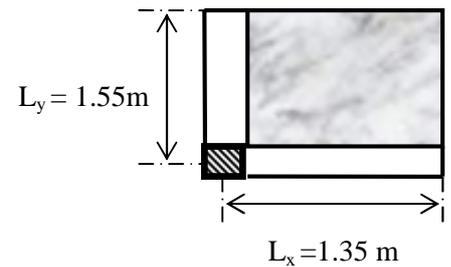


Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2.2. Plancher à dalles pleines

III.2.2.1. dalle sur deux appuis (balcon)

On a : $\begin{cases} L_x = 1.35 - 0.15 = 1.2 \text{ m,} \\ L_y = 1.55 - 0.15 = 1.4 \text{ m.} \end{cases}$ et $\begin{cases} G = 4.43 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$



✓ Charges sur la dalle

ELU : $p_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 4.43 + 1.5 \times 3.5 = 11.23 \text{ KN/m}^2$

ELS : $p_s = G + Q = 4.43 + 3.5 = 7.93 \text{ KN/m}^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.2}{1.4} = 0.86 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail selon deux sens L_x et L_y .

✓ Calcul a l'ELU

a) Calcul des moments : Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y qui correspondent à

$v = 0$ et $\rho = 0.86 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times p_u = 0.80 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 0.56 \text{ KN.m} \end{cases}$ BAEL 91(Annexe II)

b) Les moments corrigés

Moments en travées $\begin{cases} M_x^t = 0.85 M_{0x} = 0.68 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 M_{0y} = 0.42 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en appuis $\begin{cases} M_x^a = -0.5 \times M_{0x} = -0.4 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.5 \times M_{0y} = -0.28 \text{ KN.m} \end{cases}$

c) Effort tranchant

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} = \frac{11.23 \times 1.2}{2} = 6.7 \text{KN} \quad ; \quad V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} = \frac{11.23 \times 1.4}{2} = 7.86 \text{KN}$$

✓ Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1ml (b×e)=(1×0,12) m².

Le diamètre des barres utilisées doit être $\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{120}{10} \Rightarrow \phi \leq 12 \text{mm}$

Le tableau suivant résume le calcul des armatures en travées et en appuis dans les deux sens avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \quad ; \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{z \times f_{st}} \quad ; \quad d_x = d_y = 10 \text{cm}$$

En travée : $\left\{ A^{\min}(x-x) = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \cdot e \quad ; \quad A^{\min}(y-y) = \rho_0 \times b \times e \right\}$; En appui : $A^{\min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e$

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm²/ml)	A_{min} (cm²/ml)	A_{adp} (cm²/ml)	St (cm)
Travée	x-x	0.86	0.0048	0.0060	0.099	0.196	1.03	3HA8=1.51	33
	y-y	0.42	0.0029	0.0037	0.099	0.12	0.96	3HA8=1.51	33
Appui	x-x	0.40	0.0028	0.0035	0.099	0.115	1.207	3HA10=2.36	33
	y-y	0.28	0.0019	0.0025	0.099	0.081	1.207	3HA10=2.36	33

Tableau III.16. Calcul des armatures en travées et en appuis

✓ Calcul de l'espacement

La fissuration est nuisible. \Rightarrow Sens x-x: St=(100/3)=33cm.

Sens y-y: St=(100/3)=33cm.

- Vérification des espacements

$S_t = 33 \text{cm} \leq \min(3e, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$ vérifiée (sens principale)

$S_t = 25 \text{cm} \leq \min(4e, 45 \text{cm}) = 45 \text{cm}$ vérifiée (sens secondaire)

- Vérifications

Vérification à ELU

• Vérification à l'effort tranchant

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{11.23 \times 1.2}{2} \times \frac{1.4^4}{1.2^4 + 1.4^4} = 4.37 \text{KN}$$

$$V_u^y = \frac{P \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = \frac{11.23 \times 1.4}{2} \times \frac{1.2^4}{1.2^4 + 1.4^4} = 2.75 \text{KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{4.37 \times 10^{-3}}{1 \times 0,10} = 0.04 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée .}$$

Pas de rupture par cisaillement \Rightarrow (Les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

Vérification à l'ELS

$$v = 0,2 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0566 \\ \mu_y = 0.7932 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times p_s = 0.65KN.m \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 0.51KN.m \end{cases} \quad \text{BAEL 91(Annexe II)}$$

Moments en travées $\begin{cases} M_{xs}^t = 0.85M_{0x} = 0.55KN.m \\ M_{ys}^t = 0.75M_{0y} = 0.38KN.m \end{cases}$

Moments en appuis $\begin{cases} M_{xs}^a = -0.5 \times M_{0x} = -0.32KN.m \\ M_{ys}^a = -0.5 \times M_{0y} = -0.26KN.m \end{cases}$

➤ **Etat limite de compression de béton**

• **Vérification des contraintes**

Comme notre dalle se situe à l'extérieur (FN), alors on doit vérifier σ_{bc} et σ_s

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

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0 \quad ; \quad I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

✓ *La contrainte dans le béton*

- **En travée**

✓ **Sens x-x**

$$M_{xs}^t = 0.55 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_x = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad ; \quad d_x = 10 \text{ cm} \quad ; \quad y = 1.913 \text{ cm} \quad ; \quad I = 1714.66 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{xs}^t}{I} \times y = 0.61 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Sens y-y**

$$M_{ys}^t = 0.38 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_y = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad ; \quad d_x = 10 \text{ cm} \quad ; \quad y = 1.913 \text{ cm} \quad ; \quad I = 1714.66 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ys}^t}{I} \times y = 0.42 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **En appuis**

✓ **Sens x-x**

$$M_{xs}^a = -0.32 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_x = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad ; \quad d_x = 10 \text{ cm} \quad ; \quad y = 2.33 \text{ cm} \quad ; \quad I = 2504.18 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{xs}^a}{I} \times y = 0.30 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Sens y-y**

$$M_{ys}^a = -0.26 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_y = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad ; \quad d_x = 10 \text{ cm} \quad ; \quad y = 2.33 \text{ cm} \quad ; \quad I = 2504.18 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ys}^a}{I} \times y = 0.24 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ La contrainte dans l'acier

$$F.N \rightarrow \sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s; \quad \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201,6 MPa.$$

Selon x - x : $\sigma_s = \frac{15 \times 0.55}{1714.66} \times (10 - 1.913) \times 10^3 = 38.91 \leq 201,6 MPa$ condition vérifiée.

En travée

Selon y - y : $\sigma_s = \frac{15 \times 0.38}{1714.66} \times (10 - 1.913) \times 10^3 = 26.88 \leq 201,6 MPa$ condition vérifiée

Selon x - x : $\sigma_s = \frac{15 \times 0.32}{2504.18} \times (10 - 2.33) \times 10^3 = 14.7 \leq 201,6 MPa$ condition vérifiée

En appui

Selon y - y : $\sigma_s = \frac{15 \times 0.26}{2504.18} \times (10 - 2.33) \times 10^3 = 11.94 \leq 201,6 MPa$ condition vérifiée

➤ Etat limite de déformation

L'article (B.7.5) précise les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites.

✓ Sens x-x

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}} \right) \Leftrightarrow \frac{12}{120} = 0.1 \geq 0.042 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

2. $\frac{A}{b_0 \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{1.51}{100 \times 10} = 0.0015 < 0.005 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

✓ Sens y-y

1. $\frac{h}{l_y} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}} \right) \Leftrightarrow \frac{12}{140} = 0.086 \geq 0.037 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

2. $\frac{A}{b_0 \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{1.51}{100 \times 10} = 0.0015 < 0.005 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Les conditions de flèche sont vérifiées dans les deux sens (x-x) et (y-y) donc pas besoin de vérifier la flèche.

• Schéma de ferrailage

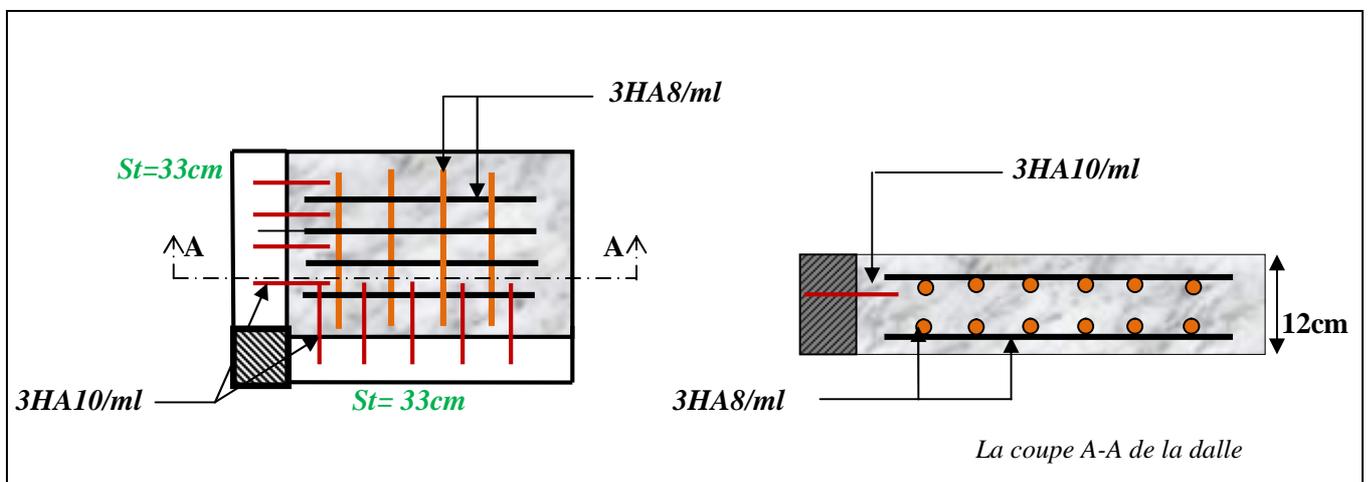
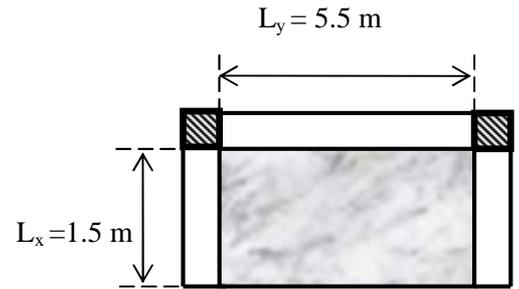


Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis

III.2.2.2. Dalle sur trois appuis (Balcon)

On a: $\begin{cases} L_x=1.5m, L_y=5.5m. \text{ et } \\ e=14 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} G=4.93\text{KN/m}^2 \\ Q=3.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$



✓ Charges sur la dalle

ELU $P_u = 1.35 \times 4.93 + 1.5 \times 3.5 = 11.9 \text{KN/ml}$

ELS $P_s = 4.93 + 3.5 = 8.43 \text{KN/ml}$

✓ calcul des sollicitations

$\rho = \frac{150}{550} = 0.27 \text{cm} < 0.4 \text{cm}$

$\frac{L_y}{2} = \frac{5.5}{2} = 2.75 \Rightarrow L_x < L_y / 2 \text{cm} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \frac{P \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times P \times L_x^3}{3} \Rightarrow M_{ox} = 46.88 \text{KN.m} \\ M_{oy} = \frac{P \times L_x^3}{6} \Rightarrow M_{oy} = 6.69 \text{KN.m} \end{cases}$

En travée $\Rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 35.16 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 5.02 \text{KN.m} \end{cases}$ En appui $\Rightarrow \begin{cases} -0.3 \times M_{ox} = -14.06 \text{KN.m} \\ -0.3 \times M_{oy} = -2.00 \text{KN.m} \end{cases}$

✓ Ferrailage

Si : $e \geq 12 \text{cm}$; $\rho \leq 0.4 \Rightarrow A^{\min}(x) = \rho_0 \times b \times e \times h$

Le tableau suivant résume le calcul des armatures en travées et en appuis

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{opt} (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	x-x	35.16	0.172	0.238	0.108	9.31	1,12	9HA12=10.18	11
	y-y	5.02	0.024	0.031	0.118	1.22	1.12	4HA8= 2.01	25
Appuis	x-x	14.06	0.068	0.089	0.115	3.49	1,12	4HA12=4.52	25
	y-y	2	0.009	0.012	0.119	0.48	1,12	4HA8=2.01	25

Tableau III.17. Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

✓ Calcul de l'espacement

En travée : Sens x-x: $S_t = (100/9) = 11 \text{cm}$;
Sens y-y: $S_t = (100/4) = 25 \text{cm}$

En appui : Sens x-x: $S_t = (100/4) = 25 \text{cm}$
Sens y-y: $S_t = (100/4) = 25 \text{cm}$

- Vérification des espacements

En travée : Sens x - x : $S_t \leq \min(2e; 25 \text{cm}) = 25 \text{cm}$. $S_t = 11 \text{cm} \leq 25 \text{cm}$; vérifiée

Sens y - y : $S_t \leq \min(3e; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$. Donc $S_t = 25 \leq 33 \text{cm}$; vérifiée

En appui : Sens x - $xS_t \leq \min(2.e; 25cm) = 25cm$. Donc $S_t = 25cm \leq 25cm$; vérifiée

Sens y - $y : S_t \leq \min(3.e; 33cm) = 33cm$. Donc $S_t = 25cm \leq 33cm$; vérifiée

- Vérifications à ELU

• Vérification à l'effort tranchant

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{11.9 \times 1.5}{2} \times \frac{5.5^4}{1.5^4 + 5.5^4} = 8.87 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{P \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = \frac{11.9 \times 5.5}{2} \times \frac{1.5^4}{1.5^4 + 5.5^4} = 0.18 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{8.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.073 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de mettre les armatures transversales.

- Vérification à l'ELS

$$l_x \leq \frac{l_y}{2} \rightarrow \begin{cases} M_{x0} = \frac{P_s \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2P_s \times l_x^3}{3} \Rightarrow M_{x0} = 33.19 \text{ KNm} \\ M_{y0} = \frac{P_s \times l_x^3}{6} \Rightarrow M_{y0} = 4.74 \text{ KNm} \end{cases}$$

En travée $\Rightarrow \begin{cases} M_{xs}^t = 0,75 \times M_{ox} = 24.89 \text{ KN.m} \\ M_{ys}^t = 0,75 \times M_{oy} = 3.55 \text{ KN.m} \end{cases}$ **En appuis** $\Rightarrow \begin{cases} M_{xs}^a = -0,3 \times M_{0x} = -9.95 \text{ KN.m} \\ M_{ys}^a = -0,3 \times M_{0y} = 1.42 \text{ KN.m} \end{cases}$

• Etat limite de compression de béton

- Vérification des contraintes

Comme notre dalle se situe à l'extérieure (FN), alors on doit vérifier σ_{bc} et σ_s

Les résultats de vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	M (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	vérification	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification	
Travée	X x	24.89	10.18	4.7	11597.9	10.13	15	Vérifiée	234.99	201.6	Non vérifiée
	Y y	3.55	2.01	2.41	3239.41	2.64		Vérifiée	157.64		vérifiée
Appuis	X x	9.95	4.52	3.41	6324.56	5.36	15	vérifiée	200.69	201.6	vérifiée
	Y y	1.42	2.01	2.41	3239.41	1.06		Vérifiée	63.05		Vérifiée

Tableau III.18. Résultats de vérification des contraintes à ELS

Les conditions de la contrainte dans l'acier sont pas vérifiées, donc on va redimensionner la section des aciers.

$$A_{St} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}}; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}; \quad \alpha \in [0,1]; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

Après avoir les itérations, on trouve :

En travée : $x - x : \beta = 8.55 \times 10^{-3}; \alpha = 0.41, A_{St} = 11.92\text{cm}^2$ soit $12\text{HA}14 = 12.32\text{cm}^2 \quad S_t = 11.11\text{cm}$.

➤ **Etat limite de déformation**

L'article (B.7.5) précise les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites.

Sens x-x

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{150} = 0.0933 > \max(0,0375; 0,037) \Rightarrow$ la condition vérifiée.
2. $\frac{A}{b_0 \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{12.32}{100 \times 12} = 0,01 > 0,005 \Rightarrow$ la condition non vérifiée.

Sens y-y

1. $\frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{550} = 0.025 \leq 0.0375 \Rightarrow$ la condition non vérifiée.
2. $\frac{A}{b_0 \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2.01}{100 \times 12} = 0,0016 < 0,005 \Rightarrow$ la condition est vérifiée

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées dans le sens (x-x) et (y-y) donc on doit vérifiée la flèche dans les deux sens, avec :

$$\rho = \frac{A}{b \times d} ; \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} ; \lambda_v = 0.4 \lambda_i ; I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$B = bh + 15A ; v_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{bh^2}{2} + 15 \times Ad \right); v_2 = h - v_1; \Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}; f_{adm} = \frac{l_y}{1000} + 0.05$$

Les résultats de calcul sont résumées dans le tableau suivant :

	ρ	λ_i	λ_v	I_0 (cm ⁴)	B (cm ²)	v_1 (cm)	v_2 (cm)	y (cm)	I (cm ⁴)
Sens x-x	0.01	2,045	0.818	36367,02	1584.8	7.58	6.41	4.7	11597.9
Sens y-y	0.0016	12.53	5.01	25215.94	1430.15	7.10	6.89	2.41	3239.41

Les résultats de vérification de la flèche sont résumés dans le tableau suivant

	Sens x-x	Sens y-y
Calcul des charges		
q_{jser} (KN/m)	2.275	2.275
q_{gser} (KN/m)	3.2	3.2
q_{pser} (KN/m)	4.18	4.18
Calcul des moments		
M_{jser} (KN/m)	6.71	0.95
M_{gser} (KN/m)	9.45	1.35
M_{pser} (KN/m)	12.34	1.76
Calcul des contraintes		
σ_{sj} (KN/m)	63.43	42.61
σ_{sg} (KN/m)	89.22	59.94
σ_{sp} (KN/m)	116.54	78.3
Calcul de μ		
μ_j	0.21	0
μ_g	0.36	0
μ_p	0.46	0
Calcul de I_r		
$I_{f_{ij}}$ (cm ⁴)	27631.8	27737.5
$I_{f_{ig}}$ (cm ⁴)	22973.2	27737.5
$I_{f_{ip}}$ (cm ⁴)	20474.5	27737.5
$I_{f_{vg}}$ (cm ⁴)	30854.4	27737.5
Calcul de f		
f_{ij} (mm)	0.16	0.32
f_{ig} (mm)	0.28	0.59
f_{ip} (mm)	0.41	0.45
f_{vg} (mm)	0.63	1.36
Calcul Δf (cm)		
Δf (mm)	0.60	1.18
f_{adm} (cm)		
f_{adm} (mm)	3	10.5

Tableau III.19. Calcul de la flèche de la dalle de balcon dans le sens (x-x) ; (y-y)

La flèche vérifiée dans le sens (y-y) et sens (x-x)

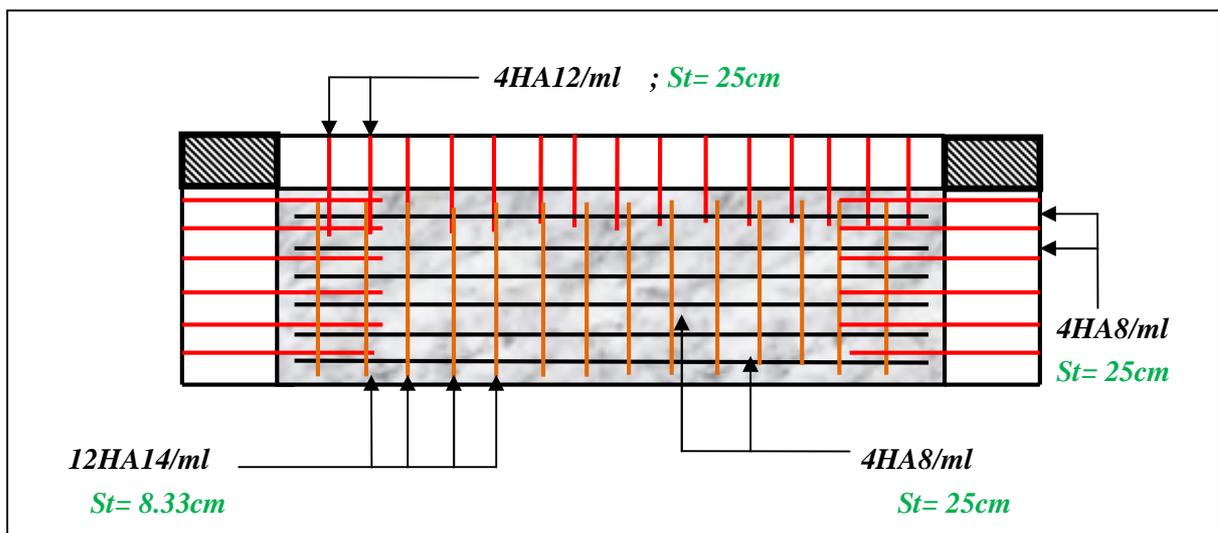


Figure III.11. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis

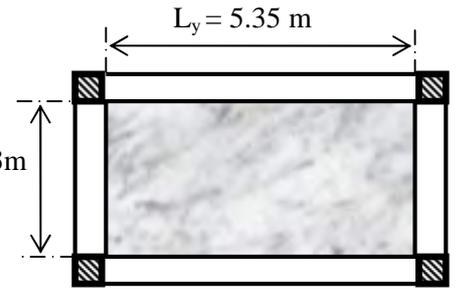
III.2.2.3. Dalle sur 4 appuis (dalle avec ouverture pour ascenseur)

1. calcul des sollicitations

✓ Charges sur la dalle

ELU : $p_u = 1.35 G + 1.5 Q$; ELS : $p_s = G + Q$

$\rho = \frac{300}{535} = 0.56 \text{ cm} \geq 0.4 \text{ cm} \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens



✓ Les moments corrigés

$v = 0$ et $\rho = 0.56 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0880 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \rightarrow \text{AnnexII} \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times p_u \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y \end{cases}$

Le tableau suivant résume les charges et surcharges sur la dalle

Etage	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	P _u (KN/ml)	P _s (KN/ml)	M _{0x} (KN.m)	M _{0y} (KN.m)
RDC et 01 (Bureaux)	4.93	2.5	10.40	7.43	8.24	2.06
courants(Habitation)	4.93	1.5	9.80	6.43	7.05	1.76

Tableau III.20. Les charges et surcharges de la dalle pleine sur 4 appuis(Bureaux)

❖ Etages RDC et 01(Bureaux)

En travée : $M_x^t = 0.75 \times M_{0x} = 6.18 \text{ KN.m}$; $M_y^t = 0.75 \times M_{0y} = 1.54 \text{ KN.m}$; En appui : $M_x^a = -0.5 \times M_{0x} = 4.12 \text{ KN.m}$; $M_y^a = -0.5 \times M_{0y} = 1.03 \text{ KN.m}$

❖ Etages courants (Habitation)

En travée : $M_x^t = 0.75 \times M_{0x} = 5.29 \text{ KN.m}$; $M_y^t = 0.75 \times M_{0y} = 1.32 \text{ KN.m}$; En appui : $M_x^a = -0.5 \times M_{0x} = 3.53 \text{ KN.m}$; $M_y^a = -0.5 \times M_{0y} = 0.88 \text{ KN.m}$

2. Ferrailage

Les tableaux suivant résumant le calcul des armatures en travées et en appuis

❖ Etages RDC et 01(Bureaux)

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Travée	x-x	6.18	0,0302	0,038	0,118	1,50	1.36	4HA8=2.01	25
	y-y	1.54	0,0075	0,009	0,119	0,37	1.12	4HA8=2.01	25
Appui	x-x	4.12	0,0201	0,025	0,118	0,99	1.44	4HA8=2.01	25
	y-y	1.03	0,005	0,006	0,119	0,247	1.44	4HA8=2.01	25

Tableau III.21. Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis(Bureaux)

❖ Etages courants (Habitation)

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{opt} (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	x-x	5.29	0,0259	0,0328	0,118	1.28	1.36	4HA8=2.01	25
	y-y	1.32	0,0064	0,0081	0,119	0,32	1.12	4HA8=2.01	25
Appui	x-x	3.53	0,0172	0,0217	0,1189	0,85	1.44	4HA8=2.01	25
	y-y	0.88	0,0043	0,0054	0,1197	0,21	1.44	4HA8=2.01	25

Tableau III.22. Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis (Habitation)

- ✓ Calcul de l'espacement
- Sens x-x: $S_t = (100/4) = 25\text{cm}$
- Sens y-y: $S_t = (100/4) = 25\text{cm}$

- Vérification des espacements

Sens x-x : $S_t \leq \min(3.e; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$. Donc $S_t \leq 33\text{ cm}$; on opte : $S_t = 25\text{ cm}$.

Sens y-y : $S_t \leq \min(3.e; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$. Donc $S_t \leq 33\text{ cm}$; on opte : $S_t = 25\text{ cm}$.

- ✓ Vérification à l'ELU
- Cisaillement

❖ Etages RDC et 01(Bureaux)

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{10.40 \times 3}{2} \times \frac{5.35^4}{3^4 + 5.35^4} = 14.20\text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{P \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = \frac{10.40 \times 5.35}{2} \times \frac{3^4}{3^4 + 5.35^4} = 2.5\text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{14.20 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.12\text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1,25\text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de mettre les armatures transversales.

❖ Etages courants (Habitation)

$$V_u^x = \frac{8.9 \times 3}{2} \times \frac{5.35^4}{3^4 + 5.35^4} = 12.15\text{ KN}; \quad V_u^y = \frac{8.9 \times 5.35}{2} \times \frac{3^4}{3.3^4 + 5.65^4} = 2.14\text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{12.15 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.10\text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1,25\text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de mettre les armatures transversales.

Vérification à l'ELS

• Etat limite de compression de béton

❖ Etages RDC et 01(Bureaux)

$$v = 0.2 \text{ et } \rho = 0.56 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0923 \\ \mu_y = 0,4254 \end{cases} \text{AnnexeII} \rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times p_u = 6.171KN.m \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 2.62KN.m \end{cases}$$

Les moments corrigés

En travée : $M_x^t = 0.75 \times M_{0x} = 4.62KN.m$, **En appui :** $M_x^a = -0.5 \times M_{0x} = 3.08KN.m$
 $M_y^t = 0.75 \times M_{0y} = 1.96KN.m$, $M_y^a = -0.5 \times M_{0y} = 1.31KN.m$

❖ Etages courants (Habitation)

$$v = 0.2 \text{ et } \rho = 0.58 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0923 \\ \mu_y = 0,4254 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times p_u = 5.34KN.m \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 2.27KN.m \end{cases}$$

Les moments corrigés

En travée : $M_x^t = 0.75 \times M_{0x} = 4.62KN.m$, **En appui :** $M_x^a = -0.5 \times M_{0x} = 3.08KN.m$
 $M_y^t = 0.75 \times M_{0y} = 1.96KN.m$, $M_y^a = -0.5 \times M_{0y} = 1.31KN.m$

Les résultats de vérification des contraintes sont résumés dans les tableaux suivant :

Sens		Etages RDC et 01(Bureaux)				Etages courants (Habitation)				$\bar{\sigma}_b$ MPa	Vérification
		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPa	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPa		
Travée	x-x	4.62	2.41	3239.4	3.44	4.00	2.41	3239.4	2.97	15	Vérifiée
	y-y	1.96	2.41	3239.4	1.46	1.7	2.41	3239.4	1.26		
Appuis	x-x	3.08	2.41	3239.4	2.29	2.67	2.41	3239.4	1.99		
	y-y	1.31	2.41	3239.4	0.97	1.14	2.41	3239.4	0.85		

Tableau III.23. Résultats de vérification des contraintes à ELS

➤ Etat limite de déformation

L'article (B.7.5) précise les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites.

❖ Etages RDC et 01(Bureaux)

✓ Sens x-x

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{300} = 0.046 \geq 0.0375 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$

2. $\frac{A}{b_0 \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2.01}{100 \times 12} = 0.0016 < 0.005 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$

✓ Sens y-y

1. $\frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{535} = 0.026 < 0.0375 \Rightarrow$ la condition non vérifiée.

2. $\frac{A}{b_0 \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2.01}{100 \times 12} = 0.0016 < 0.005 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

❖ Etages courants (Habitation)

✓ Sens x-x

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{300} = 0.046 \geq 0.0375 \Rightarrow$ la condition vérifiée.

2. $\frac{A}{b_0 \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2.01}{100 \times 12} = 0.0016 < 0.005 \Rightarrow$ la condition vérifiée.

❖ Sens y-y

1. $\frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{535} = 0.026 < 0.0375 \Rightarrow$ la condition non vérifiée.

2. $\frac{A}{b_0 \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2.01}{100 \times 12} = 0.0016 < 0.005 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées dans le sens (y-y) donc on doit vérifiée la flèche.

Les résultats de calcul sont résumées dans le tableau suivant :

Etages	ρ	λ_i	λ_v	I_0 (cm ⁴)	B (cm ²)	v_1 (cm)	v_2 (cm)	y (cm)	I (cm ⁴)
RDC et 01	0.0016	12.53	5.01	25215.94	1430.15	7.10	6.89	2.41	3239.41
Courants	0.0016	12.53	5.01	25215.94	1430.15	7.10	6.89	2.41	3239.41

Les résultats de vérification de la flèche sont résumés dans le tableau suivant :

	Etage RDC et 1(bureaux)	Etage courant (habitation) 9 et10
	Sens y-y	Sens y-y
Calcul des charges		
q_{jser} (KN/m)	2.275	2.275
q_{gser} (KN/m)	3.20	3.20
q_{pser} (KN/m)	4.83	4.18
Calcul des moments		
M_{jser} (KN/m)	0.60	0.60
M_{gser} (KN/m)	0.85	0.80
M_{pser} (KN/m)	1.28	1.10
Calcul des contraintes		
σ_{sj} (KN/m)	26.79	26.78
σ_{sg} (KN/m)	37.7	37.67
σ_{sp} (KN/m)	56.87	49.21

Calcul de μ		
μ_j	0	0
μ_g	0	0
μ_p	0	0
Calcul de I_f		
$I_{f_{ij}}$ (cm ⁴)	27737.53	27737.53
$I_{f_{ig}}$ (cm ⁴)	27737.53	27737.53
$I_{f_{ip}}$ (cm ⁴)	27737.53	27737.53
$I_{f_{vg}}$ (cm ⁴)	27737.53	27737.53
Calcul de f		
f_{ij} (mm)	0.19	0.19
f_{ig} (mm)	0.27	0.27
f_{ip} (mm)	0.41	0.35
f_{vg} (mm)	0.81	0.81
Calcul Δf (mm)		
Δf (mm)	0.76	0.7
f_{adm} (mm)		
f_{adm} (mm)	10.35	
Vérification		
	Pas vérifier	Pas vérifier

Tableau III.24. Calcul de la flèche de la dalle sur 4 appuis y-y

La solution proposée est d’augmenter la section des armatures tendues, la nouvelle section pour que la flèche soit vérifier est de $A_t = 8HA14 = 12.32\text{cm}^2$ avec espacement $S_t = 12$ cm pour étages RDC et 1 ; et $A_t = 8HA12 = 9.05\text{cm}^2$ avec espacement $S_t = 12$ cm pour étages courants.

✓ Schéma de ferrailage

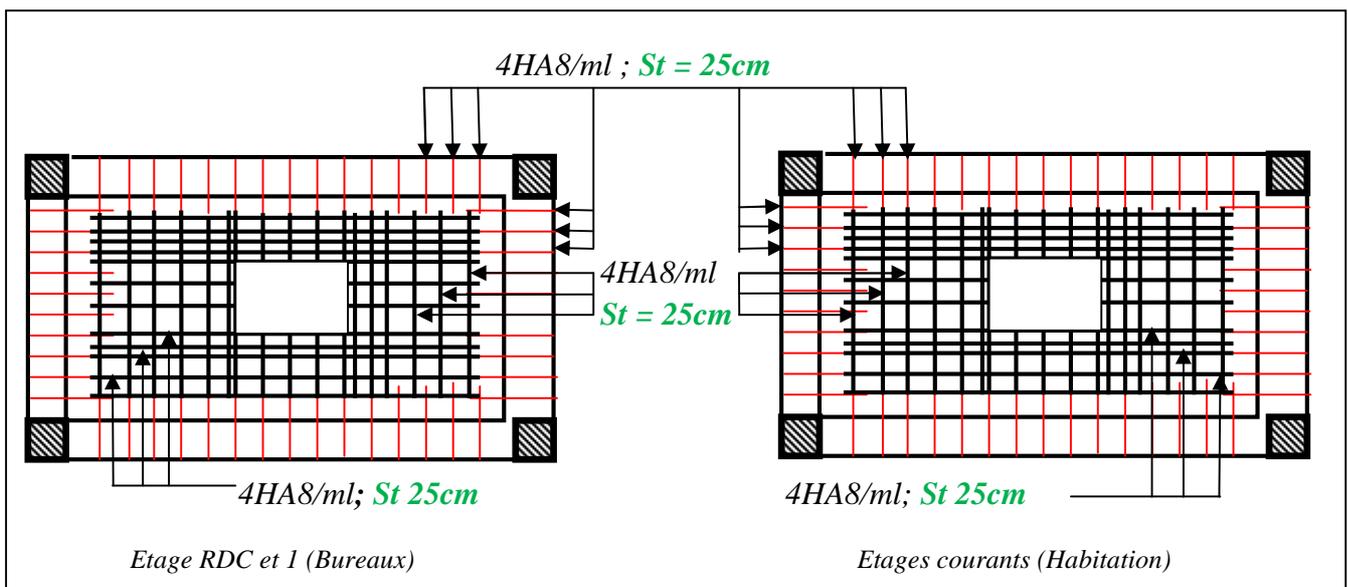


Figure III.12. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

III.3. Etude de l'acrotère

❖ **Évaluation des charges et surcharges**

✓ *Charge verticale*

$$W_p = G = 2.32 \text{ KN / ml} ; Q = 1 \text{ KN/ml}$$

✓ *Charges horizontales*

D'après le RPA99 Article 6.2.3 l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante :

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

A : Coefficient de l'accélération de la zone donné par le (tableau 4-1) RPA99 (2003)

C_p : Facteur de la force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1) RPA99(2003)

W_p Poids propre de l'acrotère

$$\text{Pour ce projet on a : } \left. \begin{array}{l} \text{- groupe d'usage 2} \\ \text{- zone sismique IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A = 0,15 \\ C_p = 0,8 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2.32 = 1.11 \text{ KN.}$$

❖ **Calcul des sollicitations**

a. **Calcul de centre de pression G (X_G, Y_G) :**

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_G = 0,0685 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 0,366 \text{ m}$$

- L'acrotère est soumis à :

$$N_G = W_p = 2,32 \text{ KN} ; M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = Q \times H \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,65 = 0.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_G \Rightarrow M_{F_p} = 1.11 \times 0.366 = 0.41 \text{ KN.m}$$

Les différentes combinaisons à utiliser sont résumé dans le tableau suivant :

Sollicitations	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1.35G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	2.32	3.13	2.32
M (KN .m)	1.06	0.97	0.65

Tableau III.25. Combinaison d'action de l'acrotère.

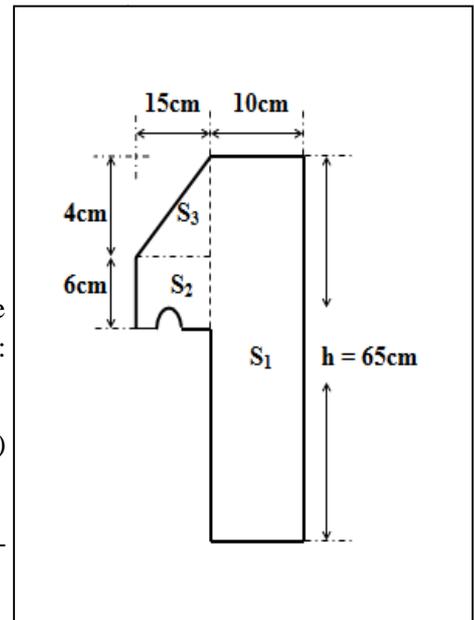


Figure III.13. Vue en plan d'un acrotère

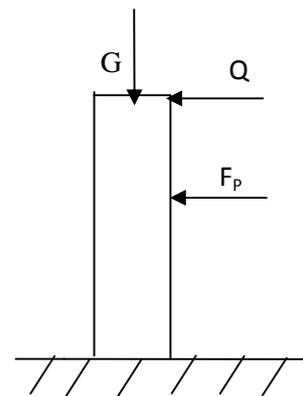


Figure III.14. Schéma statique de l'acrotère

b. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

La combinaison à considérer est : $1.35G + 1.5Q$.

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

$$\text{On a } \begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.06}{2.32} \Rightarrow e_1 = 0.457m \\ \frac{h}{6} = \frac{0.65}{6} = 0.108m \end{cases}$$

le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

- Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

- On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{M_u}{N_u}$) par une excentricité totale de calcul $e = e_1 + e_2 + e_a$ telle

que

- e_1 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définies ci-après. $e_1 = 0.457m$
- e_a = Excentricité additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) \quad \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

h: hauteur de l'acrotère = 65 cm $\Rightarrow e_a = \max\left(2cm; \frac{65}{250}\right) = \max(2cm; 0.26) = 2cm$.

- e_2 : excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3 l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.3^2 \times 2}{0.1 \times 10^4} = 0.010m = 1,01cm$$

Avec : l_f : Longueur de flambement $l_f = 2h = 2 \times 0.65 = 1.3m$

$$h_0 : \text{Hauteur de la section } h_0 = 10cm ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.65} = 0$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée généralement égale à 2.

$$\Rightarrow e = 1.01 + 45.7 + 2 = 48.71cm.$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$\begin{cases} N_u = 3.13 \text{ KN} \\ M_u = N_u \times e = 3.13 \times 0,481 = 1.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ ferrailage de l'acrotère

- Calcul à l'ELU

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

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple

pour une section rectangulaire $b \times h_0$ soumise à un moment égal à :

$$M_f = M_u + N_u \times (d - \frac{h_0}{2}) = 1.52 + 3.13 \times (0.08 - \frac{0.1}{2}) \Rightarrow M_f = 1.61 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.61 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,018.$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,022.$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,079 \text{m}.$$

$$A_T = \frac{M_f}{z \times \sigma_{st}} = \frac{1.61 \times 10^{-3}}{348 \times 0,079} = 0,58 \text{cm}^2.$$

Calcul à la Flexion Composée:

$$N_u \text{ est un effort de compression } \Rightarrow A_s = A_T - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_s = 0,58 \times 10^{-4} - \frac{3.13 \times 10^{-3}}{348} = 0,49 \text{cm}^2$$

Vérifications à l'ELU

✓ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,966 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,966 \text{cm}^2 > A_s \Rightarrow A_s = 4\text{HA8} = 2,01 \text{cm}^2/\text{ml}.$$

✓ Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{Cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA6} = 1,13 \text{cm}^2/\text{ml}.$$

✓ Espacement

$$\text{Armatures principale : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 20 \text{cm}.$$

$$\text{Armatures de répartitions : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 20 \text{cm}.$$

✓ Vérification au cisaillement

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

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.11 + 1 \Rightarrow V_u = 2.11 \text{KN}.$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.11}{1 \times 0,08} = 0,02637 \leq \bar{\tau} = 2,5 \rightarrow \text{Vérfié.}$$

✓ Vérification de l'adhérence

$$\tau_{es} = v_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \dots \dots \dots (\text{RPA 99/2003 .Article. A.6.1 .3})$$

Tel que $\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \Phi = 3 \times 3.14 \times 8 = 7.54 \text{ cm.}$$

$$\tau_{es} = 2.11 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.0754) \rightarrow \tau_{es} = 0.39 \text{ Mpa.}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ Mpa.} \dots \dots \dots (\text{RPA99/2003 Article. A.6.1 ,21})$$

Tel que : ψ_s est le coefficient de scellement

$$\tau_{es} = 0.39 \text{ Mpa} \leq 2.83 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

Vérification à l'ELS

$$d=0,08\text{m} \quad N_{ser}=2.32 \text{ KN} \quad M_{ser}=0.65\text{KN.m}$$

✓ *Contrainte limite de l'acier*

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t}; \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t}.$$

▪ **Position de l'axe neutre**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0.65}{2.32} = 0.28\text{m}$$

$\frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.050\text{m} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal N_{ser} est un effort de compression, donc la Section est partiellement comprimée.

▪ **Position de centre de poussée**

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

$$c = e_G - \frac{h}{2} \Rightarrow 0.28 - 0.05 = 0.23 \text{ m}$$

Le calcul de y_c revient à résoudre l'équation suivant : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$.

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

$$P = -3(0.23)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.08 - 0.23}{1} \Rightarrow P = -0.16\text{m}^2.$$

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

$$q = -2(0.23)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \frac{(0.08 - 0.23)^2}{1} \Rightarrow q = -0.027\text{m}^3$$

$$y_c^3 - 0.16 \times y_c - 0.027 = 0.$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times P^3}{27} = 0,027^2 + \frac{4 \times (-0.16)^3}{27} = 1.22 \times 10^{-4}$$

$\Delta > 0 \Rightarrow$ La solution de l'équation sa sera par itération :

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.22 \leq y_c \leq -0.13$$

$$y_c = -0.22\text{m}$$

$$y = -0.23 + 0.22 = 0.01\text{m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.01^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.01) = -1.61 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1 \times 10^{-3} \times 0.01}{-1.61 \times 10^{-4}} = -0.62 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} . \text{ Vérifiée}$$

Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta) = 240 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.32 \times 10^{-3}}{-1.61 \times 10^{-4}} (0.08 - 0.01) = -15.13 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \text{ Vérifiée}$$

❖ Schéma de ferrailage

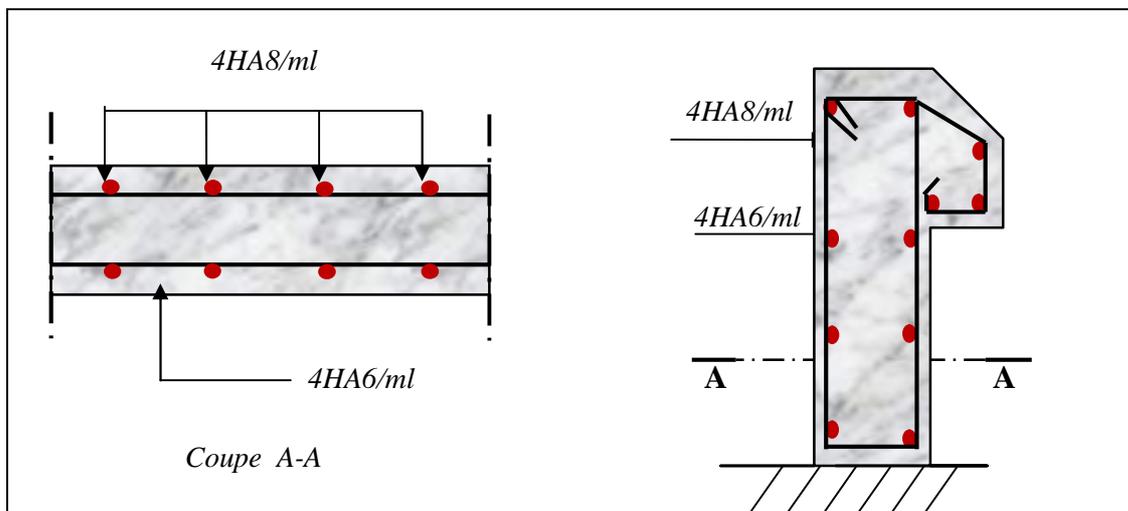


Figure III.15. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.4. l'ascenseur

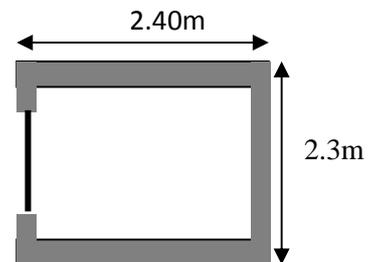
III.4. 1. Définitions

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine

Dans notre bâtiment on adopte pour un ascenseur de 8 personnes à la fois dans la cabine, la vitesse de circulation est de 1,6m/s.

III.4. 2. Caractéristiques : [Annexe III]

- L : Longueur de l'ascenseur = 140cm.
- l : Largeur de l'ascenseur = 110cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145 KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15 KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51 KN.
- La charge nominale est de 630kg.
- La vitesse $V = 1.6 \text{ m/s}$.



III.4. 3. Etude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle, donc on fixe une épaisseur $e=20\text{cm}$. $L_x=2\text{m}$ et $L_y=2.4\text{m}$ donc une surface $S=2 \times 2.4=4.8\text{m}^2$

III.4. 4. Evaluation des charges et surcharges

La charge permanente

Poids du revêtement en béton ($e=5\text{cm}$)..... $0,05 \times 22=1,1\text{KN/m}^2$.

Poids de la dalle en béton armé..... $0.20 \times 25=5\text{KN/m}^2$.

Poids de la machine..... $G = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{4.8} = 30.20\text{KN/m}^2$.

Le charge total c'est : $G_t=36.30\text{KN/m}$.

La charge d'exploitation..... $Q = 1\text{KN/m}^2$.

III.4. 5. Cas d'une charge répartie

✓ Calcul des sollicitations

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 50.50\text{KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.83 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \rho = 0.83 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.6494 \end{cases} \quad \text{Annexe II}$$

$$\text{5Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 10.66\text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.92\text{KNm}$$

✓ Calcul des moments réels :

$$\text{En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 9.06\text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.88\text{KNm}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y \Rightarrow M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 3.19\text{KNm}$$

✓ Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z_b = d(1 - 0,4\alpha) ; A_s = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s}$$

$$\text{Calcule } A_{\min} : e = 20\text{cm} ; b = 100\text{cm} ; \rho = 1 ; \rho_0 = 0,0008$$

$$\left. \begin{array}{l} e > 12\text{cm} \\ \rho > 0,4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 1.73\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Le tableau suivant résume le calcul des armatures en travées et en appuis

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{opt} (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	x-x	9.06	0.019	0.024	0.178	1.46	1.73	4HA8=2.01	25
	y-y	5.88	0.014	0.018	0.168	1	1.6	4HA8=2.01	25
Appuis	x-x	3.19	0.006	0.0087	0.179	0.51	1.73	4HA8=2.01	25

Tableau III.26. Résultats de calcul de ferrillage de la dalle d'ascenseur.

✓ Calcul des espacements

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

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

Vérification à l'ELU

✓ Vérification de l'effort tranchant

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

$\rho = 0.83 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 33.66KN.; \quad V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 35.68KN$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{35.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.2MPa < 1.25MPa \quad \text{C'est vérifié.}$$

Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 36.3 + 1 = 37.3KN / m^2$$

$$\rho = 0.83 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0956 \\ \mu_y = 0.7518 \end{cases} \dots\dots\dots \text{AnnexeII}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 14.26KNm$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 10.72KNm$

✓ Calcul des moments réels :

Travées $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 12.12KNm$

$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 9.11KNm$

Appuis $M_a^x = 0.3 \times M_0^x = 4.28KNm$

$M_a^y = 0.3 \times M_0^y = 3.22KNm$

✓ Etat limite de compression de béton

	Sens	M _{ser} KN.m	As cm ²	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	Vérification
Travée	x-x	12.12	2.01	3	7683.75	4.73	15	Vérifier
	y-y	9.11	2.01	2.91	6807.03	3.89	15	Vérifier
Appui	x-x	4.28	2.01	3	7683.75	1.67	15	Vérifier
	y-y	3.22	2.01	2.91	6807.03	1.38	15	Vérifier

Tableau III.27. Calcul des contraintes en travées et en appuis

✓ La flèche

Sens x-x :

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{200} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{200} = 0.1 \geq \frac{M_t^x}{10M_0^x} = 0.085$$

$$\frac{A_t^x}{b \times d_x} = 0.001 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Sens y-y:

$$\frac{h}{l_y} = \frac{20}{240} = 0.083 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l_y} = \frac{20}{240} = 0.083 \geq \frac{M_t^x}{10M_0^x} = 0.083$$

$$\frac{A_t^y}{b \times d_y} = 0.001 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Les trois conditions sont vérifiées dans les deux sens (x-x ; y-y), donc il est inutile de vérifier la flèche

III.4. 6.Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impacte.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

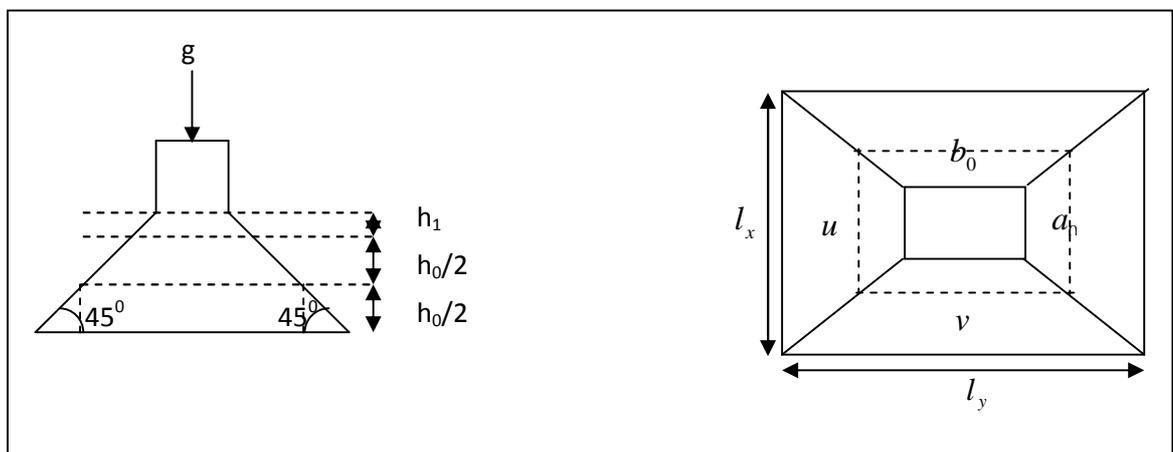


Figure III.16. Schéma représentant la surface d'impacte.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$$\text{On a une vitesse } V = 1.6\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 150\text{cm} \\ b_0 = 160\text{cm} \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5\text{cm} \Rightarrow \xi = 1$.

$$\text{Donc : } \begin{cases} u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 180\text{cm}. \\ v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 190\text{cm}. \end{cases}$$

✓ *Calcul des sollicitations*

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \\ M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \end{cases} \quad \begin{cases} \frac{u}{l_x} = 0.90 & \text{et } \rho = 0.83 \\ \frac{v}{l_y} = 0.79 & \text{et } \rho = 0.83 \end{cases}$$

En se réfère à l'**annexe n° 4** on trouve $M_1 = 0.058$ et $M_2 = 0.038$

✓ *Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU*

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3\text{KN}$$

$$Q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 = 97.60\text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 5.66\text{KNm} \\ M_{y1} = 3.7\text{KNm} \end{cases}$$

✓ *Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :*

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 8.25\text{KN}$$

$$\text{Avec : } G = 25 \times 0.2 = 5\text{KN/m}^2; \quad Q = 1\text{KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.74\text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.13\text{KNm}$$

μ_x et μ_y Sont donnée par l'**annexe II**.

✓ *Superposition des moments*

$$\text{Les moments agissants sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.66 + 1.74 = 7.4\text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.7 + 1.13 = 4.83\text{KNm} \end{cases}$$

✓ Les moments réels

Travées Sens x - x': $M_t^x = 0.85 \times M_x = 6.29 \text{KNm}$ Appuis $M_a^x = 0.3 \times M_x = 2.22 \text{KNm}$
 Sens y - y': $M_t^y = 0.85 \times M_y = 4.10 \text{KNm}$ $M_a^y = 0.3 \times M_y = 1.45 \text{KNm}$

✓ Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 18 \text{cm}$ et $d_y = 17 \text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{opt} (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	x-x	6.29	0.013	0.017	0.178	1	1.73	4HA8=2.01	25
	y-y	4.1	0.0099	0.012	0.169	0.69	1.6	4HA8=2.01	25
Appuis	x-x	2.22	0.0048	0.006	0.179	0.35	1.73	4HA8=2.01	25

Tableau III.28. ferrailage de la dalle de la salle des machines

Vérification à l'ELU

✓ Condition de non fragilité

$A_t^x = 4T8 = 2.01 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{min}^x = 1.73 \text{cm}^2 / \text{ml}.$

En travée $A_t^y = 4T8 = 2.01 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{min}^y = 1.6 \text{cm}^2 / \text{ml}.$

$A_t^y > \frac{A_x^t}{4}$ vérifiée.

En appui $A_t^x = 4T8 = 2.01 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{min}^x = 1.73 \text{cm}^2 / \text{ml}.$

$A_t^y = 4T8 = 2.01 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{min}^y = 1.6 \text{cm}^2 / \text{ml}.$

✓ Vérification au poinçonnement

$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **BAEL91 (Article H. III.10)**

- Avec : - Q_u : Charge de calcul à l'état limite.
 - h : Epaisseur de la dalle.
 - U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (180 + 190) \Rightarrow U_c = 740 \text{cm}$; $Q_u = 97.60 \text{KN}$; $\gamma_b = 1.5$

$Q_u = 97.6 \text{KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1110 \text{KN} \Rightarrow$ pas de risque de poinçonnement.

✓ Vérification de l'effort tranchant

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

On a $v > u \Rightarrow$ Au milieu de u : $V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 17.12 \text{KN}$; Au milieu de v : $V_u = \frac{Q_u}{2 \times v + u} = 17.42 \text{KN}$

Donc : $v_{max} = 17.42 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = 0.1 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{MPa}$ C'est vérifié.

Calcul à l'ELS

✓ Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = g = 72.3KN$.

$$M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 4.74KNm.$$

$$M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 3.58KNm.$$

✓ Les moments dus au poids propre de la dalle : $q_{ser} = G + Q = 5 + 1 = 6KN$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 2.29KNm$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.72KNm$$

✓ Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.03KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.30KNm \end{cases}$$

✓ Les moments réels

Travées :

$$\begin{aligned} \text{Sens } x - x' : M_t^x &= 0.85 \times M_x = 5.97KNm & \text{Appuis } M_a^x &= 0.3 \times M_x = 2.10KNm \\ \text{Sens } y - y' : M_t^y &= 0.85 \times M_y = 4.5KNm & \text{Appuis } M_a^y &= 0.3 \times M_y = 1.59KNm \end{aligned}$$

✓ Etat limite de compression de béton

	Sens	M _{ser} KN.m	As cm ²	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (Mpa)	σ _b (Mpa)	Vérification
Travée	x-x	5.97	2.01	3	7683.75	2.33	15	Vérifier
	y-y	4.5	2.01	2.91	6807.03	1.92	15	Vérifier
Appui	x-x	2.10	2.01	3	7683.75	0.82	15	Vérifier
	y-y	1.59	2.01	2.91	6807.03	0.68	15	Vérifier

Tableau III.29. Calcul des contraintes en travées et en appuis

✓ Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes

$$\begin{cases} h / l = 0.1 \geq \text{Max} [1/16 ; \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085] \\ A / b.d = 0.0021 \leq 4,2 / f_c = 0.01 \end{cases}$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4. 7. Schéma de ferrailage :

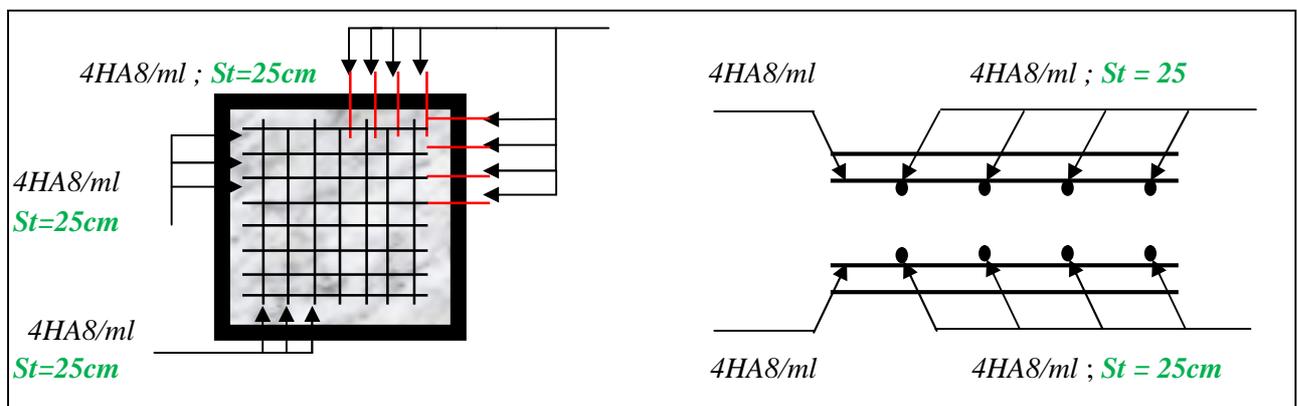


Figure III.17. Vue en coupe du ferrailage de la dalle.

III.5. Etude des escaliers

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quels elle repose. Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivant :

- la méthode des charges équivalentes
- la méthode RDM

III.5.1. Escaliers d'étage RDC et étage courant

III.5.1.1. Etude de volée

❖ volée 1 et 2 : pour RDC et étage courant

- Les charges :

- **Volée** : $G_v = 7.92 \text{ KN/m}^2$. $Q_{v,p} = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- **Palier** : $G_p = 4.93 \text{ KN/m}^2$.

Combinaison de charges à L'ELU

$$q_v = 1,35 \times G_v + 1,5 \times Q_v = 1,35 \times 7,92 + 1,5 \times 2,5 = 14,55 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = 1,35 \times G_p + 1,5 \times Q_p = 1,35 \times 4,93 + 1,5 \times 2,5 = 10,40 \text{ KN/ml}$$

$$q_{eq} = (q_v \times 2,4 + q_p \times 1,5) / 3,9 = 12,95 \text{ KN/ml}$$

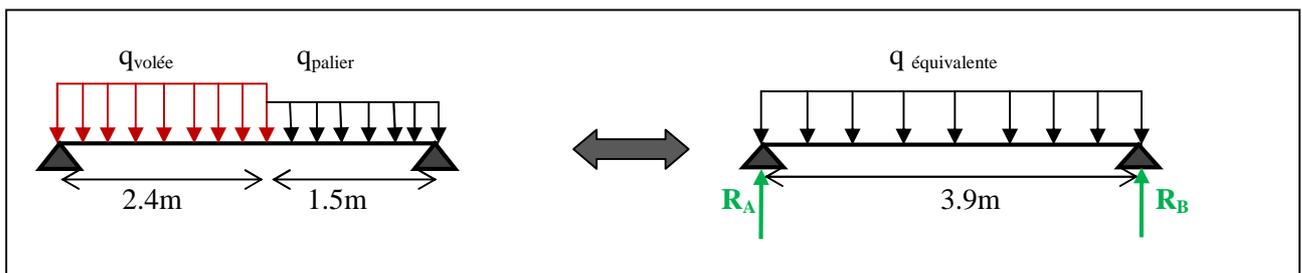


Figure III.18. Schéma statique d'une volée (1et2) d'étage courant

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 12,95 \times 3,9 = 50,52 \text{ KN}$$

$$\sum M / A \Rightarrow R_B = (-50,52 \times \frac{3,9}{2}) / 3,9 = 25,26 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 25,26 \text{ KN}$$

- Calcul des moments fléchissant

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents

$$0 \leq x \leq 3,9 \text{ m} : M_z = R_B \times x - q_{eq} \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} x = 0; & M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 3,9 \text{ m}; & M_z = 0,029 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul du moment max en travée

$$\frac{dM_z}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1,95 \text{ m} \Rightarrow M_0^{\max} = 24,63 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_a = -0,5 M_0^{\max} = -12,31 \text{ KN.m} \\ M_t = 0,75 M_0^{\max} = 18,47 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

- Ferrailage

➤ **Ferraillage longitudinale**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large, les fissurations sont considérées comme peu nuisibles, Les calculs pour le ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	M_u (KNm)	μ_{bu}	A	z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_s (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	18.47	0.077	0.1	0.125	4.24	4HA12=4.52	25
Appui	12.31	0.051	0.066	0.126	2.79	4HA10=3.14	25

Tableau III.30. Résultats de ferraillage des volées (1et2) de l'étage courant

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$ vérifiée

En appui : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$ vérifiée

➤ **Armatures de répartition**

En travée : $A_t \geq \frac{A_{st}}{4} \Rightarrow A_t = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm² / ml

En appui : $A_t \geq \frac{A_{st}}{4} \Rightarrow A_t = 0.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm² / ml

❖ **volée 3 : pour escalier de (RDC)**

Par la même procédure que volée 1et 2

Zone	G_v KN/m ²	G_p KN/m ²	q_v KN/ml	q_p KN/ml	q_{eq} KN/ml	R_A KN	R_B KN	M_0^{\max} KN.m.	M_a KN.m.	M_t KN.m.
Volée3	8	4.93	14.55	10.40	11.996	23.39	23.39	22.8	-11.4	17.1

Tableau III.31. Résultats de calcul les charges ; surcharges et les sollicitations de volée (3)

➤ **Ferraillage**

➤ **Ferraillage longitudinale**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large, les fissurations sont considérées comme peu nuisibles, Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	M_u (KNm)	μ_{bu}	A	z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_s (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	17.1	0.071	0.092	0.125	3.9	4HA12=4.52	25
Appui	11.4	0.047	0.06	0.126	2.59	4HA10=3.14	25

Tableau III.32. Résultats de ferraillage de volée 3

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$ vérifiée

En appui : $A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$ vérifiée

➤ **Armatures de répartition**

En travée : $A_t \geq \frac{A_{st}}{4} \Rightarrow A_t = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

En appui : $A_t \geq \frac{A_{st}}{4} \Rightarrow A_t = 0.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

- Volée (1-2) : $T = \max (R_A ; R_B) = 25.26 \text{ KN}$

$$\tau_{bu} = \frac{T}{b \times d} = \frac{25.26 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.194 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}[0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Volée 3 : $T = \max (R_A ; R_B) = 23.39 \text{ KN}$

$$\tau_{bu} = \frac{T}{b \times d} = \frac{23.39 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}[0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales**

- Volée 1-2

$$A_t \geq (T + \frac{M_u^a}{0.9 \times d}) \times \frac{y_s}{f_e} = (25.26 - \frac{12.31}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15 \times 10^{-3}}{400} = -2.29 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée .}$$

Avec : $A_t = 4.52 + 3.14 = 7.66 \text{ cm}^2$

- Volée 3

$$A_t \geq (T + \frac{M_u^a}{0.9 \times d}) \times \frac{y_s}{f_e} = (23.39 - \frac{11.4}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15 \times 10^{-3}}{400} = -2.13 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée .}$$

Avec : $A_t = 4.52 + 3.14 = 7.66 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures**

Armatures longitudinales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures transversales: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (4 e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Calcul à l'ELS

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

- Volée 1 et 2

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

$$\begin{cases} q_v = G_v + Q_v = 7.92 + 2.5 = 10.42 \text{ KN/ml} \\ q_p = G_p + Q_p = 4.93 + 2.5 = 7.43 \text{ KN/ml} \\ q_{eq} = 9.27 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

En appliquant la méthode de la RDM de la même manière qu'à l'ÉLU, on aura :

$R_A = R_B = 18.07 \text{ KN}$; $M_0^{\max} (x = 1.95 \text{ m}) = 17.61 \text{ KN.m}$

$M_t = 0.75 \times 17.61 = 13.21 \text{ KN.m}$; $M_a = 0.5 \times 17.61 = -8.8 \text{ KN.m}$

- Volée 3

La même procédure que volée 1 et 2, on aura :

$$q_{eq} = 8.61 \text{KN/ml} ; R_A = R_B = 16.79 \text{ KN} ; M_0^{\max} (x = 1.95\text{m}) = 16.73 \text{KN.m}$$

$$M_l = 12.28 \text{ KN.m} ; M_a = 8.18 \text{KN.m}$$

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Volée 1 et 2	Travées	13.21	8174.8	3.7	5.98	15	Vérifiée
	Appuis	8.8	4000	3.00	6.6	15	Vérifiée
Volée 3	Travées	12.28	8174.8	3.7	5.56	15	Vérifiée
	Appuis	8.18	4000	3.00	6.13	15	Vérifiée

Tableau III.33. Vérification des contraintes de compression dans le béton de la volée (1 ; 2et3).

➤ Vérification de la flèche

- $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{390} = 0.038 \geq 0.0375 \Rightarrow$ la condition vérifiée.
- $\frac{A}{b_0 \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4.52}{100 \times 13} = 0,0034 < 0,005 \Rightarrow$ la condition vérifiée.

Les conditions de flèche est vérifiée donc sa sera pas nécessaire de vérifiée la flèche

Schéma de ferrailage

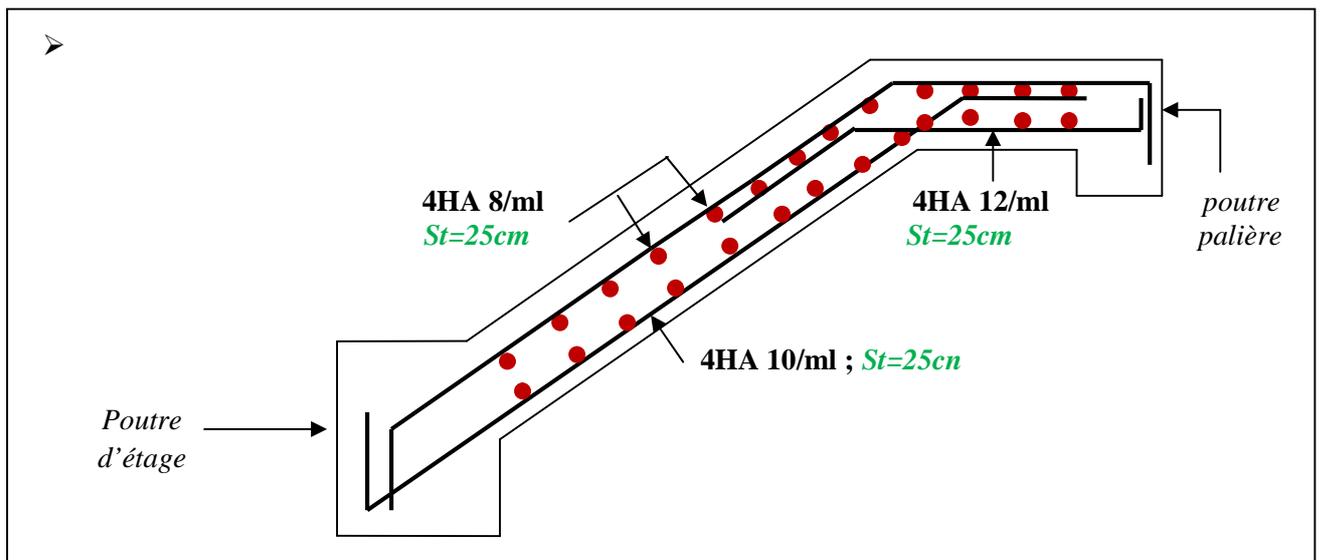


Figure III.19. Schéma ferrailage de volée (1et2) d'étage courant

III.5.1.2. Etude de palier

Les résultats de calcul des sollicitations sont résumés dans le tableau suivant :

palier	L _x (m)	L _y (m)	ρ	P _u (kN/m ²)	P _s (kN/m ²)	M ₀ ^x (KN.m)	M ₀ ^y (KN.m)	M _t ^x (KN.m)	M _t ^y (KN.m)	M _a ^x (KN.m)	M _a ^y (KN.m)
Départ	2.8	3	0.93	10.40	7.43	3.59	2.95	2.62	2.21	1.74	1.47
Inter-médiaire	1.4	3	0.46	10.40	7.43	11.56	4.76	8.67	3.57	5.78	2.38

Tableau III.34. Calculs les sollicitations dans le palier (Départ et Intermédiaire).

- Ferrailage de palier

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

			M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix (cm ²)	St (cm)
Départ	En travée	x-x	2.62	0.012	0.016	0.119	0.63	1.16	4HA8=2.01	25
		y-y	2.21	0.010	0.013	0.119	0.53	1.12	4HA8=2.01	25
	En appui	x-x	1.74	0.008	0.011	0.119	0.42	1.45	4HA8=2.01	25
		y-y	1.47	0.007	0.009	0.119	0.35	1.45	4HA8=2.01	25
Inter-médiaire	En travée	x-x	8.67	0.042	0.054	0.117	2.12	1.42	4HA8=2.01	25
		y-y	3.57	0.017	0.022	0.118	0.86	1.12	4HA8=2.01	25
	En appui	x-x	5.78	0.028	0.035	0.118	1.40	1.45	4HA8=2.01	25
		y-y	2.38	0.011	0.014	0.119	0.57	1.45	4HA8=2.01	25

Tableau III.35. Ferrailage de palier (Départ et Intermédiaire).

- Vérification a ELU

✓ Cisaillement

Palier de départ : V_u^x = 8.28KN; V_u^y = 6.73KN

$$\tau_u = 0.069Mpa \leq \bar{\tau}_u = 3.25Mpa \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Palier Intermédiaire : V_{max} = 12.68KN

$$\tau_u = 0.105Mpa \leq \bar{\tau}_u = 3.25Mpa \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

- Vérification a ELS

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

			M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} Mpa	Observation
Palier départ	En travée	x-x	2.18	2.41	3239.41	1.62	15	Vérifiée
		y-y	1.95	2.41	3239.41	1.45	15	Vérifiée
	En appui	x-x	1.46	2.41	3239.41	1.09	15	Vérifiée
		y-y	1.30	2.41	3239.41	0,97	15	Vérifiée
Palier Intermédiaire	En travée	x-x	6.19	2.41	3239.41	4.6	15	Vérifiée
		y-y	2.55	2.41	3239.41	1.89	15	Vérifiée
	En appui	x-x	4.13	2.41	3239.41	3.07	15	Vérifiée
		y-y	1.70	2.41	3239.41	1.26	15	Vérifiée

Tableau III.36. Vérification des contraintes de compression dans le béton de palier.

-Vérification de la flèche

D'après le BAEL, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si l'une des trois conditions suivantes est vérifiée :

		$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	vérification
départ	x-x	0.05 ≤ 0.0626	0.05 ≤ 0.074	0.0016 ≤ 0.01	Pas vérifiée
	y-y	0.046 ≤ 0.0626	0.046 ≤ 0.075	0.0016 ≤ 0.01	Pas vérifiée
Inter-médiaire	x-x	0.1 ≥ 0.0626	0.1 ≥ 0.075	0.0016 ≤ 0.01	Vérifiée
	y-y	0.046 ≤ 0.0626	0.046 ≤ 0.075	0.0016 ≤ 0.01	Pas vérifiée

Tableau III.37. Vérification les conditions de la flèche

Les résultats de vérification de la flèche sont résumés dans le tableau suivant

	Calcul des charges		
	Palier Intermédiaire		Palier de départ
	y-y	x-x	y-y
q_{iser} (KN/m)	2.275	2.275	2.275
q_{gser} (KN/m)	3.204	3.204	3.204
q_{pser} (KN/m)	4.829	4.829	4.829
Calcul des moments			
M_{iser} (KN/m)	0,78	1,91	3,45
M_{gser} (KN/m)	1,09	2,70	4,86
M_{pser} (KN/m)	1,65	4,07	7,33
Calcul des contraintes			
σ_{sj} (KN/m)	34,66	85,28	153,50
σ_{sg} (KN/m)	48,82	120,10	216,18
σ_{sp} (KN/m)	73,58	181,01	325,83
Calcul de μ			
μ_j	0	0	0
μ_g	0	0	0
μ_p	0	0	0
Calcul de I_r			
I_{ij} (cm ⁴)	25982,5	25982,5	25982,5
I_{ig} (cm ⁴)	25982,5	25982,5	25982,5
I_{ip} (cm ⁴)	25982,5	25982,5	25982,5
I_{vg} (cm ⁴)	25982,5	25982,5	25982,5
Calcul de f			
f_{ij} (mm)	0.083	0,178	0,368
f_{ig} (mm)	0.117	0,251	0,519
f_{ip} (mm)	0.176	0,378	2,175
f_{vg} (mm)	0.351	0,753	1,557
Calcul Δf (cm)			
Δf (mm)	0.32	0.70	0.84
f_{adm} (cm)			
f_{adm} (mm)	6	5.6	6
Vérifications	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.38. Calcul de la flèche de palier dans le sens (x-x) ; (y-y)

Schéma de ferrailage

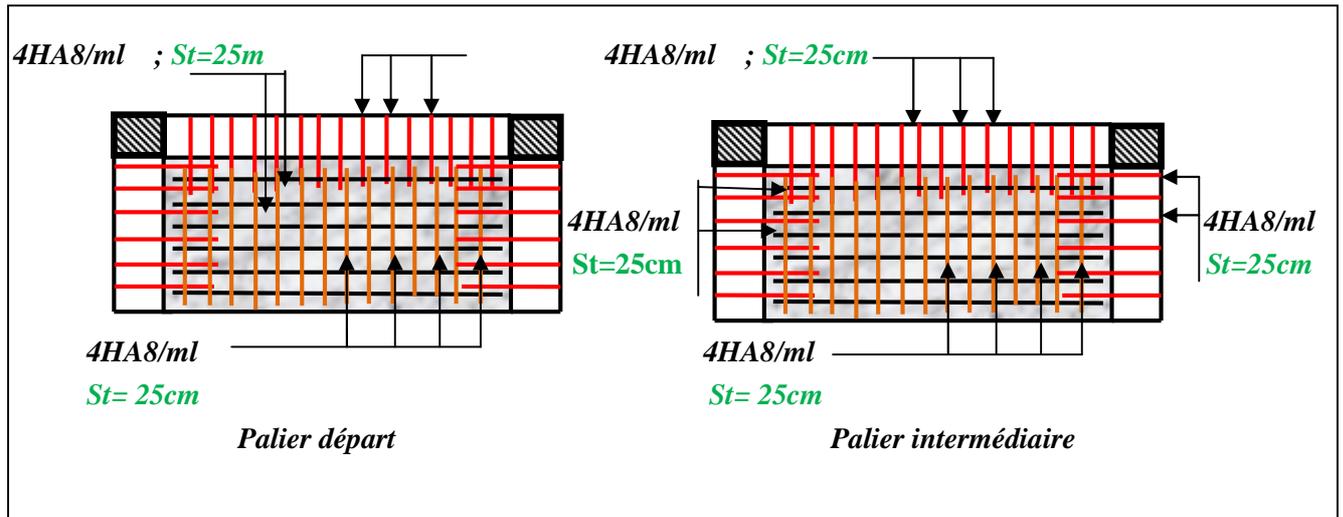


Figure III.20. Schéma de ferrailage de paliers

III.5.1.3. Calcul de la poutre palière

- Pré dimensionnement

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 22cm \leq h \leq 33cm.$$

- Vérifications

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm. \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 \times 30) \text{ cm}^2.$$

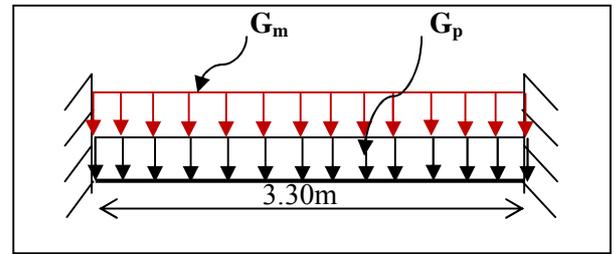


Figure III.21. Schéma statique de poutre palière

- Calcul de la poutre palière à la flexion simple

Poids propre de la poutre : $G_p = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$

Poids propre de mur : $G_m = 2.85 \times \frac{(3.06 - 0.3)}{2} = 3.933 \text{ KN/ml}$

- Les sollicitations de poutre palière

ELU	ELS
- $R_B = 20.64 \text{ KN}$	- $R_B = 14.69 \text{ KN}$
- $P_U = 1.35 (G_p + G_m) + R_B = 28.99 \text{ KN/m}$	- $P_s = (G_p + G_m) + R_B = 20.87 \text{ KN/m}$
- $M_t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 13.15 \text{ KN.m}$	- $M_t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 9.47 \text{ KN.m}$
- $M_a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -26.3 \text{ KN.m}$	- $M_a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -18.94 \text{ KN.m}$
- $V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 47.83 \text{ KN.m}$	

Tableau III.39. Les sollicitations de poutre palière

- Ferrailage de la section d armature a la flexion simple

	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix (cm ²)
En travée	13.15	0.039	0.0497	0.274	1.38	1.01	3HA12 = 3.39
En appui	26.3	0.078	0.103	0.268	2.81	1.01	3HA14 = 4.62

Tableau III.40 Ferrailage de la section d'armature a la flexion simple de poutre palière

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.30 \times 0.28 \times 2.1}{400} = 1.01 \text{cm}^2 \Rightarrow A_{calculé} > A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Vérification a l ELU

✓ Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{47.83 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.57 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.57 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Donc c'est vérifié}$$

✓ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A_l \geq (T + \frac{M_u^a}{0.9 \times d}) \times \frac{y_s}{f_e} = (47.83 - \frac{26.3}{0.9 \times 0.28}) \times \frac{1.15 \times 10^{-3}}{400} = -1.62 \text{cm}^2 \quad \text{vérifiée .}$$

✓ Espacement des armatures

$$St \leq \min(0.9d; 40) \text{ cm} \Leftrightarrow St=15\text{cm (en travée)}$$

$$St=10\text{cm (en appuis)}$$

✓ Calcul de la section d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée ; C'est le moment d'appui $M^{torsion} = M^a = 10.24 \text{KN.m}$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section (Art A.5.4.2 .2.) [4]

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_l : section d'acier

$$e = \varnothing / 6 = h/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

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

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 2.35 \text{cm}^2$$

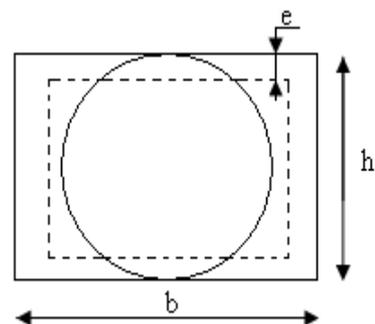


Figure III.22. Section creuse équivalente

✓ Section d'armature finale

En travée : $A_t = A_t^{flexion} + \frac{A_t^{torsion}}{2} = 1.38 + \frac{2.35}{2} = 2.25cm^2$ Soit : 3HA12 = 3.39cm²

En appuis : $A_a = A_t^{flexion} + \frac{A_t^{torsion}}{2} = 2.81 + \frac{2.35}{2} = 3.98cm^2$ Soit : 3HA14 = 4.62cm²

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_{torsion} = \frac{M_u}{2 \times \Omega \times e} = \frac{10.24 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 1.64MPa$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} = 1.73MPa . \Leftrightarrow \tau_u = 1.73MPa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa \text{ condition vérifiée .}$$

✓ Calcul des armatures transversales à la torsion

Soit S_t = 15cm en travée ; S_t = 10cm en appuis

$$A_{flexion} = \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.45cm^2$$

$$A_{torsion} = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{10.24 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.065 \times 400} = 0.35cm^2$$

$$A = A_{flexion} + \frac{1}{2} A_{torsion} \Leftrightarrow A = 2HA \phi 8 = 1.01cm^2$$

- Vérification a l'ELS

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

	M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} Mpa	Observation
En travée	9.47	8.19	25448.91	3.04	15	vérifiée
En appui	18.94	9.29	32277.09	5.45	15	vérifiée

Tableau III.41. Vérification des contraintes de compression dans le béton de poutre palière.

-Vérification de la flèche

D'après le BAEL, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si l'une des trois conditions suivantes est vérifiée :

$$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Rightarrow \frac{30}{330} = 0.09 \geq 0.0625 \text{ vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.004 \leq 0.0105 \text{ vérifiée}$$

Il ne sera pas donc nécessaire de vérifier la flèche

✓ Schéma de ferrailage

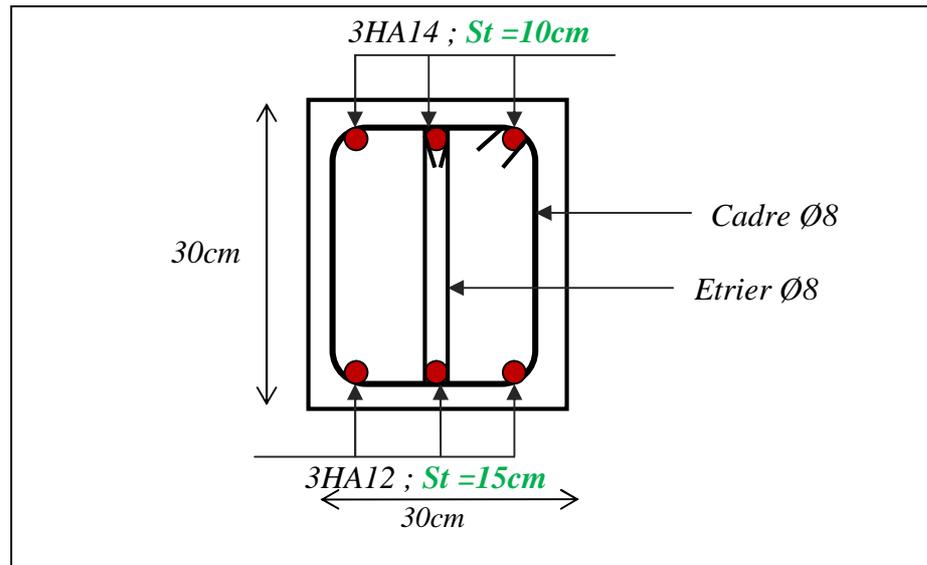


Figure III.23. Schéma de ferrailage de la poutre palière (travée et appui)

III.5.2. Etude de 2^{ème} type d'escalier (étage RDC et duplexe)

III.5.2.1. Etude de volée

La volée sera étudié comme une console, Par la méthode de RDM on trouve :

Etage RDC		Etages Duplex	
Schéma statique de l'escalier			
Les charges			
<ul style="list-style-type: none"> - $G_v = 7.019 \text{ KN/m}^2$; $Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2$. - $Q_u = 1.35G + 1.5Q = 13.22 \text{ KN/ml}$ - $Q_s = G + Q = 9.53 \text{ KN/ml}$ 		<ul style="list-style-type: none"> - $G_v = 7.03 \text{ KN/m}^2$; $Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2$ - $Q_u = 1.35G + 1.5Q = 13.24 \text{ KN/ml}$ - $Q_s = G + Q = 9.52 \text{ KN/ml}$ 	
Les sollicitations (moments et effort tranchant)			
ELU	ELS	ELU	ELS
$R_A = 20.49 \text{ KN}$ $M_a = -15.88 \text{ KN.m}$ $V_u = 20.49 \text{ KN}$	$R_A = 14.75 \text{ KN}$ $M_a = -11.43 \text{ KN.m}$ $V_s = 14.75 \text{ KN}$	$R_A = 17.87 \text{ KN}$ $M_a = -12.06 \text{ KN.m}$ $V_u = 17.87 \text{ KN}$	$R_A = 12.86 \text{ KN}$ $M_a = -8.65 \text{ KN.m}$ $V_s = 12.86 \text{ KN}$

Tableau III.42. Résultats de calcul les charges ; surcharges et les sollicitations de la console.

➤ Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h) avec : b=100cm, h=12cm ; d=10cm ; Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Etage	$M_u (\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$z (\text{m})$	$A_{cal} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_s (\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t (\text{cm})$
RDC	15.88	0.111	0.147	0.094	4.85	5HA12=5.65	20
Duplex	12.06	0.084	0.109	0.095	3.62	5HA10=3.92	20

Tableau III.43. Résultats de ferrailage.

➤ Vérification à L'ELU

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.1 \times \frac{2.1}{400} = 1.21 \text{ cm}^2$$

RDC : $A_t = 4.85 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.21 \text{ cm}^2$ vérifiée

Duplex: $A_a = 3.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.21 \text{ cm}^2$ vérifiée

➤ Armatures de répartition

RDC : $A_t \geq \frac{A_{st}}{4} \Rightarrow A_t = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \geq A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm² / ml

Duplex: $A_t \geq \frac{A_{st}}{4} \Rightarrow A_t = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm² / ml

➤ Espacement des armatures

RDC : Armatures longitudinales : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ vérifiée

Armatures transversales: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ vérifiée

Duplex: Armatures longitudinales : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ vérifiée

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

➤ Vérification de l'effort tranchant

RDC : $\tau_{bu} = \frac{T}{b \times d} = \frac{20.49 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.20 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}[0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Duplex: $\tau_{bu} = \frac{T}{b \times d} = \frac{17.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.178 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}[0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$ condition vérifiée

➤ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

RDC : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 \geq (T + \frac{M_u^a}{0.9 \times d}) \times \frac{y_s}{f_e} = (20.49 \times 10^{-3} - \frac{15.88 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.1}) \times \frac{1.15}{400} = -4.48 \text{ cm}^2$ vérifiée.

Duplex: $A_t = 3.92 \text{ cm}^2 \geq (T + \frac{M_u^a}{0.9 \times d}) \times \frac{y_s}{f_e} = (17.87 \times 10^{-3} - \frac{12.06 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.1}) \times \frac{1.15}{400} = -3.33 \text{ cm}^2$ vérifiée.

✓ Calcul à l'ELS

➤ Vérification des contraintes dans le béton

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
RDC	11.43	5001.036	3.35	7.66	15	vérifiée
Duplex	8.68	3777.05	2.89	6.64	15	vérifiée

Tableau III.44. Vérification des contraintes de compression dans le béton.

➤ Vérification de la flèche

RDC : 1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{155} = 0.0774 > 0.05 \Rightarrow$ la condition vérifiée .

2. $\frac{A}{b_0 \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5.65}{100 \times 10} = 0.005 \leq 0.005 \Rightarrow$ la condition vérifiée .

Duplex : 1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{135} = 0.088 > 0.05 \Rightarrow$ la condition vérifiée .

2. $\frac{A}{b_0 \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{392}{100 \times 10} = 0,0039 < 0.005 \Rightarrow$ la condition vérifiée .

Les conditions de flèche est vérifiée donc sa sera pas nécessaire de vérifiée la flèche.

✓ Schéma de ferrailage

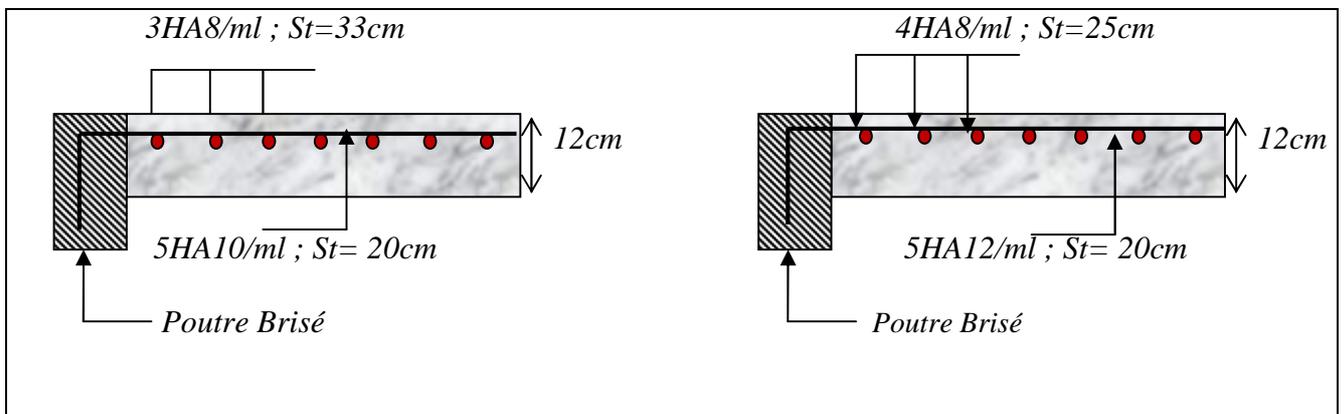


Figure III.24. Schéma de ferrailage de la volée Etage duplex

Figure III.25. Schéma de ferrailage de la volée étage RDC

III.5.2.2. Etude de palier de départ et d'arrivée

Les résultats de calcul des sollicitations sont résumés dans le tableau suivant :

palier	L_x (m)	$L_y/2$ (m)	ρ	P_u (kN/m ²)	P_s (kN/m ²)	M_0^x (KN.m)	M_0^y (KN.m)	M_t^x (KN.m)	M_t^y (KN.m)	M_a^x (KN.m)	M_a^y (KN.m)
Duplex	1.9	1.37	0.69	10.40	7.43	9.01	9.66	6.75	7.245	-4.05	-4.83
RDC	1.25	1.45	0.43	10.4	7.43	10.02	3.38	7.51	2.53	5.01	1.69

Tableau III.45. Calculs les sollicitations dans le palier

- Ferrailage de palier

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

		M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix (cm ²)	St (cm)	
Duplex	En travée	x-x	6.75	0.033	0.042	0.11	1.64	1.29	4HA8=2.01	25
		y-y	7.24	0.035	0.045	0.117	1.77	1.12	4HA8=2.01	25
	En appui	x-x	4.05	0.022	0.027	0.118	1.09	1.45	4HA8=2.01	25
		y-y	4.83	0.024	0.029	0.118	1.117	1.45	4HA8=2.01	25
RDC	En travée	x-x	10.02	0.036	0.046	0.117	1.83	1.43	4HA8=2.01	25
		y-y	3.38	0.012	0.015	0.119	0.61	1.12	4HA8=2.01	25
	En appui	x-x	7.51	0.024	0.031	0.118	1.21	1.45	4HA8=2.01	25
		y-y	2.53	0.008	0.010	0.119	0.40	1.45	4HA8=2.01	25

Tableau III.46. Ferrailage de palier.

- Vérification a ELU

✓ Cisaillement

$$V_{\max} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}}; \tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d}$$

Duplex : $V_{\max} = 10.63\text{KN}$

$$\tau_u = 0.088\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25\text{Mpa}$$

RDC : $V_{\max} = 12.41\text{KN}$

$$\tau_u = 0.103\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25\text{Mpa}$$

- Vérification a ELS

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

			M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} Mpa	Observation
Duplex	En travée	x-x	4.83	2.4	3239.4	3.58	15	Vérifiée
		y-y	5.18	2.4	3239.4	3.84	15	Vérifiée
	En appui	x-x	3.22	2.4	3239.4	2.38	15	Vérifiée
		y-y	3.45	2.4	3239.4	2.56	15	Vérifiée
RDC	En travée	x-x	5.37	2.4	3239.4	3.98	15	Vérifiée
		y-y	1.81	2.4	3239.4	1.34	15	Vérifiée
	En appui	x-x	3.58	2.4	3239.4	2.65	15	Vérifiée
		y-y	1.21	2.4	3239.4	0.90	15	Vérifiée

Tableau III.47.Vérification des contraintes de compression dans le béton de palier.

-Vérification de la flèche

D'après le BAEL, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si l'une des trois conditions suivantes est vérifiée :

		$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	vérification
Duplex	x-x	$0.073 \geq 0.0626$	$0.073 \leq 0.075$	$0.0016 \leq 0.01$	Pas vérifiée
	y-y	$0.051 \leq 0.0626$	$0.051 \leq 0.075$	$0.0016 \leq 0.01$	Pas vérifiée
RDC	x-x	$0.112 \geq 0.0626$	$0.112 \geq 0.075$	$0.0016 \leq 0.01$	Vérifiée
	y-y	$0.048 \leq 0.0626$	$0.048 \leq 0.075$	$0.0012 \leq 0.01$	Pas vérifiée

Tableau III.48.Vérification les conditions de la flèche

Les résultats de vérification de la flèche sont résumés dans le tableau suivant

Calcul des charges				
	Palier escalier RDC		Palier escalier duplex	
	y-y	x-x	x-x	y-y
q_{jser} (KN/m)	2.275	2.275	2.275	2.275
q_{gser} (KN/m)	3.204	3.204	3.204	3.204
q_{pser} (KN/m)	4.829	4.829	4.829	4.829
Calcul des moments				
M_{jser} (KN/m)	0.055	1.48	1.58	
M_{gser} (KN/m)	0.078	2.08	2.23	
M_{pser} (KN/m)	0.117	3.14	3.36	
Calcul des contraintes				
σ_{sj} (KN/m)	32.56	65.69	70.46	
σ_{sg} (KN/m)	45.86	92.51	99.23	
σ_{sp} (KN/m)	69.12	139.43	149.57	
Calcul de μ				
μ_j	0	0	0	
μ_g	0	0	0	
μ_p	0	0	0	
Calcul de I_f				
$I_{f_{ij}}$ (cm ⁴)	25776.2	25982.5	25982.5	
$I_{f_{ig}}$ (cm ⁴)	25776.2	25982.5	25982.5	
$I_{f_{ip}}$ (cm ⁴)	25776.2	25982.5	25982.5	
$I_{f_{vg}}$ (cm ⁴)	25776.2	25982.5	25982.5	
Calcul de f				
f_{ij} (mm)	0.055	0.063	0.140	
f_{ig} (mm)	0.078	0.089	0.200	
f_{ip} (mm)	0.118	0.134	0.301	
f_{vg} (mm)	0.235	0.267	0.600	
Calcul Δf (cm)				
Δf	0.22	0.24	0.56	
f_{adm} (cm)				
f_{adm}	5.8	3.8	5.5	
Vérifications	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	

Tableau III.49. Calcul de la flèche de palier dans le sens (x-x) ; (y-y)

✓ Schéma de ferrailage

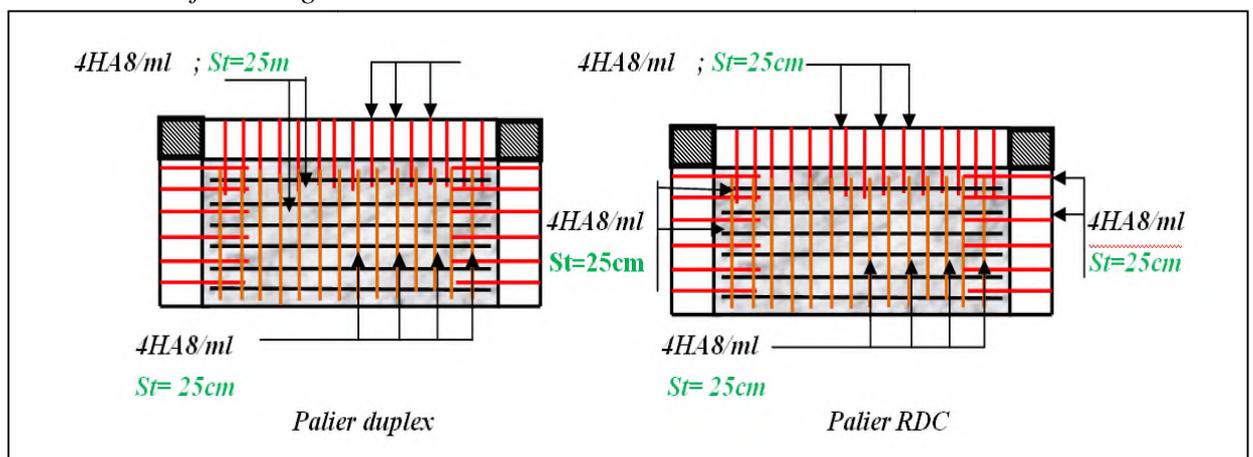


Figure III.26. Schéma de ferrailage de palier

III.5.2.3. Calcul de la poutre brisée

La poutre se calcul en flexion et en torsion. Par La même procédure que la poutre palière , on aura :

✓ Les sollicitations de poutre brisée

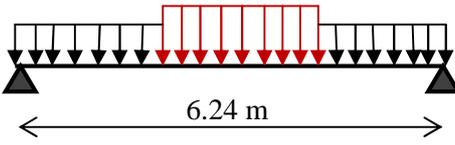
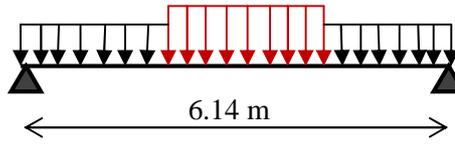
la poutre brisée		
Escalier duplex	Escalier RDC	
Volée 1=Volée2	Volée 1	
Schéma statique		
		
Pré dimensionnement		
$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$	$41.6 \leq h \leq 62.4$ (b×h)=(35×45)	$40.93 \leq h \leq 61.4$ (b×h)=(35×45) cm ²
Calcul des charges		
Poids propre :	$G_p = 3.94 \text{ KN/ml}$	$G_p = 3.94 \text{ KN/ml}$
$P_u = 1.35G_p + R_A$	$P_u = 23.19 \text{ KN/ml}$ $P_s = 16.8 \text{ KN/ml}$	$P_u = 25.81 \text{ KN/ml}$ $P_s = 18.69 \text{ KN/ml}$
$M_0 = \frac{p \times L^2}{8}$	$M_u = 112.87 \text{ KN.m}$ $M_s = 81.77 \text{ KN.m}$	$M_u = 121.62 \text{ KN.m}$ $M_s = 88.07 \text{ KN.m}$
Calcul des sollicitations		
En travée $M_t = 0.75M_0$	$M_t^u = 84.65 \text{ KN.m}$ $M_t^s = 61.33 \text{ KN.m}$	$M_t^u = 91.21 \text{ KN.m}$ $M_t^s = 66.05 \text{ KN.m}$
En appuis $M_a = -0.5M_0$	$M_a^u = -56.43 \text{ KN.m}$ $M_a^s = -40.88 \text{ KN.m}$	$M_a^u = -60.81 \text{ KN.m}$ $M_a^s = -44.03 \text{ KN.m}$

Tableau III.50. Résultats de calcul les charges ; surcharges et les sollicitations de poutre brisée.

- Ferrailage de la section d armature à la flexion simple

		M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Escalier duplex	En travée	84.65	0.039	0.05	0.421	5.77	1.82
	En appui	56.43	0.026	0.033	0.424	3.82	
Escalier RDC (volée1)	En travée	91.21	0.099	0.13	0.407	6.44	1.82
	En appui	60.81	0.066	0.085	0.415	4.21	
Escalier RDC (volée2)	En travée	90.33	0.098	0.129	0.407	6.38	1.82
	En appui	60.22	0.028	0.035	0.424	4.08	

Tableau III.51. Ferrailage de poutre brisée.

- Vérification à l'ELU

	Effort tranchant		Cisaillement (Cm ²)	Armature transversale (Cm ²)		Espacement St (cm)		vérification
	τ_u	$\bar{\tau}_u$		Travée	Appuis	travée	Appuis	
Duplex	0.118	3.25	$A_t \geq - 5.77$	$A_t = 0.52$	$A_t = 0.7$	20	15	Vérifiée
RDC	0.136	3.25	$A_t \geq - 6.19$	$A_t = 0.7$	$A_t = 0.52$	20	15	Vérifiée

Tableau III.52.vérification à l'ELU de poutre brisée.

- Calcul à la torsion

	M_{torr} (KN.m)	e (cm)	Ω (cm ²)	U (m)	A_{torr} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Armature transversale	
							A_{torr}^t	A_{torr}^a
duplex	12.06	5.83	1200	1.4	2.02	1.82	0.28	0.21
RDC	15.88	5.83	1200	1.4	2.28	1.82	0.38	0.28

Tableau III.53.Résultats de calcul à la torsion de poutre brisée.

- Ferrailage de la section d'armature à la (torsion+ flexion)

	Armatures longitudinales		Ferrailage (Cm ²)		Effort tranchant		Armature transversale		Ferrailage Cm ²
	A^t	A^a	A^t	A^a	τ_u	$\bar{\tau}_u$	A^t	A^a	
Duplex	6.78	4.83	6HA12 6.79	3T10+3T12 5.75	0.870	3.25	0.8	0.91	2HA8 = 1.01
RDC	7.58	5.35	3T12+3T14 8.01	3T10+3T12 5.75	1.14	3.25	1.08	0.8	2HA8 = 1.01

Tableau III.54. Ferrailage de poutre brisée à la (torsion+ flexion)

- Verification a l'ELS

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} Mpa	Observation
RDC	En travée	66.05	14.08	133054.698	6.99	15	Vérifiée
	En appui	44.03	12.3	102999.88	5.25	15	vérifiée
Duplex	En travée	61.33	14.02	117688.47	7.30	15	vérifiée
	En appui	40.88	13.11	103344.63	5.18	15	vérifiée

Tableau III.55. Vérification des contraintes de compression dans le béton de poutre brisée

-Vérification de la flèche

D'après le BAEL, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si l'une des trois conditions suivantes est vérifiée :

	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	vérification
RDC	$0.073 \geq 0.0626$	$1.28 \geq 0.074$	$0.0053 \leq 0.01$	vérifiée
En appui I	$0.072 \geq 0.0626$	$1.28 \geq 0.075$	$0.0045 \leq 0.01$	vérifiée

Tableau III.56. Vérification les conditions de flèche.

✓ Schéma de ferrailage

Duplex

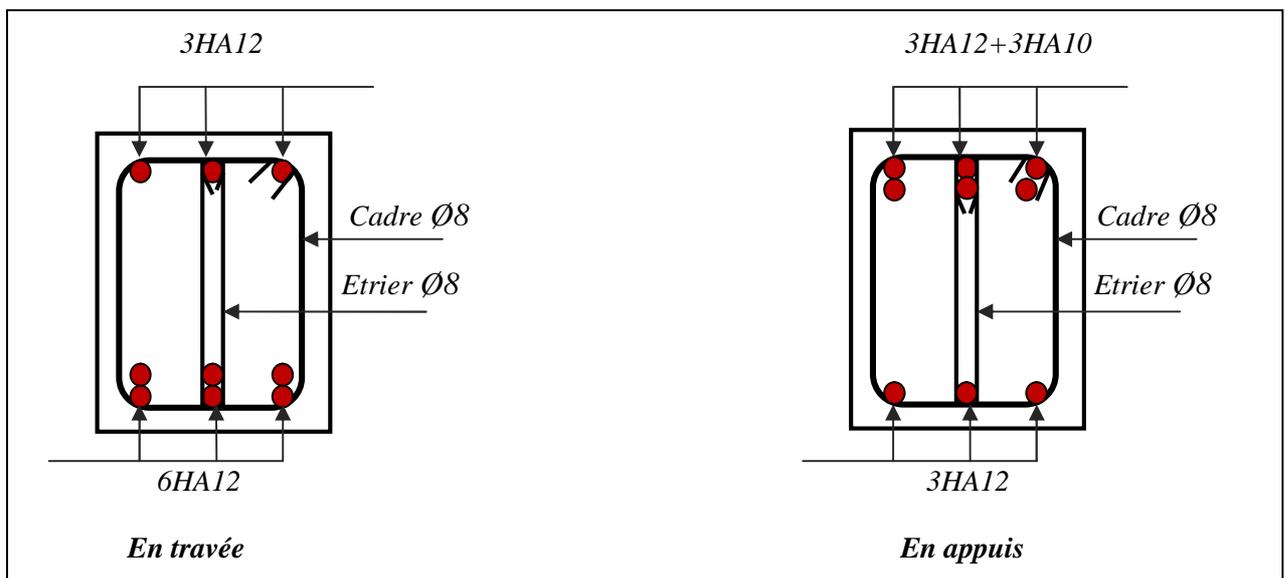


Figure III.27. Schéma de ferrailage de la poutre Brisé

RDC

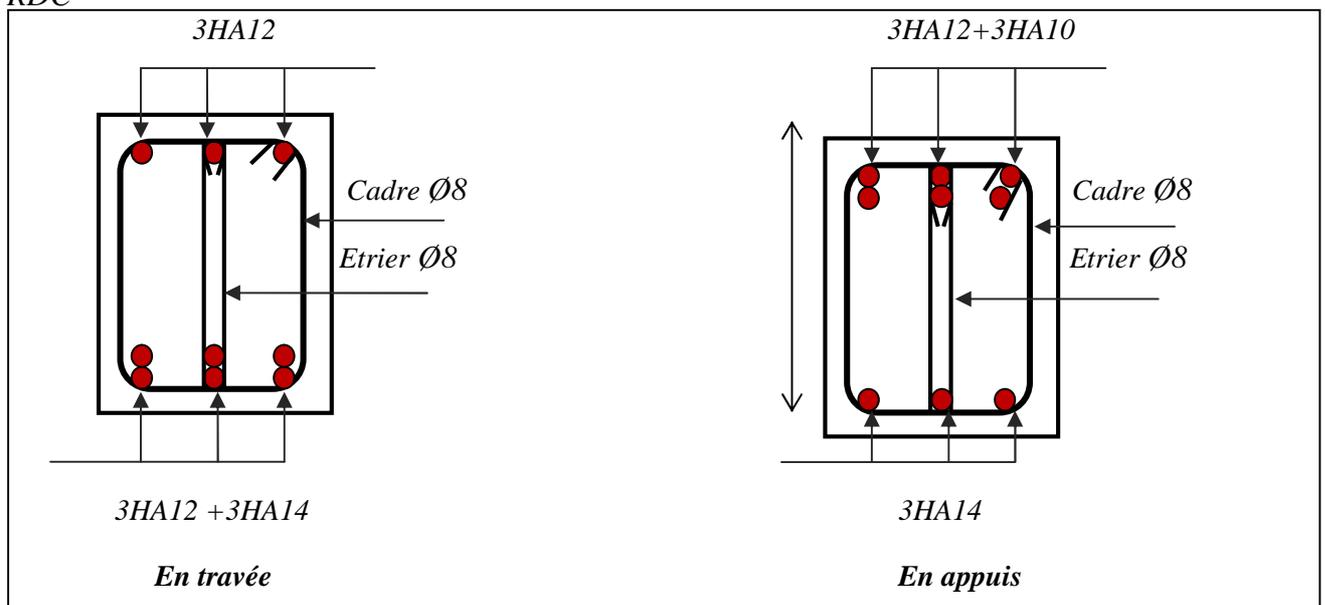


Figure III.28. Schéma de ferrailage de la poutre Brisé

III.6.Conclusion

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrillage a été déterminé en respectant les règles.

Nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle de locale des machines. Toute en respectant les règles données par le BAEL et le RPA.

En dernier nous avons fait l'étude d'escalier et son ferrillage.

CHAPITRE IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

Selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/version 2003), la région de la wilaya Bejaia est classée en zone de sismicité moyenne IIa.

L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectuées avec le SAP2000.V.14

IV.2. Etude de la structure au séisme

IV.2.1. Description du logiciel SAP 2000

Le SAP 2000 version 14.2.2 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs. Ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation de façon totalement graphique, Numérique ou combinée en utilisant les innombrables outils disponibles.

Les étapes de modélisation sont :

- choix d'un modèle de structure spatiale à partir de la bibliothèque du SAP 2000
- changer les longueurs des GRID LINES.
- définition des matériaux et des sections
- définition de cas de charges dynamique spectrale.
- définition des combinaisons de charge
- spécification des conditions d'appuis

Introduction des masses des planchers pour le calcul dynamique dans le sens horizontal X.Y

- spécifications des différentes charges.

Après ces étapes on fait l'analyse par la commande RUN et finalement l'interprétation des résultats.

IV.2.2. Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.2.1. Méthode statique équivalente

Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Cette méthode est utilisable sous certaines conditions (4.1.2 du RPA 99/2003)

✓ Calcul de la force sismique totale : RPA99 (Article 4.2.3)

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

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- **A : coefficient d'accélération de zone : RPA99 (Tableau4.1)**

Il dépend de la zone sismique et de groupe d'usage du bâtiment : - Groupe d'usage : groupe 2 }
 - Zone sismique : zone IIa } $\Rightarrow A=0.15$

- **R : Coefficient de comportement global de la structure : RPA99 (Tableau4.3)**

Il est fonction du système de contreventement, dans notre cas on a un contreventement mixte avec justification de l'interaction $\Rightarrow R=5$

- **Q : Facteur de qualité : RPA99 (Formule 4.4)**

Le facteur de qualité Q est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

Avec : P_q : pénalité correspondante au critère q (tableau 4.4 du RPA99 /2003)

Critère Q	Valeurs de P_q	
	Observé	non observé
1) Condition minimale des files porteuses	Non	0.05
2) Redondance en plan	Non	0.05
3) Régularité en plan	Non	0.05
4) Régularité en élévation	Non	0.05
5) Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6) Contrôle de la qualité de la construction	Oui	0.00

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q

$$Q_x = Q_y = 1 + (4 \times 0.05) = 1.2$$

D : Facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Le facteur d'amplification dynamique D, est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99 addenda 2003) $\xi = 8.5\%$.

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.816$$

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol. et donnée par le tableau 4.7 du (RPA99/version 2003)

On a site (S2) donc $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.4s \end{cases}$

- 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 /2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_t^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_t}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

Avec :

h_t : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. $h_t = 34.68m$

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, $C_T = 0,05$.

$$T = 0.05 \times (34.68)^{\frac{3}{4}} = 0.714s \dots \dots \dots (I)$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante : $T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_t}{\sqrt{L_{x,y}}}$

$L_{x,y}$: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x = 25.50m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 17.00m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

- Calcul de la période suivant l'axe longitudinal :

$$T_x = \frac{0.09 \times 34.68}{\sqrt{25.50}} = 0.618s \dots \dots \dots (II)$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable : $T_x = 0.618s$

- Calcul de la période suivant l'axe transversal :

$$T_y = \frac{0.09 \times 34.68}{\sqrt{17.00}} = 0.757s \dots \dots \dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable : $T_y = 0.714s$

$$\text{Donc } T : \begin{cases} T_{sx} = 0.618s \\ T_{sy} = 0.714s \end{cases}$$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sx} \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sx}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{0.618}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{donc : } D_x = 1.53$$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sy} \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sy}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{0.714}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{donc : } D_y = 1.39$$

- **W : Poids total de la structure :**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad ; \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

• W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

• β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.00 & \text{pour les étages à usage Bureaux.} \end{cases} \quad (4-5 \text{ du RPA99/2003})$$

• W_{Qi} : Charges d'exploitation.

A partir du logiciel **SAP2000V14** on trouve : $W_{tot} = 46052,697 \text{KN}$.

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{sens } X : V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.53 \times 1.2}{5} \times 46052,697 \Rightarrow V_x = 2536.58 \text{KN}.$$

$$\text{sens } Y : V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.39 \times 1.2}{5} \times 46052,697 \Rightarrow V_y = 2304.47 \text{KN}.$$

IV.2.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons : - Modélisation par nœuds maîtres,

- Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable puisque cette structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établi grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Article .4.13)}$$

Avec : A : coefficient d'accélération de la zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Pour l'étude de ce projet le spectre de réponse est donné par le logiciel (**spectre**), le graphe donne S_a/g en fonction du temps.

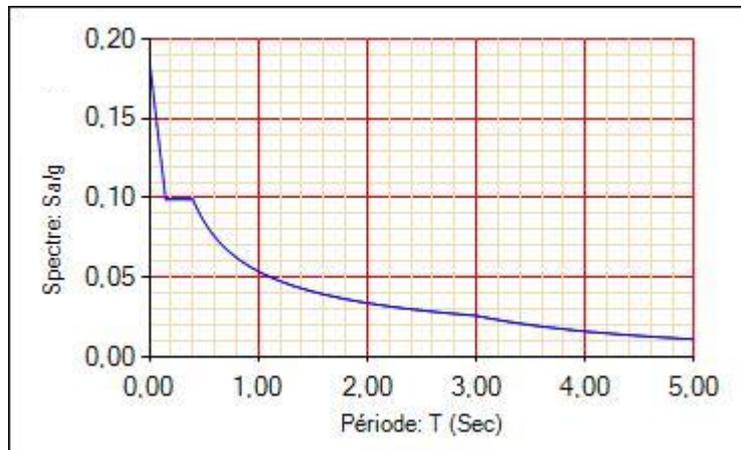


Figure IV.1 Spectre de réponse

IV.2.2.3. Méthode d'analyse par accélérogramme

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.3. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes

D'après l'article (3.4.4.a), les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

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

D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.4. Modalisation et résultats

IV.4. 1. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux et de la longueur des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voiles – portiques), on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003

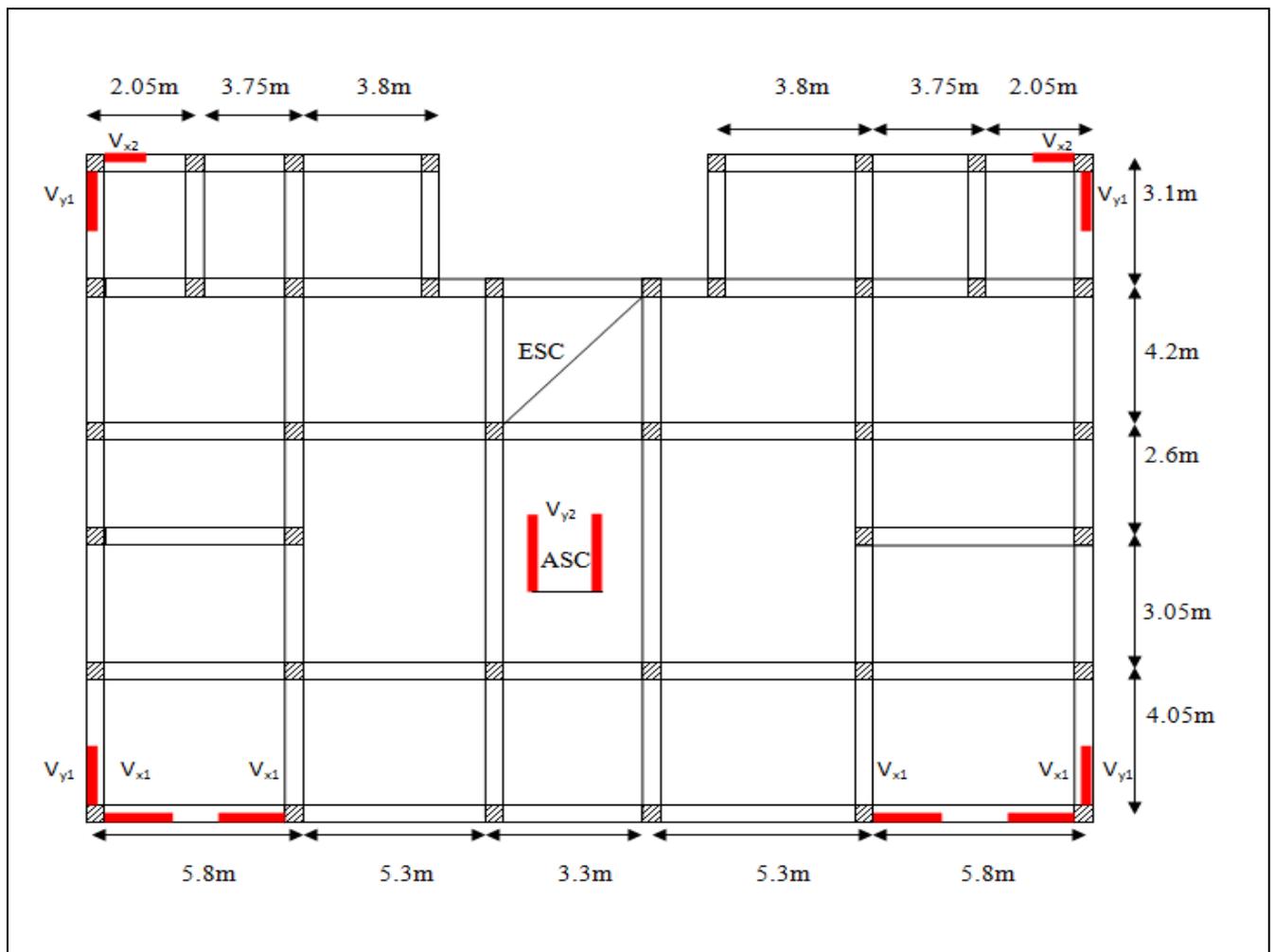


Figure IV.2. Disposition des voiles

IV.4.2 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000

a) Représentation des trois modes de déformations

- 1^{ère} mode de déformation

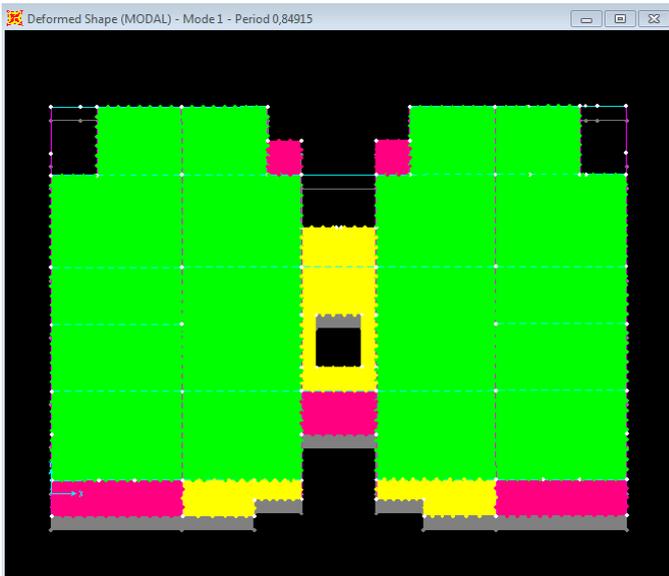


Figure IV.3. 1^{ère} mode de déformation
(translation suivant y-y)

2^{ème} mode de déformation

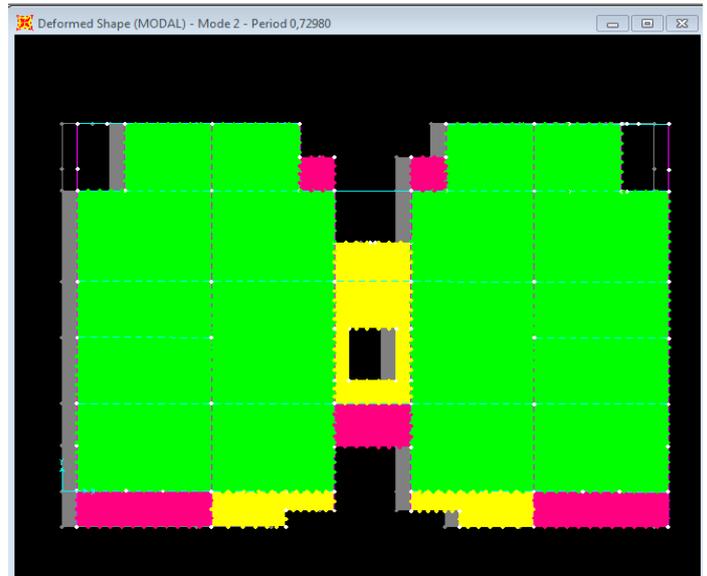


Figure IV.4. 2^{ème} mode de déformation
(translation suivant x-x)

3^{ème} mode de déformation

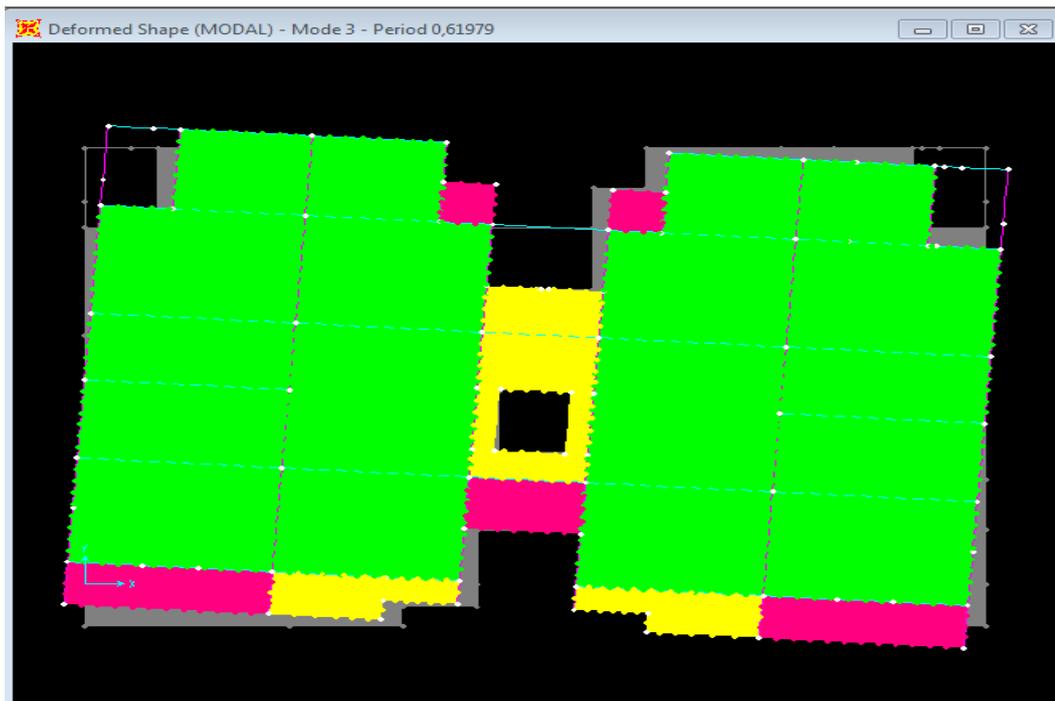


Figure IV.5 3^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z)

b) Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Mode	Période [sec]	Mode individuel (unîtes)		Somme Cumulée [%]	
		UX	UY	UX	UY
1	0,849147	0,000009996	0,72643	0,000009996	0,72643
2	0,729799	0,74052	0,000008669	0,74053	0,72644
3	0,619789	0,0000958	0,00055	0,74062	0,72699
4	0,28234	0,00001565	0,13289	0,74064	0,85988
5	0,260773	0,12665	0,00002293	0,86729	0,85991
6	0,203059	0,00792	0,00000142	0,87521	0,85991
7	0,152301	0,03713	0,00318	0,91234	0,86309
8	0,151625	0,00221	0,05042	0,91455	0,91351
9	0,107206	0,01785	0,00002373	0,9324	0,91353
10	0,094712	0,00069	0,02843	0,9331	0,94196

Tableau IV.2. Période de vibration et taux de participation massique.

Constatations

La participation modale du 1^{ère} mode suivant le sens x-x est prépondérante ce qui donne un mode de translation suivant le sens y-y tel que montré sur la figure IV.3, et on constate que la 2^{ème} est aussi un mode de translation suivant x-x tel que montré sur la figure IV.4 et le troisième mode est une rotation autour de Z figure IV.5.

Ces résultats montrent que la participation modale suivant la direction X atteint 90% au mode 7, et dans la direction Y elle atteint 90% au mode 8.

On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculé par les formule empirique du RPA 99/V2003 majeure de 30 % ($T_x = 0,729 \leq 0.80s$; $T_y = 0.849 \leq 0.92s$).

c) Vérification de l'interaction voiles portiques

- 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 :

Niveau	Portique (KN)	Voiles(KN)	Portique (%)	Voiles(%)	Vérifications
RDC	46932,123	5143,885	90,12235154	9,877648	Vérifier
1 ^{er} étage	39648,661	6700,304	85,54378938	14,45621	Vérifier
2 ^{ème} étage	35129,486	6106,998	85,19030381	14,8097	Vérifier
3 ^{ème} étage	30559,089	5534,52	84,66620503	15,33379	Vérifier
4 ^{ème} étage	25928,523	5016,306	83,78951779	16,21048	Vérifier
5 ^{ème} étage	21629,155	4359,435	83,22558092	16,77442	Vérifier
6 ^{ème} étage	17295,4	3721,431	82,29309167	17,70691	Vérifier
7 ^{ème} étage	13195,772	2966,401	81,64602619	18,35397	Vérifier
8 ^{ème} étage	9239,25	2202,672	80,74910841	19,25089	Vérifier
9 ^{ème} étage	5417,99	1455,606	80.50497322	19.49502	Vérifier
10 ^{ème} étage	2783,026	725,69	80.00256987	19.99743	Vérifier

Tableau IV.3. Vérification de l'interaction sous charges verticales

- **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 :

Niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
RDC	1609,176	711,362	69,34	30,655	1354,46	659,883	67,240	32,75
1 ^{er} étage	1188,204	1076,574	52,46	47,53	1053,946	950,374	52,583	47,41
2 ^{ème} étage	985,134	829,871	54,27	45,72	1028,777	847,642	54,82	45,17
3 ^{ème} étage	1050,272	627,152	62,61	37,38	1010,606	673,132	60,021	39,97
4 ^{ème} étage	952,15	585,462	61,92	38,076	903,653	623,865	59,158	40,84
5 ^{ème} étage	929,054	441,112	67,80	32,19	890,554	470,05	65,452	34,54
6 ^{ème} étage	789,886	399,874	66,39	33,60	730,433	457,923	61,465	38,53
7 ^{ème} étage	772,774	421,967	64,68	35,31	713,148	342,715	67,541	32,45
8 ^{ème} étage	607,018	319,309	65,52	34,47	604,536	225,878	72,799	27,20
9 ^{ème} étage	347,873	272,301	56,092	43,90	378,787	196,859	65,802	34,197
10 ^{ème} étage	240,787	148,208	61,89	38,10	307,532	107,619	74,077	25,922

Tableau IV.4. Vérification de l'interaction sous charges horizontales

d) Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , nous avons :

Résultante des forces sismiques	V_{st} (KN)	V_{dyn} (KN)	$\frac{V_{dyn}}{V_{st}}$	Observation
Sens x-x	2536.58	2364,279	0.93	Vérifie
Sens y-y	2304.47	2146,792	0.931	Vérifie

Tableau IV.5. Vérification de l'effort tranchant à la base

❖ **Analyse des résultats**

$V_{dyn}/V_{st} \geq 0.8$ Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.

e) Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad RPA99/2003(Art : 7.4.3.1)$$

Avec :

- N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton
- B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{cj} : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été augmentées pour tous les niveaux. Ceci à été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Type de poteau	B _r (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
RDC	70×65	4550	2762.556	0.242	Vérifiée
1 ^{er} étage	70×65	4550	1833.341	0.161	Vérifiée
2 ^{ème} étage	65×60	3900	1476.693	0.151	Vérifiée
3 ^{ème} étage	65×60	3900	1223.736	0.125	Vérifiée
4 ^{ème} étage	60×55	3300	994.485	0.120	Vérifiée
5 ^{ème} étage	60×55	3300	796.44	0.096	Vérifiée
6 ^{ème} étage	55×50	2750	622.84	0.090	Vérifiée
7 ^{ème} étage	55×50	2750	472.94	0.068	Vérifiée
8 ^{ème} étage	50×45	2250	321.088	0.057	Vérifiée
9 ^{ème} étage	45×40	1800	209.667	0.046	Vérifiée
10 ^{ème} étage	40×35	1400	180.26	0.051	Vérifiée

Tableau IV.6.Vérification de l'effort normale réduit

❖ **Analyse des résultats**

On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

f) Vérification vis-à-vis des déplacements

- Le déplacement horizontal à chaque niveau *K* de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

Avec :

$$\begin{cases} \delta_{ek} : \text{Déplacement dû aux forces } F_i. \\ R : \text{Coefficient de comportement}(R=5) \end{cases}$$

- Le déplacement relatif au niveau *K* par rapport au niveau *K-1* est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (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 : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	h _k (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ _{ek} (cm)	δ _k (cm)	δ _{k-1} (cm)	Δ _k (cm)	Δ _k /h _k (%)	δ _{ek} (cm)	δ _k (cm)	δ _{k-1} (cm)	Δ _k (cm)	Δ _k /h _k (%)
1	408	0,09	0,45	0	0,45	0,00110294	0,1	0,5	0	0,5	0,00122549
2	306	0,21	1,05	0,45	0,6	0,00196078	0,23	1,15	0,5	0,65	0,00212418
3	306	0,34	1,7	1,05	0,65	0,00212418	0,39	1,95	1,15	0,8	0,00261438
4	306	0,47	2,35	1,7	0,65	0,00212418	0,55	2,75	1,95	0,8	0,00261438
5	306	0,6	3	2,35	0,65	0,00212418	0,72	3,6	2,75	0,85	0,00277778
6	306	0,72	3,6	3	0,6	0,00196078	0,88	4,4	3,6	0,8	0,00261438
7	306	0,85	4,25	3,6	0,65	0,00212418	1,03	5,15	4,4	0,75	0,00245098
8	306	0,97	4,85	4,25	0,6	0,00196078	1,18	5,9	5,15	0,75	0,00245098
9	306	1,09	5,45	4,85	0,6	0,00196078	1,32	6,6	5,9	0,7	0,00228758
10	306	1,19	5,95	5,45	0,5	0,00163399	1,44	7,2	6,6	0,6	0,00196078
11	306	1,29	6,45	5,95	0,5	0,00163399	1,56	7,8	7,2	0,6	0,00196078

Tableau IV.7.Vérification des déplacements.

❖ **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.

$$\text{Sens } (x-x) : \Delta_{k \max} = 0,15\text{cm} < 1\% \times h_e = 3,06\text{cm} .$$

$$\text{Sens } (y-y) : \Delta_{k \max} = 0,059375\text{cm} < 1\% \times h_e = 3,06\text{cm}$$

g) 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 :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

Avec : p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ;

$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

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 ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
1	408	40863,441	0,45	2320,538	0,01942221	0,5	2014,343	0,02486059
2	306	36306,675	0,6	2264,778	0,03143335	0,65	2004,32	0,0384779
3	306	31755,406	0,65	1815,005	0,0371648	0,8	1876,419	0,04424421
4	306	27199,172	0,65	1677,424	0,0344433	0,8	1683,738	0,04223279
5	306	22834,187	0,65	1537,612	0,03154501	0,85	1527,518	0,04152376
6	306	18456,29	0,6	1370,166	0,02641199	0,8	1360,604	0,03546347
7	306	14206,946	0,65	1189,76	0,02536491	0,75	1188,356	0,02930178
8	306	10067,928	0,6	1194,741	0,01652328	0,75	1055,863	0,02337073
9	306	6080,99	0,6	926,327	0,01287182	0,7	830,414	0,0167516
10	306	3177,471	0,5	620,174	0,00837176	0,6	575,646	0,01082321
11	306	0	0,5	388,995	0	0,6	415,151	0

Tableau IV.8. Vérification à L'effet P-Δ.

❖ **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.

IV.5. CONCLUSION

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

On a pu augmenter la section des poteaux de tous les étages pour avoir des translations en premier modes et la justification de l'interaction sous charge verticale, les sections finales à retenir sont comme suit :

- Sous sol ; RDC et 1^{er} étages (70×65) cm²
- 2^{émé} et 3^{émé} étages (65×60) cm²
- 4^{émé} et 5^{émé} étages (60×55) cm²
- 6^{émé} et 7^{émé} étages (55×50) cm²
- 8^{émé} étages (50×45) cm²
- 9^{émé} étages (45×40) cm²
- 10^{émé} étages (40×35) cm²

CHAPITRE V

Etude des éléments principaux

V.1. Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

V.2. Etude des voiles

V.2.1. Introduction

Le RPA 99/ 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes : $1.35G+1.5Q$; $G+Q$; $G+Q\pm E$; $0.8G\pm E$

V.2.2. Recommandation du RPA

a) Armatures verticales [7.7.4.1]

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.

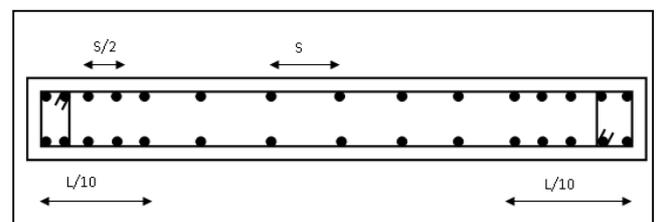


Figure V.1. Disposition des armatures verticales

b) Les armatures horizontales [7.7.4.2]

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

c) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d) Les armatures de coutures

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

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

e) Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 - $\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0.15\% b \times h \dots\dots\dots \text{dans la section globale de voile.} \\ A_{\min} = 0.10\% b \times h \dots\dots\dots \text{dans la zone courante.} \end{array} \right.$
- $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).
- L'espaceur : $s_t = \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm})$;
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Longueurs de recouvrement :
 - $\left\{ \begin{array}{l} 40\phi : \text{ Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.} \\ 20\phi : \text{ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.} \end{array} \right.$

V.2.3. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Sens x-x

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow$	M_{corr}	$M_{\max} \rightarrow$	N_{corr}	$N_{\min} \rightarrow$	M_{corr}
Sous-sol et RDC et étage 1	3887.573	87.5349	1637.8193	2160.409	615.711	217.6179
2 ^{eme} ; 3 ^{eme} étage	3638.654	40.5911	788.3885	2632.846	974.124	54.333
4 ^{eme} ; 5 ^{eme} étage	2928.756	51.2152	904.0661	1858.544	912.412	6.2044
6 ^{eme} ; 7 ^{eme} étage	2272.969	31.6028	1095.7746	1370.864	792.905	6.4026
8 ^{eme} étage	1463.41	27.5061	1318.1804	1068.68	669.707	12.8614
9 ^{eme} étage	1036.635	24.0548	1494.7403	757.86	521.415	19.9264
10 ^{eme} étage	636.601	7.3595	932.2158	463.228	284.199	13.5569

Tableau. V.1. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=2.1m$ à tous les niveaux

Niveaux	N_{\max}	M_{corr}	M_{\max}	N_{corr}	N_{\min}	M_{corr}
Sous-sol et RDC et 1	765.886	346.884	3899.0718	453.336	155.807	273.8665
2 ^{ème} ; 3 ^{ème} étage	656.947	136.1561	1996.4793	278.364	186.372	56.0842
4 ^{ème} ; 5 ^{ème} étage	459.936	21.1455	344.0228	192.633	123.152	0.5513
6 ^{ème} ; 7 ^{ème} étage	199.322	0.9014	217.2786	72.198	1.454	1.9831
8 ^{ème} étage	43.009	27.6318	257.1823	31.733	20.607	19.2826

Tableau. V.2. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x2}=1.3m$ à tous les niveaux

Sens y-y

Niveaux	N_{\max}	M_{corr}	M_{\max}	N_{corr}	N_{\min}	M_{corr}
Sous-sol et RDC et 1	1385.223	1808.7504	4405.7495	766.626	70.793	1925.7965
2 ^{ème} ; 3 ^{ème} étage	1347.006	1863.369	4197.8142	748.732	56.385	1728.708
4 ^{ème} ; 5 ^{ème} étage	958.729	1453.7928	2749.5728	905.795	135.838	1778.1605
6 ^{ème} ; 7 ^{ème} étage	663.237	2427.03052	2674.0382	463.696	2.007	27.9646
8 ^{ème} étage	378.44	2055.8916	2424.7505	231.775	145.338	1917.5321
9 ^{ème} étage	243.01	11.2171	52.0419	145.374	47.556	22.61
10 ^{ème} étage	145.554	8.6142	33.3479	29.677	3.211	28.1368

Tableau. V.3. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1}=2.1m$ à tous les niveaux

V_{ACS}

Niveaux	N_{\max}	M_{corr}	M_{\max}	N_{corr}	N_{\min}	M_{corr}
Sous-sol et RDC et 1	126.945	382.1771	382.1771	126.945	22.482	323.2654
2 ^{ème} ; 3 ^{ème} étage	188.981	7.3376	363.3613	112.856	47.638	341.2989
4 ^{ème} ; 5 ^{ème} étage	199.091	5.6715	43.9161	121.079	73.579	36.7834
6 ^{ème} ; 7 ^{ème} étage	181.754	9.8123	73.3795	59.6847	70.469	4.9271
8 ^{ème} étage	120.254	6.1065	65.2179	84.588	53.662	1.6154
9 ^{ème} étage	76.84	15.5917	42.174	63.469	32.563	20.9867

Tableau. V.4. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y2}=2.4m$ à tous les niveaux

V.2.4. Ferrailage des voiles

V.2.4.1. Les armatures verticales

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 logiciel SAP avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes, et on prend les plus défavorables :

- Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- Effort normal maximale avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- Effort normale minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times l$) selon la sollicitation la plus défavorable

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times h \times e$$

$$A = \max(A^{cal}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA})$$

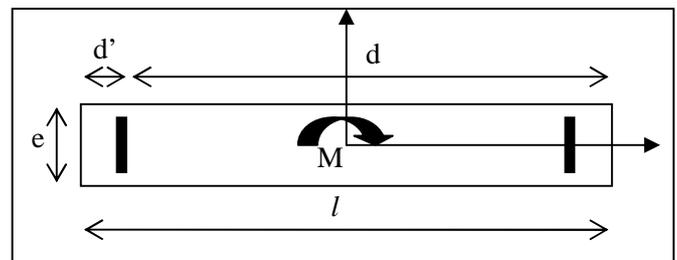


Figure V.2. Schéma d'un voile plein

V.2.4.2. Armatures horizontales

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30 \text{ cm})$$

$$\tau_u = \frac{1.4 v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

- A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.
- A_{vmin}^{BAEL} : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet
- A_{vmin}^{RPA} : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.
- A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adoptée par face.
- N^{bre} /face : nombre de barres adoptées par face.
- S_t : Espacement.
- A_H^{min} /face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.
- A_H^{cal} /face : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire. $A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$
- A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adoptée pour 1mètre linéaire.
- A_v^{adpt} / ml: Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

❖ **Exemple de ferrailage**

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000 V12, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	$N(KN)$	$M(KN.m)$	$M(KN.m)$	$N(KN)$	$N(KN)$	$M(KN.m)$	
RDC	3887.573	87.5349	1637.8193	2160.409	615.711	217.6179	292.153

Tableau V.5. Sollicitations maximales dans le voile V_{x1}

➤ **Calcul du ferrailage sous N_{max} et M_{cor}**

1. Armatures verticales

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 2.1 \text{ m}, d = 2.05 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}.$$

$$e_g = \left| \frac{M}{N} \right| = 0.022 \text{ m} < \frac{l}{2} = 1.05 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'}.$$

Il faut vérifier la condition suivante

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (1).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} = (0.337 \times 2.1 - 0.81 \times 0.05) \times 0.2 \times 2.1 \times 18.47 = 5.17 \text{ MN.m}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{uA}$$

$$M_{uA} = M + N \times (d - \frac{h}{2}) = 87.5349 + 3887.573 \times (2.05 - \frac{2.1}{2}) = 3975.11 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (b) = [3887.573 \times (2.05 - 0.05) - 3975.11] \times 10^{-3} = 3.80 \text{ MN.m}$$

$$\Rightarrow (a) = 5.17 \text{ MN.m} \geq (b) = 3.80 \text{ MN.m} \Rightarrow$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{e \times d^2 \times f_{bu}} = 0.256 \Rightarrow \mu_{bu} \geq 0.186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$\mu_{bu} = 0.256 < \mu_1 = 0.354 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.256}) = 0.376$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 1.741 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{uA}}{z \cdot f_{st}} \Rightarrow A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 40.11 \text{ cm}^2$$

❖ **Longueur de la partie tendue L_t**

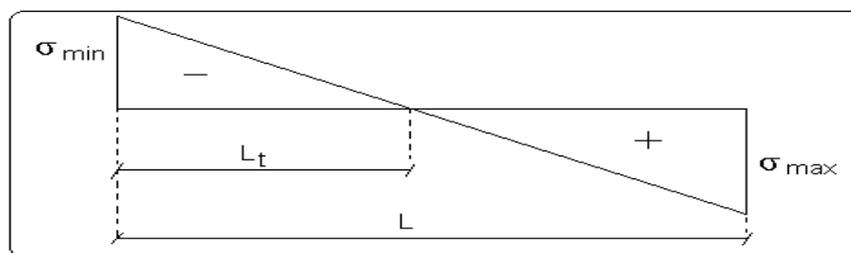


Figure V.3. Schéma des contraintes

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{3887.573 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.1} + \frac{87.5349 \times 10^{-3}}{0.154} 1.05 = 9.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{3887.573 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.1} - \frac{87.5349 \times 10^{-3}}{0.154} 1.05 = 8.65 \text{ MPa}$$

Soit L_t la longueur de la partie tendue.

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = 0.98 \text{ m}$$

$$A_{min}^{tendu} = 0.2b \times l_t / 100 = 3.93 \text{ cm}^2$$

✓ *Espacement des barres horizontales*

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

2. Armatures horizontales

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 292.153 \text{KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 292.153 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2.05} = 0.99 \text{MPa}$$

✓ *Espacement des barres horizontales*

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{0.99 \times 0,2 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 1,24 \text{ cm}^2$$

➤ Les vérifications nécessaires

✓ *Vérification au Cisaillement*

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du RPA99/version 2003 comme suit

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.99 \text{MPa} < \tau_{adm} = 5 \text{MPa}$$

✓ *Vérification des sections minimales*

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 3.92 \text{cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA99/V2003).}$$

$$A_{\min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 6.88 \text{cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ dans le voile par le BAEL).}$$

$$A_{\min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 \times L_t) = 0.28 \text{cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone comprimée par le RPA99/V2003).}$$

$$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 6.3 \text{cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA99/V2003).}$$

Donc on ferraille avec : En zone tendue : $A_{v(ZT)} = 40.11 \text{cm}^2$

On opte pour : 20HA16 = 40.21cm²..... (Schéma ferrailage Fig.V.4).

Les résultats de calcul des déférents voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens x-x

Niveau	S S+RDC +1 étage	2,3 ^{ème} étages	4,5 ^{ème} étages	6, 7 ^{ème} étages	8 ^{ème} étages	9 ^{ème} étages	10 ^{ème} étages
Section (cm ²)	210×20	210×15	210×15	210×15	210×15	210×15	210×15
M(KN.m)	87,5349	40,5911	51,2152	31,6028	27,5061	24,0548	7,3595
N(KN)	3887,573	3638,654	2928,756	2272,696	1463,41	1036,635	636,601
V(KN)	292,153	555,659	454,048	354,995	268,331	223,574	87,012
τ (MPa)	0,98	2,74	2,24	1,75	1,33	1,1	0,43
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	40,11	38,95	32,50	26,25	17,43	12,50	7,89
A_v^{min} (cm ²)	6,3	4,725	4,725	4,725	4,725	4,725	4,725
$A_{v.adop}$ (cm ²)	40,21	40,21	35,5	26,7	19,16	15,71	10,05
N^{bre} /par face	20HA16	20HA16	10HA16+ 10HA14	10HA14+ 10HA12	10HA12+ 10HA10	20HA10	20HA8
S_t (cm)	10	10	10	10	10	10	10
A_h^{cal} (cm ²)	1,24	2,57	2,1	1,64	1,24	1,04	0,4
A_h^{min} (cm ²)	0,28	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	3,08	3,08	2,26	2,26	1,57	1,57	1,01
N^{bre} /par Plan	2HA14	2HA14	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.6.Ferrailage du voile $V_{x1}=2,1m$

Niveau	S S+RDC +1 étage	2,3 ^{ème} étages	4,5 ^{ème} étages	6, 7 ^{ème} étages	8 ^{ème} étages
Section (cm ²)	130×20	130×15	130×130	130×15	130×15
M(KN.m)	346,884	136,1561	21,1455	0,9014	27,6318
N(KN)	675,886	656,947	459,936	199,322	43,009
V(KN)	81,053	156,373	127,114	80,191	22,397
τ (MPa)	0,48	1,25	1,01	0,64	0,18
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	15,63	11,09	6,23	2,53	1,11
A_v^{min} (cm ²)	3,9	2,925	2,925	2,925	2,925
$A_{v.adop}$ (cm ²)	16,08	12,32	9,05	6,28	6,2
N^{bre} /par face	8HA16	8HA14	8HA12	8HA10	8HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0,61	1,17	0,95	0,6	0,17
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,57	1,01	1,01	1,01
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.7.Ferrailage du voile $V_{x2}=1,3m$

Niveau	S S+RDC +1 étage	2,3 ^{ème} étages	4,5 ^{ème} étages	6, 7 ^{ème} étages	8 ^{ème} étages	9 ^{ème} étages	10 ^{ème} étages
Section (cm ²)	210×20	210×15	210×15	210×15	210×15	210×15	210×15
M(KN.m)	1808,750	1863,369	1453,7928	2427,030	2055,8916	11,2171	8,6142
N(KN)	1385,223	1347,006	958,729	663,237	378,44	243,01	145,554
V(KN)	348,433	295,995	271,376	205,277	84,635	59,265	8,66
τ (MPa)	1,29	1,46	1,34	1,01	0,42	0,29	0,04
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	39,87	40,12	30,14	40,03	31,65	3,22	1,96
A_v^{min} (cm ²)	6,3	4,73	4,73	4,73	4,73	4,73	4,73
$A_{v,adop}$ (cm ²)	40,21	40,21	40,21	40,21	32,67	22,62	15,71
N^{bre} /par face	20HA16	20HA16	20HA16	20HA16	4HA16+16HA14	20HA12	20HA10
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	1,61	1,37	1,26	0,95	0,39	0,27	0,04
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	2,26	2,26	1,57	1,01	1,01	1,01	1,01
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.8.Ferrailage du voile $V_{y1}=2,1m //yy$

ASC

Niveau	S S+RDC +1 étage	2,3 ^{ème} étages	4,5 ^{ème} étages	6, 7 ^{ème} étages	8 ^{ème} étages	9 ^{ème} étages
Section (cm ²)	240×20	240×15	240×15	240×15	240×15	240×15
M(KN.m)	382,1771	7,3376	5,6715	9,8123	6,1065	15,5917
N(KN)	126,945	188,981	199,981	181,754	120,254	76,84
V(KN)	128,633	85,702	31,529	31,529	13,786	12,064
τ (MPa)	0,42	0,37	0,14	0,14	0,06	0,05
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	5,7	2,48	2,6	2,41	1,59	1,14
A_v^{min} (cm ²)	7,2	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4
$A_{v,adop}$ (cm ²)	15,39	11,31	7,85	7,85	7,85	7,85
N^{bre} /par face	10HA14	10HA12	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
S_t (cm)	25	25	25	25	25	25
A_h^{cal} (cm ²)	0,52	0,35	0,13	0,13	0,06	0,05
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	2,26	2,26	1,57	1,01	1,01	1,01
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.9.Ferrailage du voile $V_{y1}=2,4m$

V.2.5. Schéma de ferrailage

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC (Vx1) comme exemple

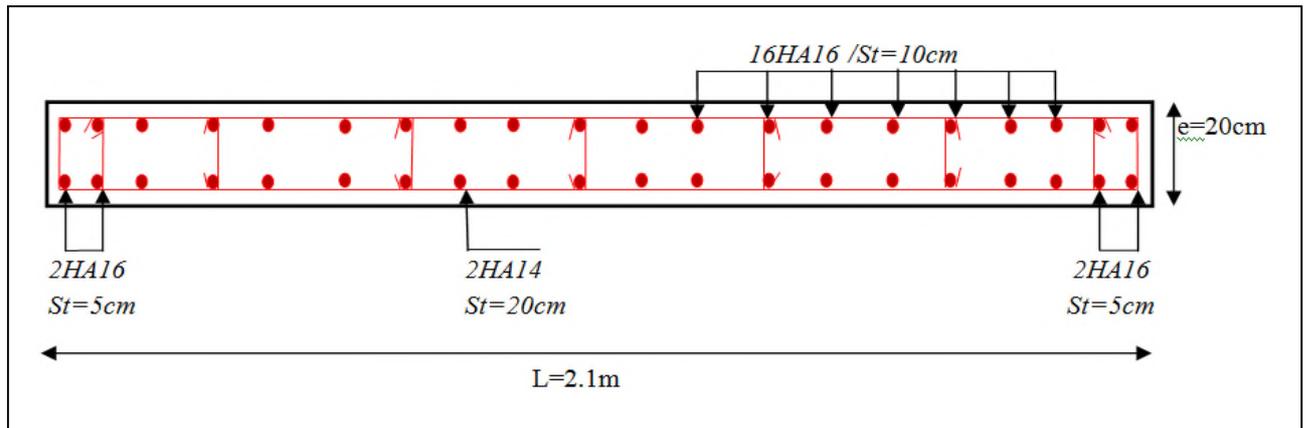


Figure V.4. Schéma de ferrailage du voile V_{x1} au RDC

V.3. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les Charges apportées par les poutres aux fondations, Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **SAP2000** dans l'ordre suivant :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q\pm E$
- 4). $0.8G\pm E$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

V.3. 1.Recommandation du RPA 99/Version2003

a) Armatures longitudinale : (Article 7.4.2.1)

- Elles doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal : $A_{min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone II.
- Leur pourcentage maximal : $A_{max} = 4\%$ de la section du béton en zone courante.
 $A_{max} = 6\%$ de la section du béton en zone de recouvrement.
- $\phi_{min} > 12mm$ (Diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimal de recouvrement est de $40\phi_l$ en zone II. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h'

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau

h_e : Hauteur d'étage.

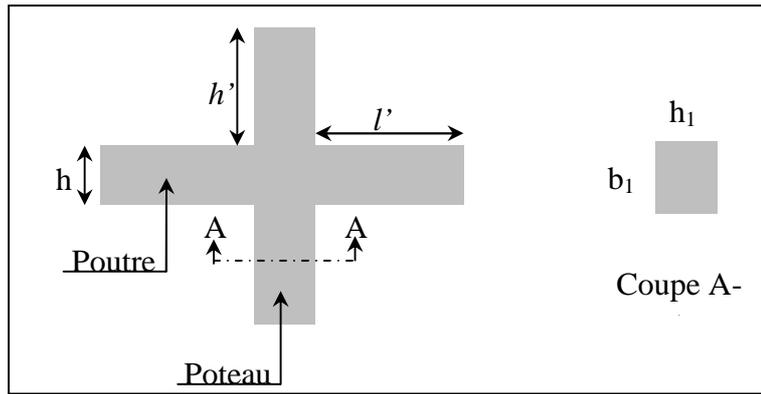


Figure V.5. Zone nodale

✓ Les armatures longitudinales min et max données par le RPA

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans les tableaux ci-dessous :

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
S-Sol, RDC, 1 ^{er} étage	70×65	36.4	182	273
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	65×60	31.2	156	234
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	60×55	26.4	132	198
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	55×50	22	110	165
8 ^{ème} étage	50×45	18	90	135
9 ^{ème} étage	45×40	14.4	72	108
10 ^{ème} étage	40×35	11.2	56	84

Tableau V.10. Les sections minimales et maximales dans les poteaux Préconisés par le RPA99/V2003.

b) Armature transversale

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(1) \quad \text{RPA99(Article 7.4.2.2)}$$

- V_u : Est l'effort tranchant de calcul.
- h_1 : Hauteur total de la section brute
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris

$$\text{égale a : } \left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{array} \right\} \quad \lambda_g : \text{l'élanement géométrique}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) \end{array} \right\} \quad (l_f : \text{Longueur de flambement du poteau})$$

Avec **a** et **b** : Sont les dimensions de section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

- t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule (1)

Par ailleurs la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit

- Dans la zone nodale $t \leq \min(10\phi_l^{\min}, 15\text{cm})$ en zone IIa.
- Dans la zone courante $t \leq 15\phi_l^{\min}$ en zone IIa.

La quantité d'armature transversale minimale $\frac{A_t}{tb_1}$ en %, est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5; \frac{A_t}{tb_1} = 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3; \frac{A_t}{tb_1} = 0.8\% \dots\dots\dots RPA99(\text{Article } 7.4.2.2) \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 \text{ interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres est les étriers doivent être fermés par les crochets a 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_l^{\min}$.
 Les cadres est les étriers doivent ménager es cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ϕ
 cheminé > 12cm pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.3. 2.Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel SAP2000/V14.2.2 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Niveaux	Section (cm²)	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN)	N (KN.m)	N (KN.m)	M (KN)
S-Sol, RDC, 1 ^{er} étage	70×65	3105.912	25.9062	135.4273	1864.646	4.067	54.6942
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	65×60	2374.812	46.5469	149.0365	632.172	0.177	62.544
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	60×55	1760.08	46.7718	144.3287	793.024	0.974	43.2122
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	55×50	1217.669	42.685	136.7204	378.302	0.104	2.4655
8 ^{ème} étage	50×45	722.886	42.055	72.8508	63.457	0.215	56.8336
9 ^{ém} étage	45×40	490.77	38.0028	62.051	350.758	0.263	2.5632
10 ^{ème} étage	40×35	264.433	39.9159	67.2945	88.238	1.203	0.2155

Tableau V.11. Sollicitations dans les différents poteaux.

V.3. 3.Ferraillage des poteaux

Le ferraillage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

❖ **V.3. 3.1.Ferraillage des armatures longitudinal**

Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferraillage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N(KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	3105.912	25.9062	135.4273	1864.646	4.067	54.6942	217.532

Tableau V.12. Sollicitations maximales dans le poteau RDC

✓ Calcul sous N_{max} et M_{cor}

Soit : $N_{max} = 3105.912KN$; $M_{corrs} = 25.9062KN.m$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.008m > \frac{h}{2} = 0,35m \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section}$$

Il faut vérifier la condition suivante

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (1).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} = (0.337 \times 0.7 - 0.81 \times 0.03) \times 0.65 \times 0.7 \times 14.2 = 1367.147kN.m$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{uA}$$

$$M_{uA} = M + N \times (d - \frac{h}{2}) = 25.9062 + 3105.912 \times (0.67 - \frac{0.7}{2}) = 1019.798KN.m$$

$$\Rightarrow (b) = [3105.912 \times (0.67 - 0.03) - 1019.797] = 967.985kN.m$$

$a > b$, Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1019.798 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.67^2 \times 14.2} = 0.246$$

$$\mu_{bu} \geq 0.186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$\mu_{bu} = 0.179 < \mu_1 = 0.354 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.246}) = 0.359$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.573m$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \cdot f_{st}} = \frac{1019.798 \times 10^{-3}}{0.573 \times 348} = 51.07cm^2 \quad A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 51.07 \times 10^{-4} - \frac{3105.912 \times 10^{-3}}{348} = -3.81cm^2$$

$$\Rightarrow A = 0cm^2$$

✓ Calcul sous M_{max} et N_{cor}

$M = 135.4273KN.m, N = 1864.646KN \Rightarrow e_G = 0.072 < h/2 = 0.35m$

$e_G < h/2 = 0.70/2 = 0.35m$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section.

On a : $M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 732.114KN.m$

$$a = (0.337h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} = 1778.25KN.m$$

$$b = N(d - d') - M_{ua} = 461.259 KN.m$$

$a > b$, Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{732.114 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.67^2 \times 18.47} = 0.135$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.135 < \mu_1 = 0.354 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.135}) = 0.183$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.620m$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \cdot f_{st}} = \frac{732.114 \times 10^{-3}}{0.620 \times 400} = 29.52cm^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 29.52 \times 10^{-4} - \frac{1864.646 \times 10^{-3}}{400} = -1.71cm^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0$$

✓ Calcul sous N_{min} et M_{cor}

$N = 4.067KN$ (traction) ; $M = 54.6942KN.m$, $\Rightarrow e_G = -13.44 < h/2 = 0.35m$ Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 54.6942 - 4.067 \times (0.67 - 0.70/2) = 53.39KN.m$$

$$a = (0.337 \times 0.7 - 0.81 \times 0.03) \times 0.65 \times 0.7 \times 18.47 = 1778.25 KN.m$$

$$b = -4.067 \times (0.67 - 0.03) - 53.39 = -55.99 KN.m$$

$a > b$, Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{53.39 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.67^2 \times 18.47} = 0.009$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.009 < \mu_1 = 0.354 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.009}) = 0.012$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.666m$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \cdot f_{st}} = \frac{53.39 \times 10^{-3}}{0.666 \times 400} = 2.00cm^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 2.00 \times 10^{-4} - \frac{-4.067 \times 10^{-3}}{400} = 2.10cm^2 \geq 0 \Rightarrow A = 2.10cm^2$$

Les résultats de calcul des armatures longitudinales des différents types de poteaux sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Niveaux	Section (cm ²)	A _{cal} SAP (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
S-Sol, RDC, 1 ^{er} étage	70×65	2.10	36.4	12HA20 =37.7
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	65×60	2.54	31.2	4HA16+8HA20 =33.17
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	60×55	1.9	26.4	4HA20+8HA16 =28.65
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	55×50	2.25	22	12HA16 =24.13
8 ^{ème} étage	50×45	3.19	18	12HA14=18.47
9 ^{ém} étage	45×40	0.15	14.4	4HA14+8HA12 =15.2
10 ^{ème} étage	40×35	4.32	11.2	8HA14=12.32

Tableau V.13.Armatures longitudinales des poteaux

❖ V.3. 3.2.Ferraillage des armatures transversales

Exemple de calcul

On prend pour exemple de calcul le poteau du RDC (70×65) cm²

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 3.06}{0.70} = 3.06 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\text{D'où : } A_t = \frac{3.75 \times 217.532 \times 10^{-3} \times 15}{70 \times 400} = 4.37cm^2$$

✓ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40\phi_{l_{max}} \Rightarrow L_r = 100cm$$

✓ Espacement

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_{l_{min}}, 15\text{ cm}) = \min(12 ; 15) \Rightarrow t = 10\text{cm}$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_{l_{min}} = 15 \times 1.2 = 18\text{cm} \Rightarrow t' = 15\text{cm}$

✓ Quantité d'armature minimale

On a : $\lambda_g < 3$, d'où : **Zone nodale** : $A_t^{min} = 0.8\%(t \times b) = 0.8\%(10 \times 65) = 5.2\text{cm}^2$

Zone courante : $A_t^{min} = 0.8\%(t \times b) = 0.8\%(15 \times 65) = 7.8\text{cm}^2$

Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

Niveaux	S-Sol, 1 ^{er} étage	RDC	2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage	9 ^{ém} étage	10 ^{ème} étage
Section (cm ²)	70×65	70×65	65×60	60×55	55×50	50×45	45×40	40×35
ϕ_l^{max} (cm)	2	2	2.5	2	1.6	1.4	1.4	1.4
ϕ_l^{min} (cm)	2	2	1.4	1.6	1.6	1.4	1.2	1.4
l_0 (cm)	306	408	306	306	306	306	306	306
l_f (cm)	214.2	285.6	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	3.06	4.08	3.29	3.57	3.89	4.28	4.76	5.35
V_u (KN)	217.532	217.532	108.612	121.693	107.83	35.048	29.093	37.544
l_r (cm)	80	80	100	80	64	56	56	56
t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
t' zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
A_t (cm ²)	4.37	4.37	3.35	2.85	2.75	0.98	0.90	1.31
A_t^{min} (cm ²)	5.2	5.2	4.8	4.4	4	3.6	3.2	2.8
A_t^{adop} (cm ²)	5.4	5.4	5.4	4.71	4.71	3.71	3.71	3.02
Nombre des barres	4HA10+ 2HA12	4HA10+ 2HA12	4HA10+ 2HA12	6HA10	6HA10	4HA10+ 2HA6	4HA10+ 2HA6	6HA8

Tableau V.14. Armature transversale des poteaux.

V.3. 4. Vérifications nécessaires

❖ V.3. 4.1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement)

Selon le BAEL (Art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent entre justifier 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, On doit vérifier que

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art B.8.4.1)}$$

A_s = Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

B_r = Section réduite du béton.

$\gamma_b=1.5$: coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$: coefficient de sécurité de l'acier.

α : est un coefficient réduction qui fonction de λ .

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si : } 0 < \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si : } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ Pour les poteaux rectangulaires

Avec : $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$ (i : rayon de giration) ; $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$l_f = 0.7l_0$ Longueur de flambement.

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ Pour les poteaux rectangulaires.

A_s = Section d'armature

La vérification se fait pour chaque poteau à chaque niveau.

- Exemple de calcul

Soit à calculer le poteau le plus sollicités, avec les sollicitations suivantes : $N_d = 4056.96KN$

$l_f = 2.142m \rightarrow \lambda = 10.6 < 50 \rightarrow \alpha = 0.834$

$B_r = (0.70 - 0.02) \times (0.65 - 0.02) = 0.428m^2$

$$N_u = 0.834 \times \left[\frac{0.428 \times 25 \times 10^3}{0.9 \times 1.5} + \frac{37.7 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 6611.31KN$$

$N_d = 3105.912KN < N_u = 6611.31KN \Rightarrow$ Pas de risque de flambement.

Les autres résultats de calcul sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _d < N _u		Obs
								N _d (KN)	N _u (KN)	
S-Sol, 1 ^{er} étage	70×65	3.06	2.14	10.6	0.834	37.7	0.428	3105.912	6611.31	Vérifiée
RDC	70×65	4.08	2.85	14.13	0.823	37.7	0.428	3105.912	6530.21	Vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	65×60	3.06	2.14	11.9	0.830	33.17	0.365	2374.812	5611.10	Vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	60×55	3.06	2.14	12.6	0.828	28.65	0.307	1760.08	4714.29	Vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	55×50	3.06	2.14	13.55	0.825	24.13	0.254	1217.669	3880.62	Vérifiée
8 ^{ème} étage	50×45	3.06	2.14	14.84	0.820	18.47	0.206	722.886	3128.67	Vérifiée
9 ^{ème} étage	45×40	3.06	2.14	16.5	0.813	15.2	0.163	490.77	2460.5	Vérifiée
10 ^{ème} étage	40×35	3.06	2.14	18.55	0.804	12.32	0.125	264.433	1861.46	Vérifiée

Tableau V.15. Vérification du flambement pour les poteaux.

❖ V.3. 4.2. Vérification des contraintes de compression

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{B} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots \dots \dots \text{ Béton fibre supérieure}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{B} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots \dots \dots \text{ Béton fibre inférieure}$$

$$B = b \times h + 15 (A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - \left(\frac{h}{2} - V \right) ;$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d)}{B} ;$$

$$V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous

Niveau	S-Sol, 1 ^{er} étage et RDC	2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage
Section(cm ²)	70×65	65×60	60×55	55×50	50×45	45×40	40×35
d (cm)	65	60	55	50	45	40	35
A (cm ²)	37.7	33.17	28.65	24.13	18.47	15.2	12.32
V(m)	0.38	0.355	0.329	0.301	0.286	0.248	0.218
V' (m)	0.32	0.294	0.270	0.24	0.213	0.201	0.181
I _{yy'} (m ⁴)	0.023	0.016	0.012	0.008	0.005	0.003	0.022
N _{ser} (KN)	2256.518	1725.516	1277.994	884.459	525.71	357.488	193.461
M _{ser} (KN.m)	84.138	62.6317	67.8552	73.4557	41.7979	33.5924	49.0715
σ _{bc1} (MPa)	5.79	5.26	5.29	5.51	4.28	2.01	1.7
σ _{bc2} (MPa)	3.03	2.63	1.57	0.17	0.09	1.55	0.742
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau V.16. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.

❖ V.3. 4.3. Vérification aux sollicitations tangentes

D'après le RPA99/Version2003 (article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} < \overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{Si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ et } \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

Avec : τ_{bu} est la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton.

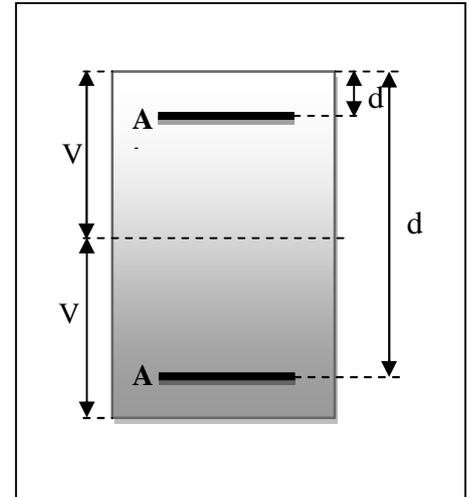


Figure V.6. Section d'un poteau.

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant

Niveau	Section (cm ²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
S-Sol, 1 ^{er} étage	70×65	214.2	3.06	0.04	65	217.532	0.514	1	Vérifiée
RDC	70×65	285.6	4.08	0.04	65	217.532	0.514	1	Vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	65×60	214.2	3.29	0.04	60	108.612	0.301	1	Vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	60×55	214.2	3.57	0.04	55	121.693	0.402	1	Vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	55×50	214.2	3.89	0.04	50	107.83	0.431	1	Vérifiée
8 ^{ème} étage	50×45	214.2	4.28	0.04	45	35.048	0.173	1	Vérifiée
9 ^{ème} étage	45×40	214.2	4.76	0.04	40	29.093	0.181	1	Vérifiée
10 ^{ème} étage	40×35	214.2	5.35	0.075	35	37.544	0.306	1.87	Vérifiée

Tableau V.17. Vérification des contraintes tangentielles.

On remarque que la condition exigée par le RPA99/Version2003 sur les sollicitations tangentielle est vérifiée pour tous les étages.

V.3.5. Disposition constructive des poteaux

❖ Longueur de recouvrement

Soit L_r la longueur de recouvrement telle que : $L_r \geq 40 \times \phi$

$$\phi_l = 12\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 48\text{cm}, \text{ soit : } L_r = 50\text{cm}$$

$$\phi_l = 14\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 56\text{cm}, \text{ soit : } L_r = 60\text{cm}$$

$$\phi_l = 16\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 64\text{cm}, \text{ soit : } L_r = 65\text{cm}$$

$$\phi_l = 20\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 80\text{cm}, \text{ soit : } L_r = 80\text{cm}$$

$$\phi_l = 25\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 100\text{cm}, \text{ soit : } L_r = 100\text{cm}$$

❖ Détermination de la zone nodale

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques).

Niveaux	S-Sol, RDC, 1 ^{er} étage	2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage
Sections	70×65	65×60	60×55	55×50	50×45	45×40	40×35
L' (cm)	P.P	90	90	90	90	90	90
	P.S	80	80	80	80	80	80
h' (cm)	70	65	60	60	60	60	60

Tableau V.18. Dimensions de la zone nodale

V.3.6. Schéma de ferrailage des poteaux

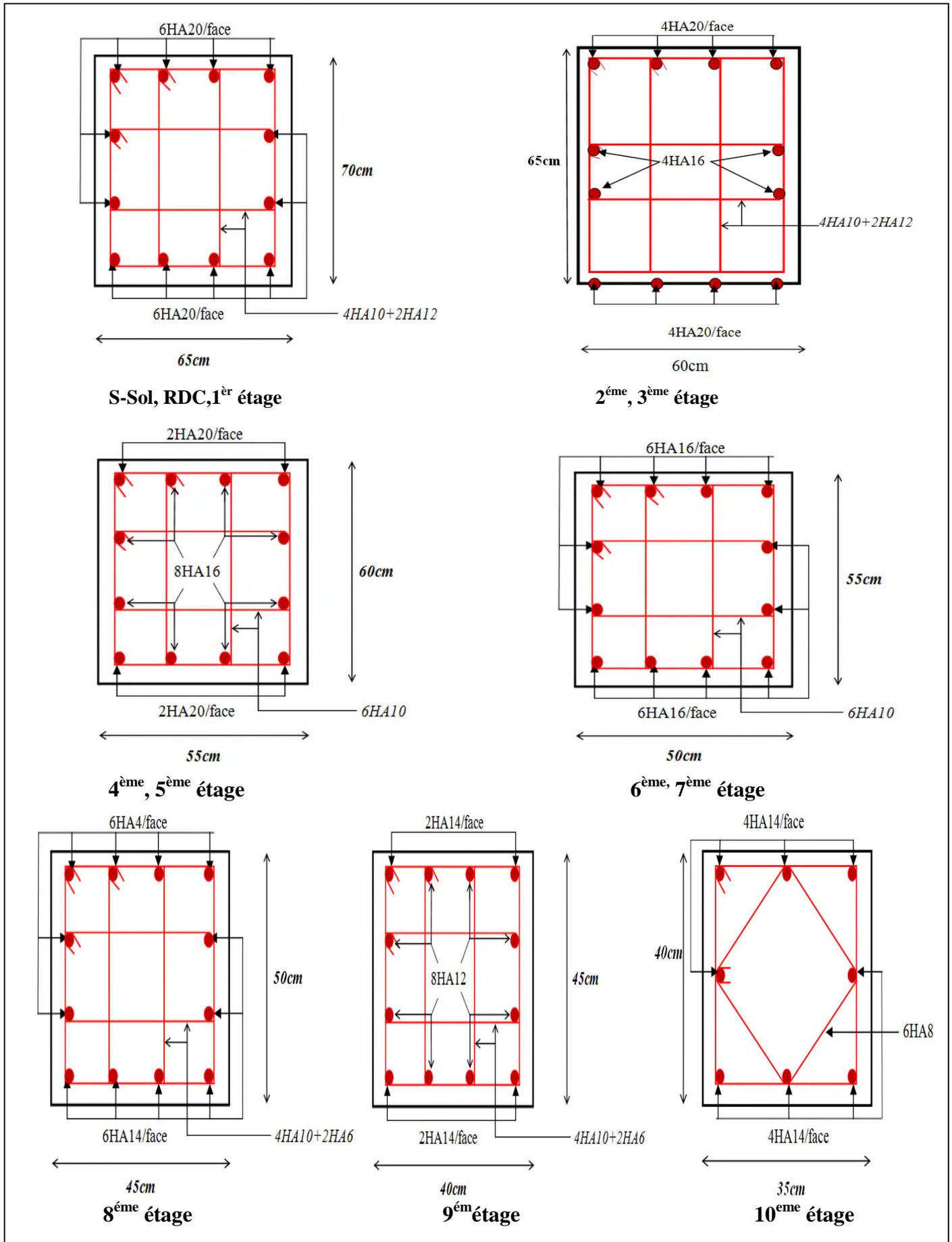


Figure V.7. Schéma de ferrailage des poteaux

V.4. Etude des poutres

V.4.1. Introduction

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 (35×45) cm² qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires (30×40) cm² qui assurent le chaînage.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000 qui sont des combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

- 1). 1.35G+1.5Q 2). G+Q 3). G+Q±E 4). 0.8G±E..... RPA99(Article5.2)

V.4.2.Recommandation du RPA99/V2003

a) Armature longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section total du béton, c'est à dire $A_t^{\min} = 0.5\% \times b \times h$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4 % de la section de béton en zone courante.
6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ en Zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieurs et inférieurs dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90%.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) Armature transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times s_t \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_1\right) \text{ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale.} \end{array} \right.$$

- La valeur du diamètre ϕ est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus de nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.4.3. Les sections minimales et maximales préconisé par le RPA99/V2003

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Poutres	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Z. recouvrement
Principale	35x45	7.875	63	94.5
Secondaire	30x40	6	48	72

Tableau V.19. Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/v2003.

V.4.4. Sollicitations de calculs

Les résultats de calcul des sollicitations sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)
RDC	59.985	123.9433	138.425	72.1821	102.2641	134.1
Etages 1	68.7758	136.4282	143.537	70.6891	105.888	115.798
Etages 2 et 3	93.4931	134.1706	146.528	92.5118	104.1645	153.911
Etage 4 à 10	96.9634	118.3775	144.418	107.3473	101.626	159.313
Terrasse inaccessible	74.0111	122.2138	136.199	37.0932	55.8924	58.571

Tableau V.20. Les sollicitations les plus défavorables.

V.4.5. Ferrailages des poutres

❖ Les armatures longitudinales

Niveaux	Type de poutre	Section (cm ²)	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
RDC	P. Principales	35x45	Appuis	9.19	7.87	6HA14 = 9.24
			travées	4.26		3HA12+3HA14 = 8.01
	P. Secondaires	30x40	Appuis	8.8	6	6HA14 = 9.24
			travées	6.01		3HA14+2HA12 = 6.88
Etages 1	P. Principales	35x45	Appuis	10.21	7.87	3HA16+3HA14 = 10.65
			travées	4.22		3HA12+3HA14 = 8.01
	P. Secondaires	30x40	Appuis	9.15	6	6HA14 = 9.24
			travées	5.87		3HA14+2HA12 = 6.88
Etages 2 et 3	P. Principales	35x45	Appuis	8.84	7.87	6HA14 = 9.24
			travées	5.81		3HA12+3HA14 = 8.01
	P. Secondaires	30x40	Appuis	7.40	6	5HA14 = 7.70
			travées	6.69		3HA14+2HA12 = 6.88
Etage 4 à 10	P. Principales	35x45	Appuis	8	7.87	3HA12+3HA14 = 8.01
			travées	6.04		3HA12+3HA14 = 8.01
	P. Secondaires	30x40	Appuis	7.40	6	5HA14 = 7.70
			travées	7.85		3HA12+3HA14 = 8.01
Terrasse inaccessible	P. Principales	35x45	Appuis	9.05	7.87	6HA14 = 9.24
			travées	5.3		3HA12+3HA14 = 8.01
	P. Secondaires	30x40	Appuis	4.57	6	6HA12 = 6.79
			travées	2.57		6HA12 = 6.79

Tableau V.21. Ferrailage des poutres principales et secondaires

✓ Longueur de recouvrement

Soit L_r la longueur de recouvrement Telle que : L_r ≥ 40 × ϕ

ϕ_l = 12mm ⇒ L_r ≥ 48cm, soit : L_r = 50cm

ϕ_l = 14mm ⇒ L_r ≥ 56cm, soit : L_r = 60cm

ϕ_l = 16mm ⇒ L_r ≥ 64cm, soit : L_r = 65cm

❖ Les armatures transversales

✓ Diamètre des armatures transversales :

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales avec : ϕ_t ≤ min(ϕ_l; $\frac{h}{35}$; $\frac{b}{10}$).....BAEL91(Art.H.III.3)

- **Poutre principales :** $\phi_l \leq \min\left(12, \frac{450}{35}; \frac{350}{10}\right) = \min(12; 12.85; 35)$ Donc on prend $\phi_l = 10\text{mm}$
- **Poutre secondaires :** $\phi_l \leq \min\left(12, \frac{400}{35}; \frac{300}{10}\right) = \min(12; 11.42; 30)$ Donc on prend $\phi_l = 10\text{mm}$

Donc on prend 4HA10 = 3.14 cm² (un cadre et un étrier) pour les poutres principales et les poutres secondaires.

✓ *Espacement des armatures transversales :*

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l\min}\right)$$

$$\text{Poutre principales : } S_t \leq \min(11.25; 14.4) \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 10\text{cm}$$

$$\text{Poutre secondaires : } S_t \leq \min(10; 14.4) \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 10\text{cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq h/2$$

$$\text{Poutre principales : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

$$\text{Poutre secondaires : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

✓ *Section minimale d'armature transversale (RPA99.Article 7.5.2.2)*

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times h = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.02\text{cm}^2 \text{ Pour les poutres principales}$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times h = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8\text{cm}^2 \text{ Pour les poutres secondaires}$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 2.02\text{cm}^2 \text{ Condition vérifiée pour toutes les poutres}$$

V.4.6. Vérifications

V.4.6.1. Vérification des armateurs Selon le RPA99/2003

❖ *Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales*

En zone de recouvrement : $A_{max} = 4\%(b \times h)$

$$\text{- Poutres principales : } A_{max} = 63 \text{ cm}^2 > A_{\text{Adopté}}$$

$$\text{- Poutres secondaires : } A_{max} = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{Adopté}}$$

En zone courante : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

$$\text{- Poutres principales : } A_{max} = 94.5 \text{ cm}^2 > A_{\text{Adopté}}$$

$$\text{- Poutres secondaires : } A_{max} = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{Adopté}}$$

V.4.6.2. Vérification à l'ELU

❖ *Condition de non fragilité*

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.77\text{cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.34\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

❖ **Vérification de l'effort tranchantBAEL91 (art H.III.2).**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}, FPN \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}; 4MPa) = 3.25MPa$$

Le calcul des poutres de différent niveau est résumé dans le tableau ci-dessous :

Poutres	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ _u (MPa)	Observation
Poutres principales	146.528	0.99	3.25	Vérifiée
Poutres secondaires	159.313	1.43	3.25	Vérifiée

Tableau V.22.Vérification de l'effort tranchant.

τ_u < τ_u ⇒ Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres

❖ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

- en appui de rives : $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
 - en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$
- } BAEL91 (Art H.IV.2)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	A _l (cm ²) Appui	V _u (KN)	M _a (KN.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	10.65	146.528	136.4282	4.21	-6.16	Vérifiée
secondaires	9.24	159.313	130.2049	4.58	-6.66	Vérifiée

Tableau V.23.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

V.4.6.3.Vérification a L'ELS

❖ **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable

❖ **Etat limite de compression de béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

Avec : $\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_c 28 = 15MPa$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Poutres	Éléments	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Principales	Appui	97.9346	15.54	155628.45	9.78	15	Vérifiée
	Travée	53.696	14.70	140356.63	5.62	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	39.8354	14.44	100650.23	5.71	15	Vérifiée
	Travée	30.3145	13.46	88387.89	4.62	15	Vérifiée

Tableau V.24. Vérification de la contrainte limite de béton à L'ELS.

❖ *Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)*

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

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91** (Article B.6.5) et du **CBA 93**.

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

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

	h	b	L	A _s	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	35	5.8	9.24	0.0775	0.075	0.0062	0.010	vérifiée	vérifiée	vérifiée
PS	40	30	5.65	7.70	0.0707	0.067	0.0069	0.010	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau V.25. Vérification des conditions de la flèche

V.4.6.4. Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03** dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

Ça consiste à vérifier la condition(*), pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|) \dots \dots \dots (*)$$

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.

Ce pendant, cette vérification est facultatif pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

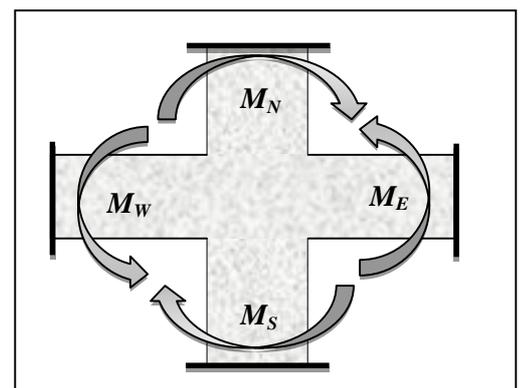


Figure V.8. Schéma de la zone nodale

❖ *Détermination du moment résistant dans les poteaux*

Le moment résistant (MR) 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

Telle que : $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $Z = 0.9 \times h$, h : la hauteur de la section

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau ci-dessous

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	Mr (KN.m)
Sous sol 1, 2 et RDC	70x65	63	50.27	1101.568
1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	65x60	58.5	37.70	767.113
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	60x55	54	28.65	538.121
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	55x50	49.5	24.13	415.455
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	50x45	45	18.47	289.095
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	45x40	40.5	15.2	214.121

Tableau V.26. Moments résistants dans les poteaux.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau ci-dessous

	section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Poutre principale	(35x45)	40.5	10.65	150.026
Poutre secondaire	(30x40)	36	8.01	100.299

Tableau V.27. Moments résistants dans les poutres.

❖ Vérification

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$ sont illustrés dans le tableau ci-dessous

Niveaux	Poteau	Poutre	M _S (KN.m)	M _N (KN.m)	M _W = M _E (KN.m)	M _N +M _S (KN.m)	1.25 (M _W +M _E) (KN.m)	Vérification
Sous-sol 1	70x65	PP	1101.568	1101.568	150.026	2203.136	375.065	Vérifiée
		PS			100.299		250.747	Vérifiée
Sous-sol 2	70x65	PP	1101.568	1101.568	150.026	2203.136	375.065	Vérifiée
		PS			100.299		250.747	Vérifiée
RDC	70x65	PP	1101.568	767.113	150.026	1868.681	375.065	Vérifiée
		PS			100.299		250.747	Vérifiée
1 ^{er} étage	65x60	PP	767.113	767.113	150.026	1534.226	375.065	Vérifiée
		PS			100.299		250.747	Vérifiée
2 ^{ème} étage	65x60	PP	767.113	538.121	150.026	1305.234	375.065	Vérifiée
		PS			100.299		250.747	Vérifiée
3 ^{ème} étage	60x55	PP	538.121	538.121	150.026	1076.242	375.065	Vérifiée
		PS			100.299		250.747	Vérifiée
4 ^{ème} étage	60x55	PP	538.121	415.455	150.026	953.576	375.065	Vérifiée
		PS			100.299		250.747	Vérifiée
5 ^{ème} étage	55x50	PP	415.455	415.455	150.026	830.91	375.065	Vérifiée
		PS			100.299		250.747	Vérifiée
6 ^{ème} étage	55x50	PP	415.455	289.095	150.026	704.550	375.065	Vérifiée
		PS			100.299		250.747	Vérifiée
7 ^{ème} étage	50x45	PP	289.095	289.095	150.026	578.190	375.065	Vérifiée
		PS			100.299		250.747	Vérifiée
8 ^{ème} étage	50x45	PP	289.095	214.121	150.026	503.216	375.065	Vérifiée
		PS			100.299		250.747	Vérifiée

Tableau V.28. Vérification de la zone nodale.

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.

V.4.7. Schéma de ferraille

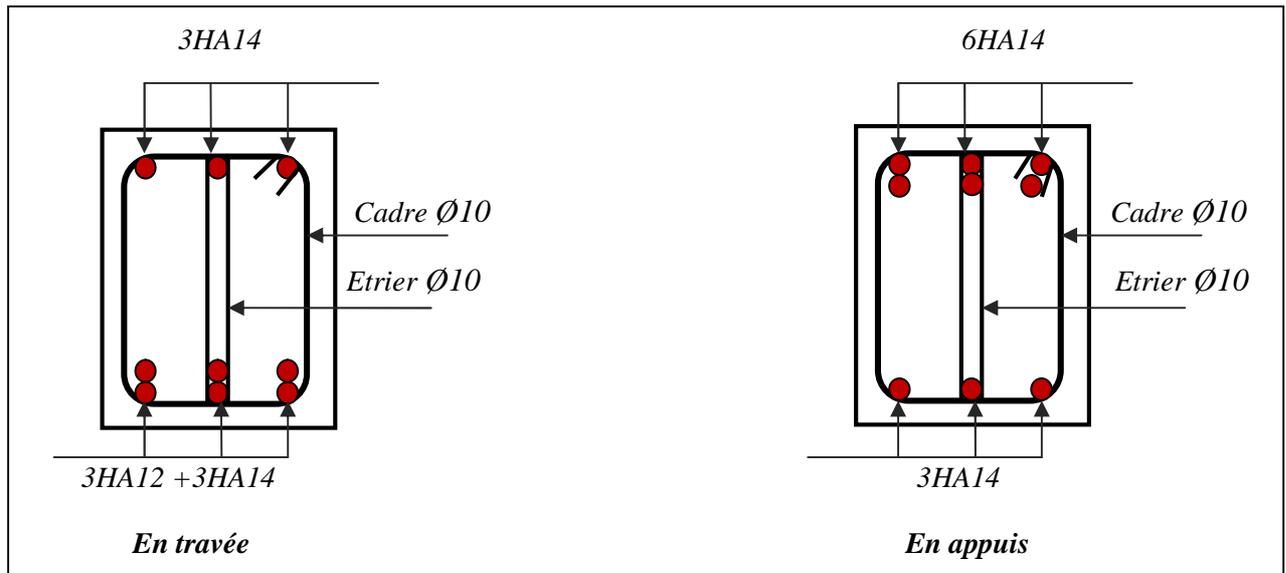


Figure V.9. Schéma de ferrailage de la poutre principale au RDC

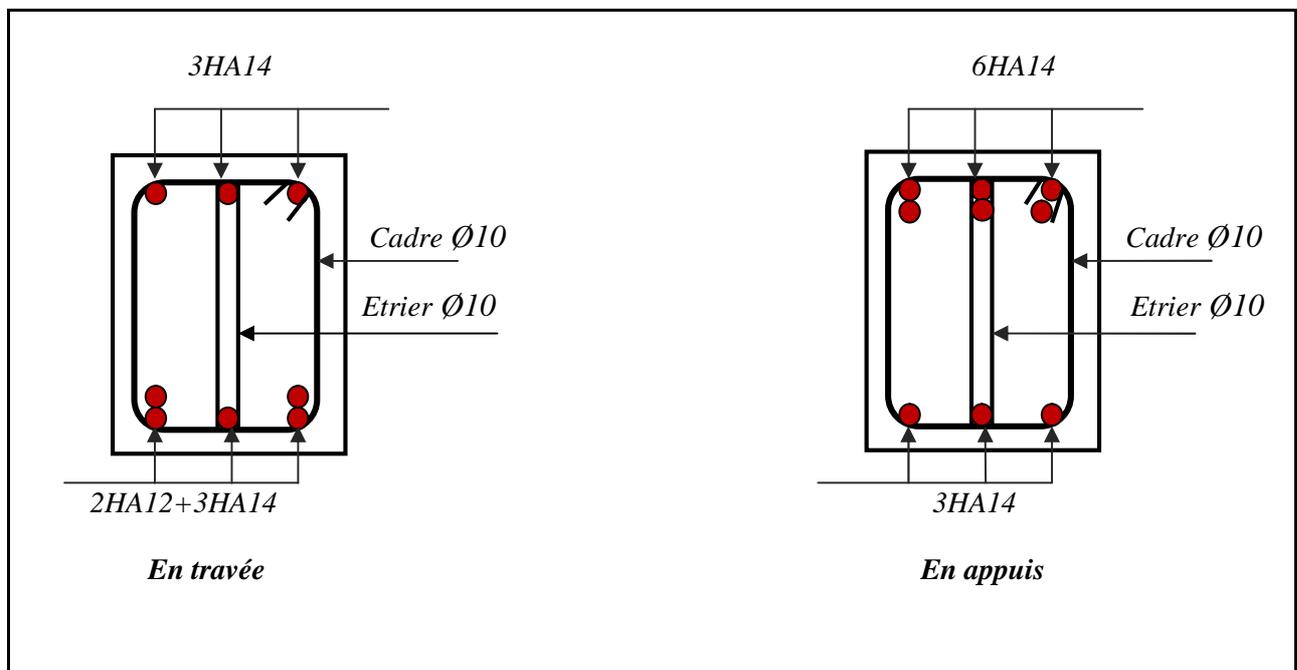


Figure V.10. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire au RDC

V.5. CONCLUSION

Au terme de ce chapitre nous avons étudiées les différents éléments principaux, le ferrailage de ces derniers doit impérativement répondre aux exigences du RPA 99 modifié 2003 et du BAEL. Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

CHAPITRE VI

Etude de L'infrastructure

VI.1.Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (fondations superficielles) ou indirecte (fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2.Choix de type des fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- L'importance de l'ouvrage.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

Selon le rapport du sol, le terrain présente une capacité moyenne. Le type de fondation suggéré est superficiel, ancrées à 1.5m, du niveau de base, et la contrainte admissible est de 2 bars.

D'après le *RPA99/v2003(article10.1.4.1)* les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes : $G + Q \pm E$, $0.8G \pm E$

VI.3. Eudes des fondations

VI.3. 1. Vérification de la semelle isolée

Les poteaux étant de section rectangulaire, donc on choisit des semelles rectangulaires la vérification à faire

$$\text{est : } \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée

Avec : N- L'effort normal agissant calculé selon les combinaisons obtenu par le SAP2000/V14.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol} = 2bars$: Contrainte admissible du sol.

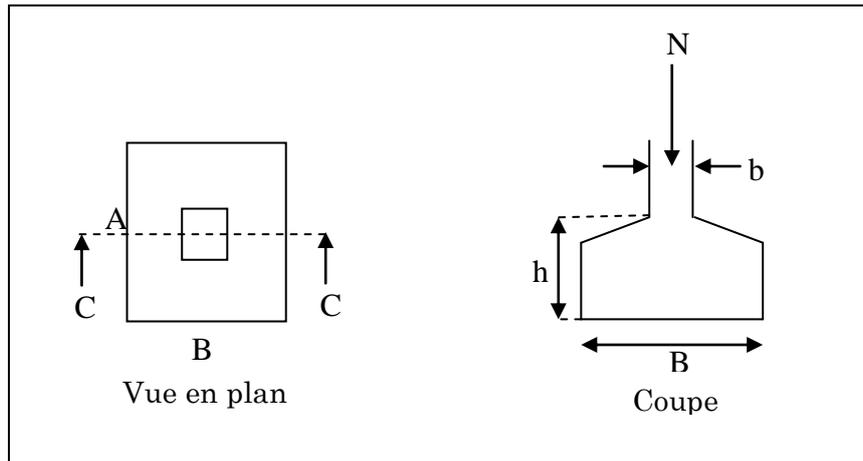


Figure.VI.1. Schéma d'une Semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire (a×b), donc $S = A \times B$

$N = 3105.912 \text{ KN}$; $\bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots (1)$$

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 dans (1) et

on trouve la valeur de B : $B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.70}{0.65} \times \frac{3.105912}{0.2}} = 4.09 \text{ m} \Rightarrow A = 3.97 \text{ m}$

D'après le résultat, On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans ce cas ne convient pas.

VI.3. 2. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux.

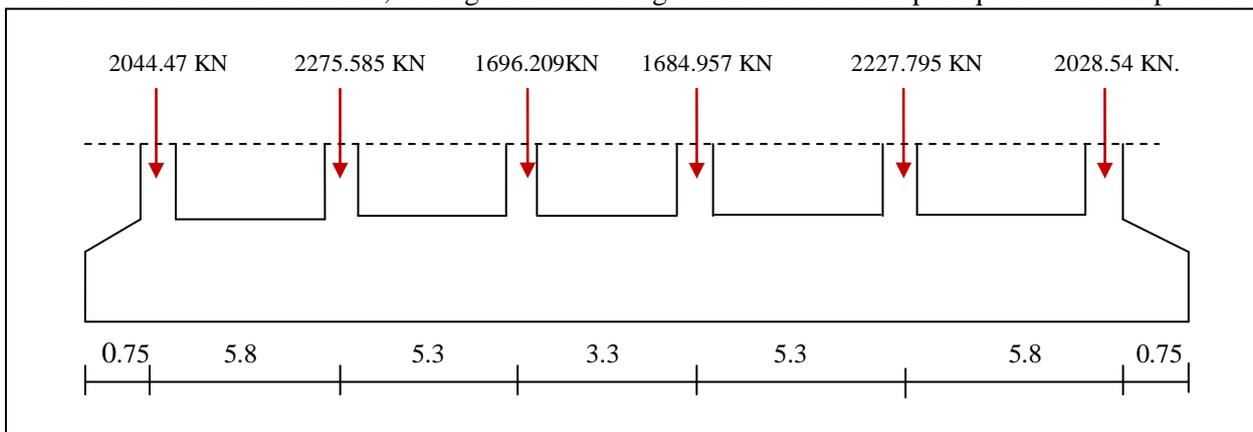


Figure.VI.2. Schéma d'une Semelle filante.

$$N = N_s + \sum N_i \text{ KN} ; \text{ Avec } \left\{ \begin{array}{l} \sum N_i = 11957.556 \text{ KN} \\ N_s = 6 * 20 = 120 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow N = 12077.556$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{12.077556}{0.2 * 27} = 2.236 \text{ m}$$

On à la largeur de la semelle égale à 2.236m, on remarque qu'il y aura un chevauchement entre les deux semelles, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour ce cas, alors on passe au radier général

VI.3. 3. Vérification du radier générale

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petite trame).

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels;
- La facilité d'exécution.

VI.3. 3. 1. Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ Condition de coffrage

$$\text{Nervure} : h_r \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{580}{10} = 58\text{cm}; \Rightarrow \text{Soit} : h_r = 60\text{cm}.$$

$$\text{Dalle} : h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{580}{20} = 29\text{cm}; \Rightarrow \text{Soit} : h_r = 30\text{cm}.$$

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs, $\Rightarrow L_{\max} = 5.80\text{m}$

❖ Condition de rigidité

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec : L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : $E=3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$;

b : largeur de la semelle ;

$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}$, inertie de la semelle ;

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.8^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 88.5\text{cm}$$

$$\text{Donc, } h_t \geq 88.5 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 90 \text{ cm}$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0.90^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3,73 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 5.8 \leq \frac{\pi}{2} 3.73 = 5,85 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ **La surface du radier**

$$\frac{N'}{S_{rad}} \leq \sigma_s \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N'}{\sigma_s}; N' = N_{ser} + P_{radier}$$

Avec : N_{ser} : donnée par le SAP2000/V14 $\Rightarrow N_{ser} = 56343.313 \text{KN}$

P_{radier} : Le poids de radier

La surface du bâtiment est : $S_{bat} = 433.5 \text{m}^2$

$$\Rightarrow P_{radier} = 0.3 \times 433.5 \times 25 = 3251.25 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N' = 56343.313 + 3251.25 = 59594.563 \text{KN}$$

$$S_{rad} \geq \frac{N'}{\sigma_s}; \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{59594.563}{200} = 297.97 \text{m}^2$$

On opte pour $S_{rad} = S_{bat} = 433.5 \text{m}^2$

❖ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

- Hauteur de la nervure $h_t = 90 \text{cm}$.
- Hauteur de la table du radier $h_r = 30 \text{cm}$.
- Enrobage $d' = 3 \text{cm}$.
- La surface du radier $S_{rad} = 433.5 \text{m}^2$

VL3. 3. 2. Vérifications nécessaires❖ **Vérification au poinçonnement**

D'après le **RPA93 (Art A.5.2.41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit : $N_U \leq Q_U = 0.045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} N_U = 3105.912 \text{ KN} \quad (\text{l'effort normal sur le poteau}). \\ \mu_c : \text{périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.} \end{array} \right.$

$$\mu_c = 2 * (a + b + 2h) \Rightarrow \mu_c = 2(0.65 + 0.7 + 2 \times 0.9) = 6.3 \text{m}.$$

$$\text{Nous avons : } N_U = 3105.912 \text{ kN} \leq 0.045 \times 6.3 \times 0.9 \times \frac{25000}{1.5}$$

$$\Rightarrow N_U = 3105.912 \text{ kN} \leq 4252.5 \text{ kN. condition vérifiée}$$

❖ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_U = \frac{V_U}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}$$

On considère une bande de $b = 1 \text{ m}$. de longueur $d = 0.9 \times h_t = 0.27 \text{ m}$.

$$\text{Avec : } V_U = \frac{N_U * L_{\max}}{2 * S} = \frac{77318.729 \times 5.80}{2 \times 433.5} = 517.24 \text{KN}$$

N_U : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable ELU

$$\Rightarrow \tau_U = \frac{517.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.81} = 1.91 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte du sol**

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. Il faut vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol} ; \quad \sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

Avec :

σ_{\max} et σ_{\min} : Contrainte maximale et minimale dans les deux extrémités du radier.

N: L'effort normale du aux charges verticales.

M_y, M_x : Moment sismique à la base tiré du logiciel sap2000, avec la combinaison G+Q+E.

$$I_y = 10440.125m^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 8.5m. \quad ; \quad I_x = 23490.281m^4 \quad \text{et} \quad X_G = 12.75m.$$

✓ **Sens x-x**

$$\sigma_{\max} = \frac{56.3516}{433.5} + \frac{49.2742}{23490.281} \times 12.75 = 0.156MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{56.3516}{433.5} - \frac{49.2742}{23490.281} \times 12.75 = 0.103MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.156 + 0.103}{4} = 0.142MPa < 0.2MPa$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens x-x

✓ **Sens y-y**

$$\sigma_{\max} = \frac{56.3516}{433.5} + \frac{70.499}{10440.125} \times 8.5 = 0.187MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{56.3516}{433.5} - \frac{70.499}{10440.125} \times 8.5 = 0.072MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.187 + 0.072}{4} = 0.158MPa < 0.2MPa$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens y-y.

❖ **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le RPA99, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ **Sens x-x**

$$e = \frac{49274.2}{56351.601} = 0.874m < \frac{25.5}{4} = 6.375m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Sens y-y**

$$e = \frac{70499.946}{56351.601} = 1.25m < \frac{17}{4} = 4.25m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la poussé hydrostatique**

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 77318.729KN \\ H = 1.5m, \text{ (la hauteur de la partie encrée du bâtiment).} \\ F_s = 1.5 \text{ (coefficient de sécurité).} \\ S_{rad} = 433.5m^2 \text{ (surface du radier).} \\ \gamma_w = 10KN/m^3 \text{ (poids volumique de l'eau).} \end{array} \right.$$

On trouve : $N \geq 9753.75KN$Condition vérifiée.

VI.3. 3. 3. Ferrailage

a) La dalle du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

$L_x = 5.3m$; $L_y = 5.65m$; On fait le calcul pour une bande de 1m

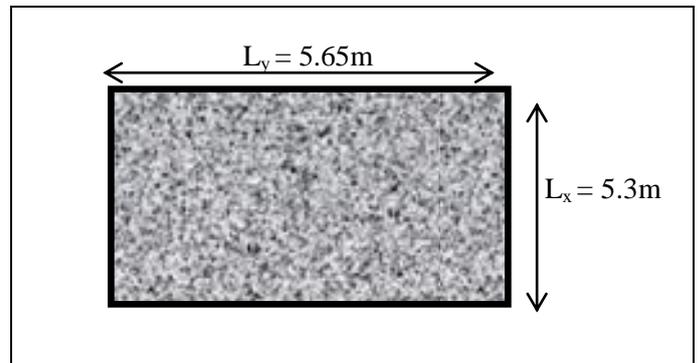


Figure. VI.3. dalle sur 04 appuis

❖ **Calcul des sollicitations**

ELU ($v = 0$) : $Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure ($N = N_{super} + N_{infra}$)

$$N_{infra} = \left\{ \begin{array}{l} N_{radier} = \left\{ \begin{array}{l} \text{Dalle : } \rho_{béton} \times S_{radier} \times h_{radier} = 3251.25 \text{ KN} \\ \text{Nervure : } \rho_{béton} \times (h_{nervure} - h_{radier}) \times b_{nervure} \times Longueur_{nervure} = 2340.9 \text{ KN} \end{array} \right. \\ N_{voile\ pér} = \rho_{béton} \times S_{voile\ pér} \times h_{s.SOL} \end{array} \right.$$

$N_u = N_{u,cal} + N_{rad} + N_{ner} + N_{voile\ pér} = 77318.72 + 3251.25 + 2340.9 + 650.25 = 83561.13 \text{ KN}$

$Q_u = \frac{83561.13}{433.5} = 192.76 \text{ KN/m}^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.94 > 0.4 \Rightarrow ELU \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{array} \right. \text{ [annexe II]}$

$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \mu_x \times L_x^2 \times Q_u = 226.87 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_x = 196.49 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

En travée : $\left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0.85 \times M_0^x = 192.84 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_0^y = 167.02 \text{ KN.m} \end{array} \right.$; En appui : $\left\{ \begin{array}{l} M_x^a = M_y^a = 0.5 M_0^x = 113.43 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

❖ **Ferrailage**

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.3) m^2$.

Le tableau ci-après résume les résultats du calcul de ferrailage :

localisation	Sens	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix /ml	S _t (cm)
Travées	x-x	192.84	21.90	2.47	22.12	11HA16	10
	y-y	167.02	18.67	2.4	20.11	10HA16	10
Appuis	x-x	113.43	12.31	2.47	12.32	8HA14	12.5

Tableau VI.1.Ferrailage du radier.

Nota : On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

❖ **Vérification de condition de non fragilité**

$$e > 12cm \left. \begin{array}{l} \\ \rho \geq 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = A_{\min}^a = \rho_0 b h_r \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = 0.0008 \left(\frac{3-0.94}{2} \right) \times 100 \times 30 = 2.47cm^2 \\ A_{\min}^y = A_{\min}^a = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4cm^2 \end{array} \right.$$

On voit bien que la condition de non fragilité est vérifiée.

❖ **Vérification de l'effort tranchant (ELU)**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17MPa.$$

$$\left. \begin{array}{l} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 287.89KN \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 237.73KN. \end{array} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{287.89 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.06MPa < 1.17MPa \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

❖ **Etat limite de compression du béton et des contraintes dans l'acier (ELS)**

$$N_u = N_{s,cal} + N_{rad} + N_{ner} + N_{voile\ p\acute{e}r} = 56343.313 + 3251.25 + 2340.9 + 650.25 = 62585.71 KN$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S} = \frac{62585.71}{433.5} = 144.37KN / m^2$$

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{array} \right. \quad [annexe II]$$

$$M_0^x = \mu_x \times L_x^2 \times Q_s = 199.12KN.m$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_x = 180.94KN.m$$

$$\text{En trav\acute{e}e: } \left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0.85 \times M_0^x = 169.25KN.m \\ M_y^t = 0.85 \times M_0^y = 153.79KN.m \end{array} \right. \quad \dots \text{..En appui: } \left\{ \begin{array}{l} M_x^a = M_y^a = 0.5M_0^x = -99.56KN.m \end{array} \right.$$

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

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

$$\text{On doit v\acute{e}rifier que : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240MPa.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

localisation	Sens	M(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travées	X-X	169.25	10.47	128919.02	13.74	325.51	15	240
	Y-Y	153.79	10.09	120497.70	12.87	323.73	15	240
Appuis	X-X	99.56	8.31	83682.15	9.88	333.54	15	240

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

On remarque que la contrainte de l'acier en travée sens (y-y) et en appuis sens (x-x) n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section d'acier. Donc la solution est recalculée de la section de ferrailage à l'ELS.

$$A_{St} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}}; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}; \quad \alpha \in [0,1]; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

localisation	Sens	M(KN.m)	β	α	A _{st} (cm ²)	Choix (cm ²)
Travées	X-X	169.25	0.009	0.437	30.56	10HA20=31.42
	Y-Y	153.79	0.008	0.421	27.69	9HA20=28.27
Appuis	X-X	99.56	0.005	0.353	17.41	9HA16=18.1

Tableau VI.3. Les nouvelles sections d'acier adoptent à l'ELS.

❖ Schéma de ferrailage

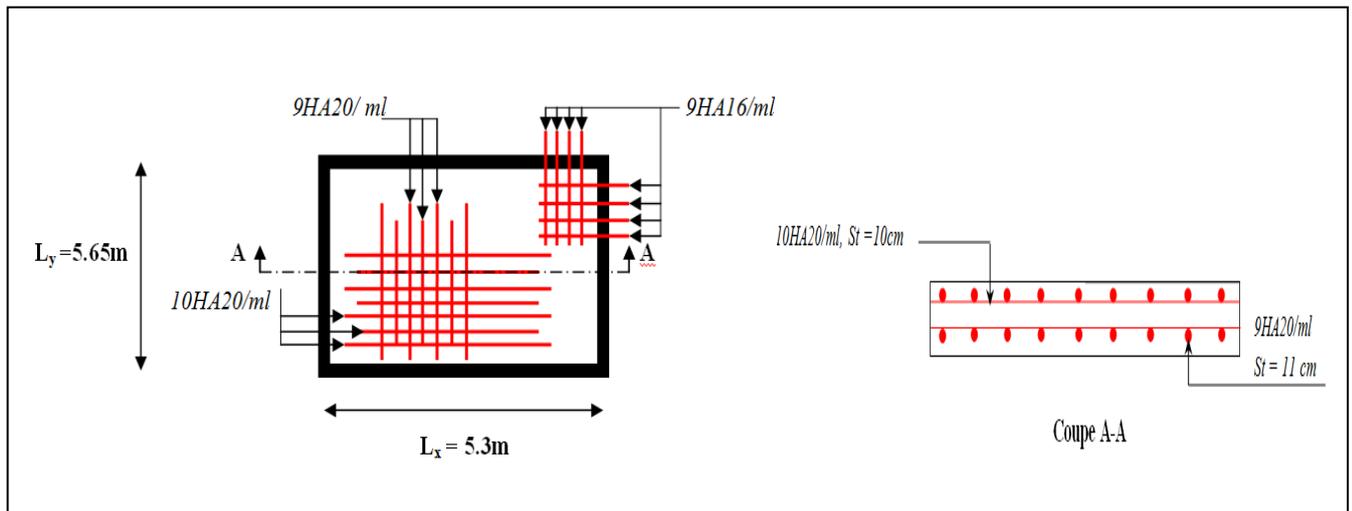


Figure. VI.4. Schéma de ferrailage de la dalle du radier.

b) Calcul des nervures

Les nervures se calculent comme des poutres continues renversée avec des charges transmises par les panneaux de la dalle (trapézoïdale, triangulaire, uniforme...) (voir **tableau VI.4**), mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

P_m: charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.

P_v: Charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réelle

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right]$	$P'_v = P'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$
$P_v = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right]$	$P_v = P'_m = 2/3 Q_u l_x$

Tableau VI.4. Répartition des charges selon les linges de rupture.

Avec : $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$; $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$; $Q_u = 192.76 \text{KN/m}^2$, $Q_s = 144.37 \text{KN/m}^2$

❖ Calcul des sollicitations

✓ 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 :
$$l' = \begin{cases} l & \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$$

✓ Moments en travée :
$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

✓ L'effort tranchant max :
$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l}$$

- Selon x-x

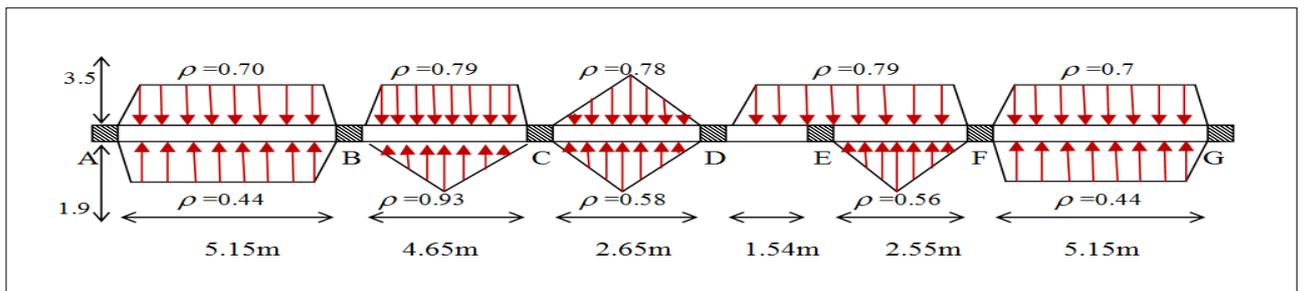


Figure .VI.5. Charges transmises aux nervures (sens x-x)

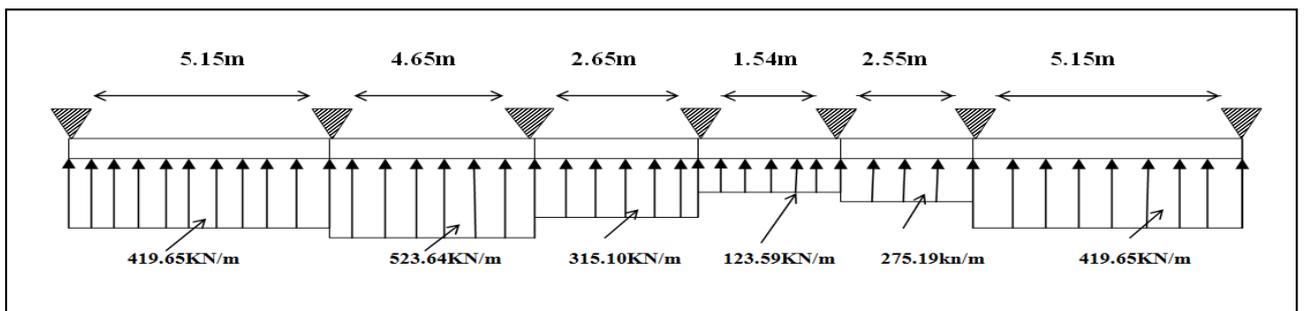


Figure .VI.6 . Schéma statique équivalente (sens x-x)

- Selon y-y

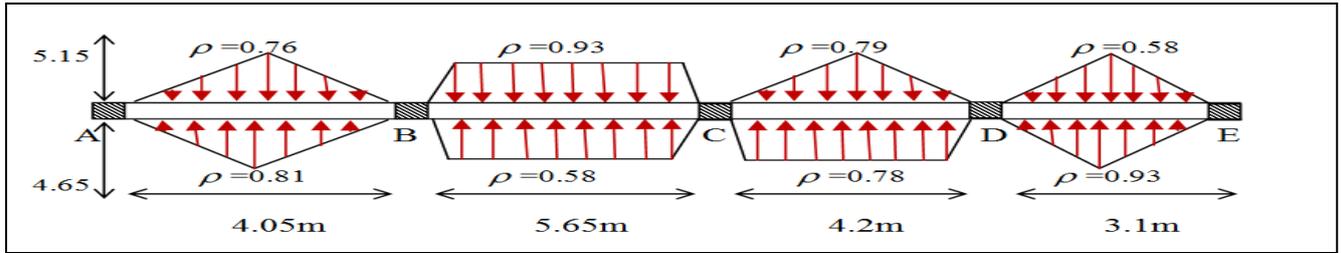


Figure .VI.7. Charges transmises aux nervures (sens y-y)

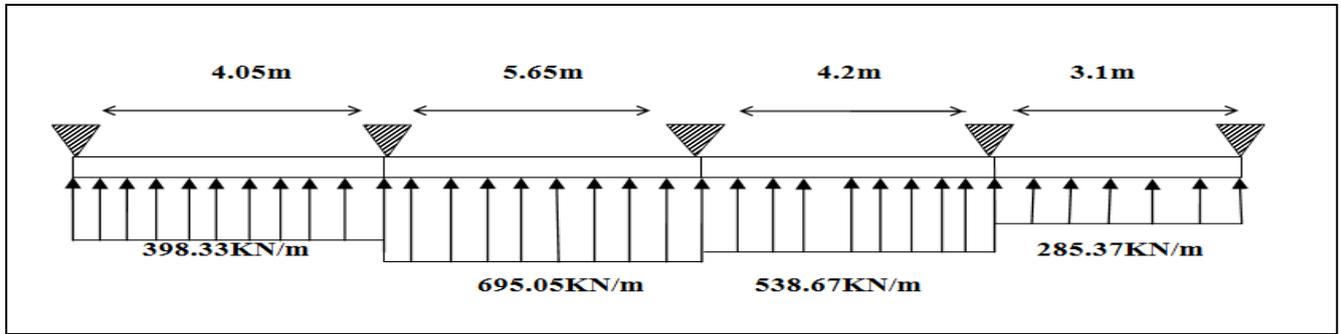


Figure .VI.8. Schéma statique équivalente (sens y-y)

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous

- Selon x-x

ELU

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)	V_{max} (KN)
				M_g	M_d			
A-B	5.15	5.15	419.65	0	1117.803	2.05	888.5	1328.062
B-C	4.65	3.72	523.64	1117.803	603.519	2.53	566.32	
C-D	2.65	2.12	315.10	603.519	114.606	1.91	28.451	
D-E	1.45	1.16	123.59	114.606	92.985	0.84	70.415	
E-F	2.55	2.04	275.19	92.985	976.137	0.016	92.948	
F-G	5.15	5.15	419.65	976.137	0	3.02	946.007	

Tableau VI.5. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELU.

ELS

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)
				M_g	M_d		
A-B	5.15	5.15	305.80	0	814.547	2.091	647.452
B-C	4.65	3.72	381.58	814.547	439.789	2.597	412.682
C-D	2.65	2.12	229.61	439.789	83.516	1.639	20.731
D-E	1.45	1.16	90.06	83.516	67.758	0.744	51.312
E-F	2.55	2.04	200.53	67.758	711.313	0.489	67.731
F-G	5.15	5.15	305.80	711.313	0	3.036	689.358

Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELS

- Selon y-y

ELU

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	P (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)	V _{max} (KN)
				M _g	M _d			
A-B	3.35	3.35	398.33	0	935.662	0.97	188.872	1715.946
B-C	4.95	3.96	695.05	935.662	956.959	2.46	1182.511	
C-D	3.5	2.8	538.67	956.959	356.878	2.06	195.205	
D-E	2.4	2.4	285.37	356.878	0	1.72	65.944	

Tableau VI.7. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELU.

ELS

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	P (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	3.35	3.35	290.26	0	681.812	0.97	137.629
B-C	4.95	3.96	506.48	681.812	697.334	2.46	861.69
C-D	3.5	2.8	392.53	697.334	259.989	2.06	142.289
D-E	2.4	2.4	207.95	259.989	0	1.72	47.946

Tableau VI.8. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELS.

❖ Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

h=90cm

h₀=30cm

b₀=70cm

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.65}{10}; \frac{5.3}{2}\right)$$

b₁ ≤ min(0.56; 2.65)

Soit : b₁ = 0.50m

Donc b = b₁ × 2 + b₀ = 1.70m

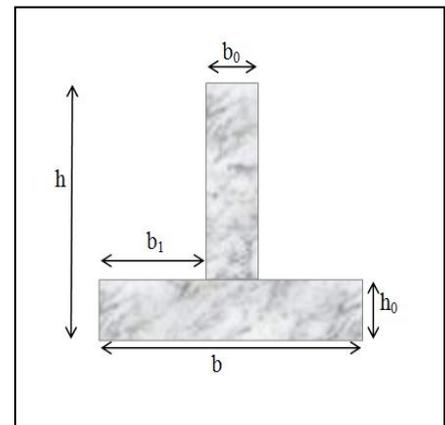


Figure. VI.9. Schéma de la nervure.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivant :

Localisation	Sens	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix
Travée	X-X	946.007	32.19	17.85	33.17	8HA20+4HA16
	Y-Y	1182.511	40.41	17.85	44.77	4HA25+8HA20
Appui	X-X	1117.803	38.12	17.85	39.27	8HA25
	Y-Y	956.959	32.48	17.85	33.17	8HA20+4HA16

Tableau VI.9. Résumé des résultats du ferrailage les nervure

❖ *Vérification de l'effort tranchant*

- Sens x-x

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{1328.062 \times 10^{-3}}{1.7 \times 0.87} = 0.89MPa < 2.5MPa \dots\dots\dots C'est vérifié$$

- Sens y-y

$$\tau_u = \frac{1715.946 \times 10^{-3}}{1.7 \times 0.87} = 1.16MPa < 2.5MPa \dots\dots\dots C'est vérifié$$

❖ *État limite de compression du béton et les contraintes dans l'acier*

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa. \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa. \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	localisation	M(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travées	689.358	19.82	2323378.358	5.88	298.98	15	201.63
	Appuis	814.547	21.33	2766744.951	6.18	291.46	15	201.63
Y-Y	Travées	861.69	22.55	3055173.933	6.2	274.99	15	201.63
	Appuis	697.334	19.82	2323378.358	5.94	302.44	15	201.63

Tableau VI.10. Vérification des contraintes des nervures du radier

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'acier. Donc la solution est recalculée de la section de ferrailage à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

localisation	Sens	M (KN.m)	β	α	A _{st} (cm ²)	Choix (cm ²)
X-X	Travées	689.358	0.0026	0.254	42.93	4HA25+8HA20=44.77
	Appuis	814.547	0.0031	0.274	51.10	8HA25+4HA20=51.84
Y-Y	Travées	861.69	0.0033	0.280	54.17	12HA25=58.91
	Appuis	697.334	0.0026	0.255	43.44	4HA25+8HA20=44.77

Tableau VI.11. les nouvelles sections d'acier adopte à l'ELS.

❖ *Armatures transversales*

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(25.7mm; 70mm; 20mm) = 20mm \quad ; \text{ Soit : } \phi_t = 10mm$$

Soit : 4HA10 = 3.14cm² ⇒ (2Cadre) (un cadre entourant les barres des angles+ un petit cadre pour celles du milieu)

❖ *Espacement des aciers transversaux*

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.14 \times 400}{70 \times (1.16 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 27.08cm$$

$$S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(78.3; 40cm) \Rightarrow S_t \leq 40cm$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.14 \times 400}{0.4 \times 70} \Rightarrow S_t \leq 44.85cm \Rightarrow \text{On prend } S_t = 15cm$$

❖ Schémas de ferrailage des nervures

- Sens xx

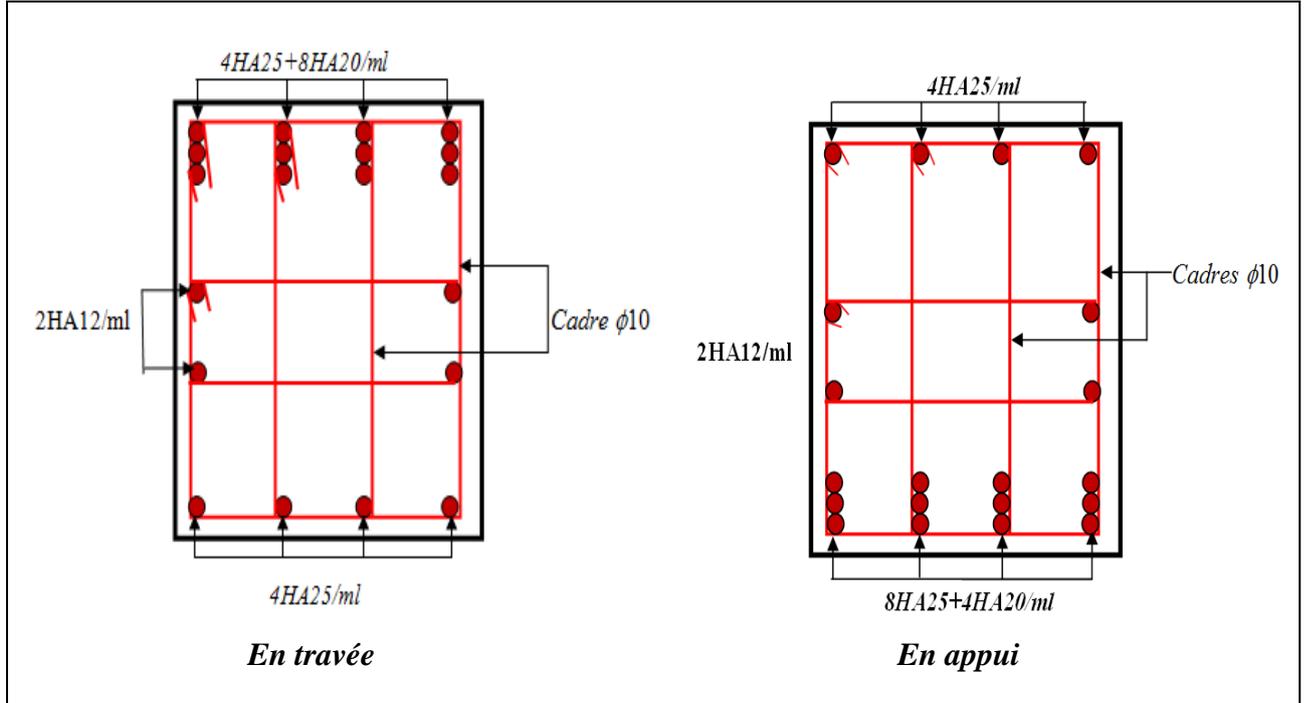


Figure. VI.10. Schéma de ferrailage des nervures (x-x)

- Sens y-y

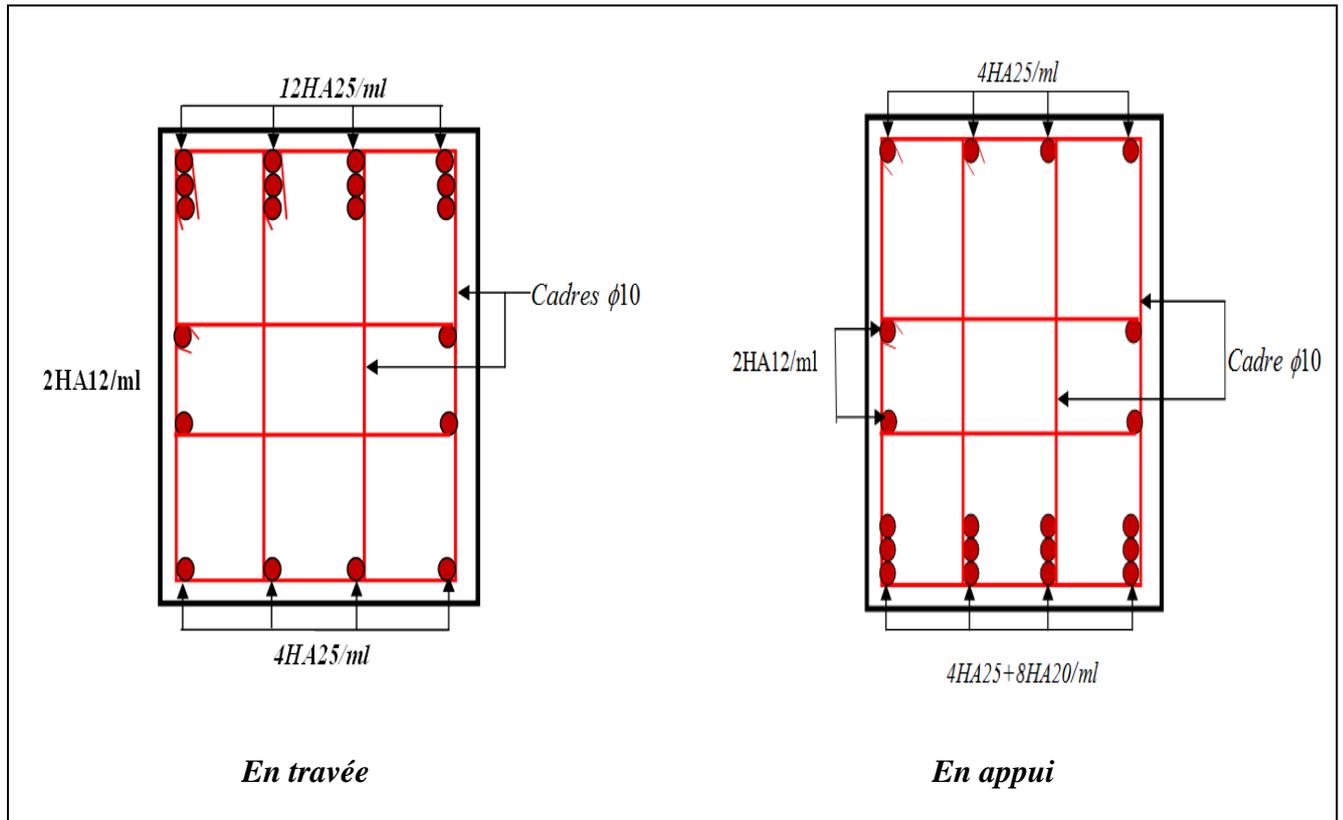


Figure. VI.11. Schéma de ferrailage des nervures (y-y)

VI.4. Etude du voile périphérique

VI.4. 1.Introduction

Le voile périphérique est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Il doit satisfaire les exigences minimales suivantes

- L'épaisseur minimale est de 15cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% (b×h) dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.4. 2.Dimensionnement des voiles

- La hauteur $h= 3.06\text{m}$
- La longueur $L=5.80\text{m}$
- L'épaisseur $e=20\text{cm}$

❖ Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique : $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$
- L'angle de frottement : $\varphi = 10^\circ$
- La cohésion : $c = 0.6 \text{ bars}$

Remarque : Pour plus de sécurité on néglige l'effet de la cohésion car elle est favorable et elle disparaît à long terme.

❖ Méthode de calcul

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastres en chaque coté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à $10 \text{ KN} / \text{m}^2$.

VI.4. 3.Evaluation des charges et surcharges

a) La poussée des terres:

$$G = h \times \left[\gamma \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

$$\text{Avec: } c = 0 \Rightarrow G = \gamma \times h \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 20 \times 3.06 \times \text{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{10}{2} \right) = 43.09 \text{ KN/m}^2$$

b) Charge due à la surcharge

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times \text{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{10}{2} \right) = 7.04 \text{ KN} / \text{m}^2$$

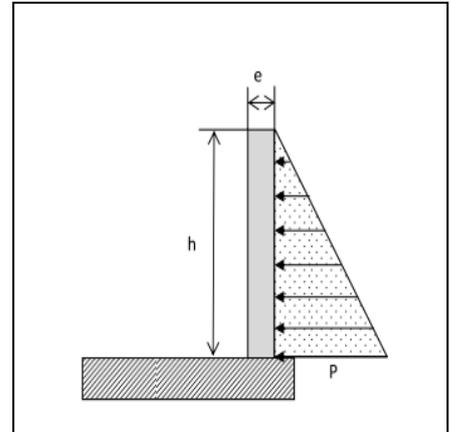


Figure VI.12. Poussée des terres sur les voiles périphériques

VI.4. 4.Ferrailage du voile périphérique

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.

- **ELU**

$$\sigma_{\max} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 43.09 + 1.5 \times 7.04 = 68.73 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 7.04 = 10.56 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 54.18 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 54.18 \text{KN} / \text{m}^2$$

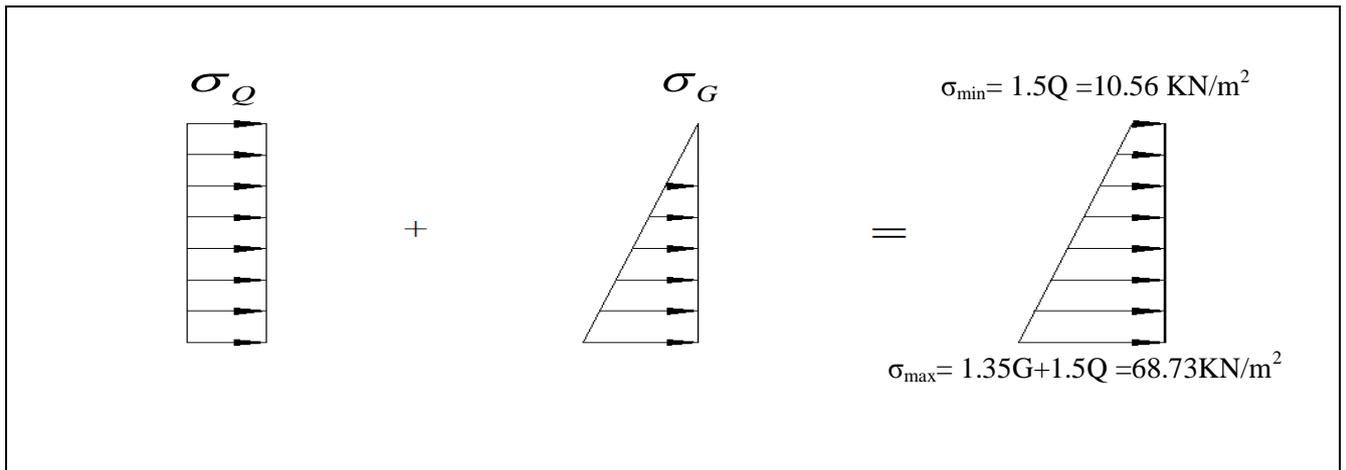


Figure VI.13. Répartition des contraintes sur le voile périphérique.

Pour le ferrailage, on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

b=100cm , L_x=4.05m , L_y=5.8m , e=20cm

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.69 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y \begin{cases} \mu_x = 0.0697 \\ \mu_y = 0.4181 \dots \dots \dots \end{cases} \text{ [annexe II]}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 61.94 \text{KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 25.89 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 52.65 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} = 22 \text{KN.m} \end{cases}$

Moments aux appuis $\{M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{0x} = 30.97 \text{kN.m}$

A_{min} = 0.1% × b × h Condition exigée par le RPA

A_{min} = 0.1% × 100 × 20 = 2cm

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivant :

Localisation	Sens	M (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	x-x	52.65	0.128	0.172	0.158	9.56	2	5HA16=10.05	20
	y-y	22	0.053	0.069	0.165	3.82	2	4HA12=4.52	25
Appui		30.97	0.075	0.098	0.163	5.45	2	4HA14=6.16	25

Tableau VI.12. Section des armatures du voile périphérique.

Espacement des armatures

Sens x-x: $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $S_t = 20\text{cm}$.

Sens y-y : $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $S_t = 25\text{cm}$.

VI.4. 5. Vérifications

❖ **A L'ELU**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 88.64 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 30.17 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{88.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.52 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

❖ **A L'ELS**

$$\sigma_{max} = G + Q = 43.09 + 7.04 = 50.13 \text{ KN/m}^2 ; \quad \sigma_{min} = Q = 7.04 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 39.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0755 \\ \mu_y = 0.5704 \end{cases} \dots\dots\dots [annexe II]$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 48.73 \text{ kN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 27.79 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Moments en travées $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 41.42 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 23.62 \text{ kN.m} \end{cases}$

Moments aux appuis $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{0x} = 24.36 \text{ kN.m}$

- **Vérification des contraintes**

La fissuration est considérée nuisible. On doit vérifier

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Dans le béton}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(1.5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Dans l'acier}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

localisation	Sens	M(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travées	X-X	41.42	5.80	25414	9.46	273.80	15	201.63
	Y-Y	23.62	4.17	13578	7.25	334.78	15	201.63
Appuis		24.36	4.75	17438	6.64	256.68	15	201.63

Tableau VI.13. Vérification des contraintes

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'acier. Donc la solution est recalculée de la section de ferrailage à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

localisation	Sens	M (KN.m)	β	α	A_{st} (cm ²)	Choix (cm ²)
Travées	x-x	41.42	0.0071	0.387	13.10	6HA14+2HA16=13.25
	y-y	23.62	0.0040	0.304	7.66	5HA14=7.70
Appuis		24.36	0.0041	0.038	7.91	4HA16=8.04

Tableau VI.14. Les nouvelles sections d'acier adopte à l'ELS.

VI.4. 6.Schéma de ferrailage du voile périphérique

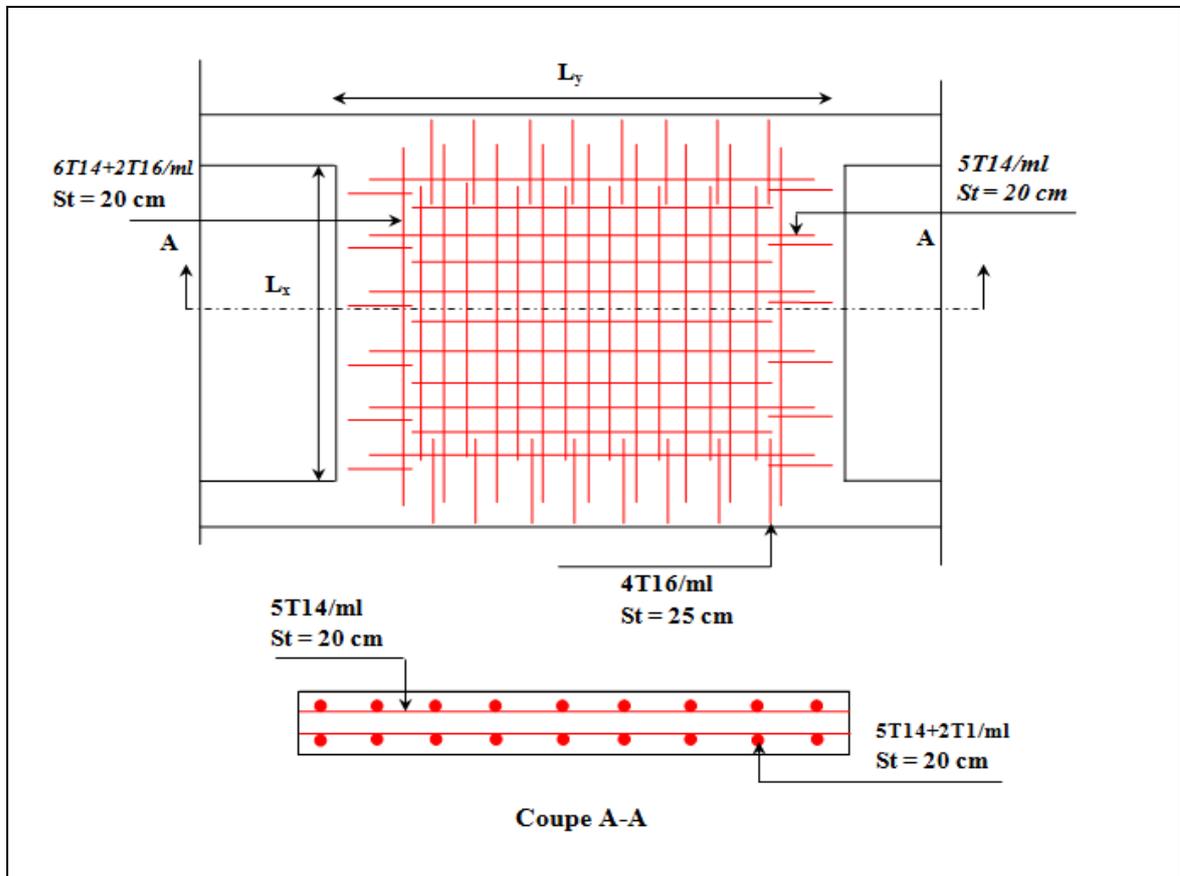


Figure VI.14. Schéma de ferrailage du voile périphérique

VI.5. Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vue la capacité portante du sol et pour éviter le chevauchement des semelles filantes, le radier est le type de fondation le plus adéquat.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études est notre première expérience de mettre en application les connaissances requises durant notre cycle de formation.

Il a une grande importance qui nous met en application directe non seulement des connaissances théoriques mais aussi sa concordance avec le côté pratique de façon qu'en tenant compte des critères indispensables tel que la résistance, la durabilité et l'économie.

La recherche du bon comportement de la structure nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusion dont les plus importantes sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
- Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc le facteur économique est respecté.
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- Pour l'infrastructure le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.
- Enfin, notre souhait le plus chère est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

Références Bibliographiques

- Document technique règlementaire (**DTR BC 2.2**).
- Règles Parasismiques Algériennes, (**RPA 99/version 2003**).
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (**BAEL91**).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**).
- Cours de béton armé, de L3 et M1 (Génie civil).
- **DTR BC2.331** (Règle De Calculs Des Fondations Superficielles).
- Anciens mémoires de fin d'étude.

ANNEXES

Annexe I Sections réelles des armatures (En cm^2)

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

Annexe II

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	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 III

Caractéristiques générales

Installation : en simplex (pour les dispositions en batteries, consulter la table T3) simple accès

Distance min entre niveaux : 255 cm

Atmosphère : collective descente sélective, à analyse permanente de trafic, à ouverture centrale trafic intense

Portes : automatiques

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (2) en kW	Réaction maxi en daN		
	BO	prof. TO	hauteur HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
					In	Id	In	Id				
355 380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355 380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 390	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220	150 x 100	□	□	□	□	□	28000	11000	2000
490	240	500	240	140 x 120	□	□	□	□	□	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	160 x 100	□	□	□	□	□	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435 540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465 540	290	460	220	150 x 120	□	□	□	□	□	32000	12500	2500
500	260	500	240	160 x 120	□	□	□	□	□	32000	12500	2500
400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	14000	3000
400 440	290	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	14000	1500
410 440	260	430	200	170 x 100	□	□	□	□	□	33000	14000	1500
410 440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460 540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470 540	260	520	220	150 x 120	□	□	□	□	□	36000	14000	3000
540	260	520	240	200 x 120	□	□	□	□	□	36000	14000	3000
590	260	520	280	230 x 140	□	□	□	□	□	38000	16000	5000
					□	□	□	□	□	38000	16500	7000

□ : non applicable

Symbolisé autorisé par le Comité National de l'Accessibilité des Handicapés (Unité handicap d'emploi n° 001). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 81201 et sont accessibles aux handicapés directs en hauteur (voir NF P 81201 et NF P 81202).

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le cadre d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schneider submer.

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux max	Course max en m	Dimensions de cabine	Passage libre de port	Dimensions de puits	Profondeur de cuvette (2)		
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	HSB	
630 8 pers	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
			Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
			ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1,50	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	
			ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
1000 13 pers	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	
			Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
			ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
	1,50	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160	
			ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
	2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
			TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220
	4,00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320		
1250 16 pers	1,00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160	
			ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
	1,50	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160	
			ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220	
			TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220
	4,00	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320		
1600 21 pers	1,00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160	
			ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
	1,50	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160	
			ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
			TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220
	4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320		
5,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400			

Notes: Toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sont dans une position sans le pas. (2) NF EN 81-1/2 figurant en référence les valeurs et tableaux de documentation P.32-33B. (3) ACVF = Ascenseur à commande variable. (4) Dy S = Direction. (5) Dy MV = Direction. (6) TD 2 = Transaxial. (7) Les données ont été calculées selon la norme CEN EN 12158. (8) Les données ont été calculées selon la norme CEN EN 12158. (9) Les données ont été calculées selon la norme CEN EN 12158.

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.8$$

$\frac{u}{L_x} \backslash \frac{v}{L_y}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
Valeurs de M_1	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	0,118	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	0,076	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
Valeurs de M_2	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	0,063	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	0,040	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

Plans de la structure