

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

mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : Matériaux et structures

Thème

Etude d'un bâtiment (RDC +10 étages avec sous-sol)
pour usage habitation, bureaux et parking

Présenté par :

M^{lle} Mili Anissa
M^{lle} Mohdeb Kahina

Promotrice :
M^{lle} Guenounou Kahina

Jury: M^{me} MANSOURI
M^r HADI

Promotion 2015-2016

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

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

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice M^{me} GUENOUNOU sans oublier M^{me} ATROUNE.

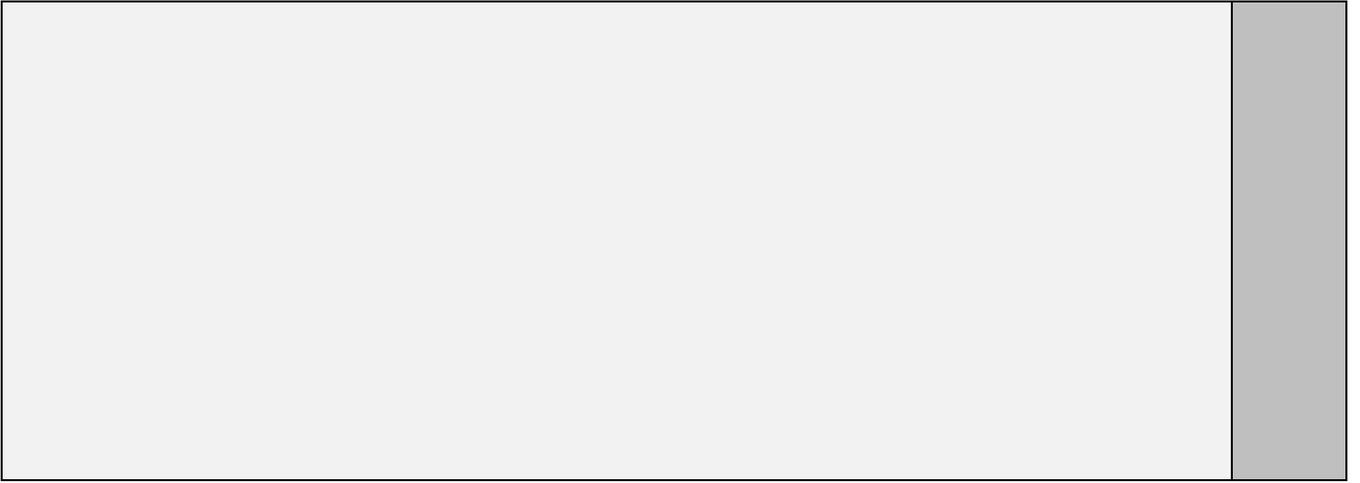
Nos remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

LISTE DES FIGURES

Fig.I.1. Diagramme contrainte- déformation du béton (CBA93).	6
Fig.I.2. Diagramme contrainte déformation. (CBA93).	7
Fig.I.3. Diagramme des contraintes déformations de l'acier	8
Fig. II.1. Coupe du plancher à corps creux	14
Fig. II.2. Disposition des poutrelles du sous sol.	15
Fig. II.3. Disposition des poutrelles du RDC.	15
Fig. II.4. Disposition des poutrelles du plancher soupente	16
Fig. II.5. Disposition des poutrelles du plancher niveau1.	16
Fig. II.6. Disposition des poutrelles du plancher de 2 ^{ème} au 7 ^{ème} niveau.	17
Fig. II.7. Disposition des poutrelles du plancher 8 ^{ème} niveau	17
Fig. II.8. Disposition des poutrelles du plancher 9 ^{ème} niveau	18
Fig. II.9. Disposition des poutrelles du plancher niveau toiture.	18
Fig. II.10. panneau de dalle ascenseur	19
Fig. II.11 : Dalle sur quatre appuis	19
Fig. II.12. Panneau de dalle D1.	20
Fig. II.13. Panneau de dalle D2.	20
Fig. II.14. Panneau de dalle D3.	20
Fig. II.15. Panneau de dalle D4.	20
Fig. II.16. Panneau de dalle D5.	20
Fig. II.17. Panneau de dalle D6.	20
Fig. II.18. Panneau de dalle D7.	21
Fig. II.19. Panneau de dalle D8.	21
Fig. II.20. Panneau de dalle D9.	21
Fig. II.21. Panneau de dalle D10.	21
Fig. II.22. Panneau de dalle D11.	21
Fig. II.23. Panneau de dalle D12.	22
Fig. II.24. Panneau de dalle D13.	22
Fig. II.25. Panneau de dalle D14.	22
Fig. II.26. Coupe verticale de l'escalier.	26
Fig. II.27. Vue en plan de l'escalier à deux volées.	27
Fig. II.28. Schéma statique de l'escalier.	27
Fig. II.29. Vue en plan de l'escalier à trois volées.	30
Fig. II.30. Schéma statique de l'escalier.	30
Fig. II.31. l'acrotère (A) _{toiture}	33
Fig. II.32. l'acrotère (A) _{d1}	34
Fig. II.33. les deux poteaux le plus sollicités.	39
Fig. III.1. Schéma statique d'une poutrelle.	47
Fig.III.2. Schéma d'une Poutrelle.	49
Fig.III.3. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.	50
Fig.III.4. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.	50
Fig.III.5. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.	50
Fig.III.6. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.	51
Fig.III.7. Schéma statique de la Poutrelle type N°1 de la terrasse inaccessible.	54
Fig.III.8. Schéma statique de la Poutrelle type N°3 de la terrasse inaccessible.	56
Fig.III.9. Caractéristiques géométriques de la poutrelle	63
Fig.III.10. Schéma du ferrailage de la dalle de compression	81
Fig.III.11. Panneau de dalle D14	81
Fig.III.12. schéma statique de la dalle pleine D ₁₄	81
Fig.III.13. Section de la dalle pleine à ferrailer.	82
Fig.III.14. schéma de ferrailage de la dalle D14	84
Fig.III.15. Le schéma de ferrailage du la dalle D7.	90
Fig.III.16. Schéma du ferrailage du panneau de dalle sur trois appuis.	94
Fig.III.17. Schéma d'une dalle sur quatre appuis.	94

Fig. III.18. Schéma de ferrailage Dalle pleine sur quatre appuis.	101
Fig. III.19. Schémas de ferrailage des volées.	111
Fig.III.20. Poutre palière de l'escalier.	116
Fig. III.21. Schémas de ferrailage des volées(1), (3)	121
Fig. III.22. Schéma de ferrailage de la volée 2 de l'escalier.	124
Fig. III.23. Schémas de ferrailage de la poutre brisée.	127
Fig. III.24. Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur	130
Fig. III.25. acrotère	131
Fig. III.26. Schéma de ferrailage de l'acrotère.	136
Fig. IV.1. Vue en 3D (Robot V 2011).	142
Fig. IV.2. Disposition des voiles.	143
Fig. IV.3. Mode 1 translation selon x-x'(T=0,91 s).	143
Fig. IV.4. Mode 2 translation selon y-y'(T=0,74 s).	144
Fig. IV.5. Mode3 torsion (T=0,56 s).	144
Fig.V.1. Zone nodale	152
Fig. V.2. Section d'un poteau.	157
Fig. V.3. Vérification des zones nodales	164
Fig. V.4. Ferrailage des poutres.	169
Fig. V.5. Disposition des armatures verticales dans les voiles.	174
Fig. V.6. Schéma d'un voile pleine	174
Fig. V.7. Disposition des voiles.	175
Fig. V.8. Schéma de ferrailage du voile V1, Sous-sol.	180
Fig.VI.1. Répartitions des contraintes sur le voile périphérique.	182
Fig.VI.2. Ferrailage du voile périphérique.	186
Fig.VI.3. Schéma du poinçonnement.	190
Fig.VI.4. Schéma de rupture de dalle de radier.	193
Fig.VI.5. Schéma de ferrailage de radier.	197
Fig. VI.6 . Sollicitations sur les nervures longitudinales.	198
Fig. VI.7. Sollicitations sur les nervures	199
Fig. VI.8. Section à ferrailer	200
Fig. VI.11 . Ferrailage des nervures x-x	204
Fig. VI.12. Ferrailage des nervures y-y	204



Liste des tableaux

Tableau I.1. L'enrobage des armatures.	9
Tableau I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	10
Tableau II.1. Pré dimensionnements des voiles.	13
Tableau II.2. Evaluation des charges du plancher toiture.	23
Tableau II.3. Evaluation des charges du plancher terrasse accessible.	24
Tableau II.4. Evaluation des charges planché courant.	24
Tableau II.5. Evaluation des charges du plancher 1 ^{er} , RDC et soupente.	24
Tableau II.6. Evaluation des charges des dalles pleines.	25
Tableau II.7. Evaluation des charges des murs extérieurs.	25
Tableau II.8. Evaluation des charges des murs intérieurs.	25
Tableau II.9. Evaluation des surcharges de la volée.	32
Tableau II.10. Evaluation des surcharges du palier.	32
Tableau II.11. Descente des charges pour le poteau C.3 .	39
Tableau II.12. Vérifications des poteaux a la compression simple.	44
Tableau III.1. Sollicitations combinées de calcul des poutrelles.	48
Tableau III.2. Les différents types des poutrelles.	53
Tableau III.3. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 1)	56
Tableau III.4. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 1)	56
Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3)	59
Tableau III.6. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 3)	59
Tableau III.7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 2)	59
Tableau III.8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 2)	59
Tableau III.9. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 1)	59
Tableau III.10. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 1)	59
Tableau III.11. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 2)	60
Tableau III.12. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 2)	60
Tableau III.13. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 3)	60
Tableau III.14. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 3)	60
Tableau III.15. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 4)	60
Tableau III.16. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 4)	60
Tableau III.17. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 1)	60
Tableau III.18. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 1)	61
Tableau III.19. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 2)	61
Tableau III.20. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 2)	61
Tableau III.21. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher soupente et 1 ^{er} étage (bureau) et sous sol (parking) (type 1).	61
Tableau III.22. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher soupente et 1 ^{er} étage (bureau) et sous sol (parking) (type 1).	61
Tableau III.23. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher soupente et 1 ^{er} étage (bureau) et sous sol (parking) (type 2).	61
Tableau III.24. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher soupente et 1 ^{er} étage (bureau) et sous sol (parking) (type 2).	66
Tableau III.25. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher soupente et 1 ^{er} étage (bureau) et sous sol (parking) (type 3)	62
Tableau III.26. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher soupente et 1 ^{er} étage (bureau) et sous sol (parking) (type 3)	62
Tableau III.27. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher soupente et 1 ^{er} étage (bureau) et sous sol (parking) (type 4)	62
Tableau III.28. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher soupente et 1 ^{er} étage (bureau) et sous sol (parking) (type 4)	62
Tableau III.29. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC (type 1)	62
Tableau III.30. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC (type 1)	62
Tableau III.31. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC (type 2)	63
Tableau III.32. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC (type 2)	63

Tableau III.33. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC (type 3)	63
Tableau III.34. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC (type 3)	63
Tableau III.35. Ferrailages des différentes poutrelles.	73
Tableau III.36. Les vérifications à l'état limite de compression du béton pour les autres types des Poutrelles.	73
Tableau III.37. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible.	78
Tableau III.38. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse accessible.	79
Tableau III.39. Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant.	79
Tableau III.40. Evaluation de la flèche dans le plancher RDC+soupende+1 ^{er} étage.	79
Tableau III.41. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles.	80
Tableau III.42. Résultats de ferrailage du 1 ^{er} type de dalle.	82
Tableau III.43. Résultats de ferrailage du 2 ^{eme} type de dalle.	86
Tableau III.44. Contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis.	87
Tableau III.45. vérification de la flèche dans le sens x.	89
Tableau III.46. vérification de la flèche dans le sens Y.	89
Tableau III.47. Ferrailage du panneau de dalle sur trois appuis.	91
Tableau III.48. contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis.	92
Tableau III.49. Ferrailage de la dalle sur quatre appuis.	97
Tableau III.50. Contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.	98
Tableau III.51. vérification de la flèche dans le sens x.	99
Tableau III.52. vérification de la flèche dans le sens Y.	101
Tableau III.53. calcul des réactions.	104
Tableau III.54. calcul des sollicitations.	104
Tableau III.55. Calcul des armatures principales.	106
Tableau III.56. Vérification des contraintes de compression dans le béton.	108
Tableau III.57. Résultats de ferrailage des volées (1) et (3).	117
Tableau III.58. Vérification des contraintes de compression dans le béton.	119
Tableau III.59. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier.	121
Tableau III.60. Résultats de ferrailage de la 2 ^{eme} volée.	122
Tableau III.61. Evaluation de la flèche dans la partie 2 de l'escalier.	123
Tableau III.62. Résultats de calcul des moments.	125
Tableau III.63. Tableau de ferrailage de la dalle de locale des machines.	129
Tableau III.64. Résultats de calcul des contraintes.	130
Tableau III.65. . Différentes combinaisons à utiliser.	132
Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités Pq .	139
Tableau IV.2 : Période de vibration et taux de participation massique.	145
Tableau IV.3 interactions sous charges verticales.	145
Tableau IV.4 .Interactions sous charges horizontales dans le sens (x-x)	146
Tableau IV.5 . <i>Interactions sous charges horizontales dans le sens (y-y)</i>	146
Tableau IV.6. Vérification de l'effort tranchant à la base	147
Tableau IV.7. vérification de l'effort normal réduit	147
Tableau IV.8. Vérification des déplacements pour le sens xx.	148
Tableau IV.9. Vérification des déplacements relatifs yy	148
Tableau IV.10 : Vérification à L'effet P- Δ .	149
Tableau V.1. Armatures longitudinales et maximales selon le RPA dans les poteaux.	152
Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux.	154
Tableau V.3. Les Armatures longitudinale dans les poteaux.	154
Tableau V.4. Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.	155
Tableau V.5. Justification de l'effort normale ultime.	156
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton	157
Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangentes.	158
Tableau V.8. Ferrailage des sections des poteaux.	161
Tableau V.9. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres.	163
Tableau V.10. Moment résistant dans les poteaux.	165

Tableau V.11. Vérification des zones nodales.	165
Tableau V.12. Vérification de l'effort tranchant	166
Tableau V.13 . Vérification de la flèche dans les poutres.	167
Tableau. V.14. Ferraillage des sections des poutres.	172
Tableau V.15. Ferraillage des voiles pleins V_1	177
Tableau V.16. Ferraillage des voiles pleins V_2	178
Tableau V.17. Ferraillage des voiles pleins V_3 .	179
Tableau VI .1. Section des armatures du voile périphérique.	183
Tableau VI.2 . Tableau du ferraillage du radier.	194
Tableau VI. 3. Vérification des contraintes dans le béton.	195
Tableau VI.4. Vérification des contraintes dans l'acier.	196
Tableau VI.5. Vérification des contraintes dans l'acier après augmentation de A_s .	196
Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal à l'ELU	199
Tableau VI.7. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.	200
Tableau VI.8. Résumé des résultats.	200
Tableau VI.9. Sollicitations sur la nervure a l'ELS	201
Tableau VI.10 . Vérification de l'effort tranchant.	202
Tableau VI.11. Résumé des résultats (vérification des contraintes).	202

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction	2
I.2. Présentation de l'ouvrage	2
I.2.1. Dimension en plan	2
I.2.2. Dimension en élévation.....	2
I.2.3. Système structurales	2
I. 3. Définitions et caractéristiques mécaniques des matériaux	3
I. 3.1. Le béton	3
I.3.2. Les Aciers	7
I.3.2.1. Contrainte de calcul aux états limites	8
I.3.2.2. Protection des Armatures	9
I.4. Règlements et normes utilisés	10
I.5. Conclusion	10

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	11
II.2. Pré dimensionnement poutres.....	11
II.2.1. Poutres principales.....	11
II.2.2. Poutres secondaires.....	11
II.3. Pré dimensionnements des poteaux.....	12
II.4. Pré dimensionnements des voiles	12
II.5. Pré dimensionnement des planchers.....	13

II.5.1. Plancher à corps creux	13
II.5.2. Les poutrelles	14
II.6. Les dalles pleines	19
II.7. Evaluation des charges et surcharges revenants aux différents planchers et murs	23
II.8. Les escaliers	26
II.9. Acrotère	33
II.10. Descente de charge	35
II.11. Conclusion.....	46

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction.....	47
III.2. Calculs des poutrelles.....	47
a) Combinaisons d'action et calcul des charges	54
b) Calcul des sollicitations	54
c) calcul du ferrailage	63
III.3. vérifications à l'état limite de compression du béton.....	73
III.4. Etude du plancher a dalle pleine	81
III.4.1. Dalle sur un seul appui	81
III.4.2. Dalle balcon sur deux appuis perpendiculaires	84
III.4.3. Dalle sur trois appuis	90
III.4.4. Panneau de dalle de l'escalier (4appuis).....	94
III.5. Etude des escaliers	102
III.5.1. Etude de la poutre palière	111
III.6. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	128
III.7. Etude de l'acrotère.....	131
III.8. Conclusion.....	137

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction.....	138
IV.2. Méthode de calcul	138
IV.3. Analyse sismique de la structure	138

IV.4. Modélisation de la structure	141
IV.5. Disposition des voiles	143
IV.6. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique	143
IV.7. Justification de l'interaction voile-portique	145
IV.7.1. Sous charges verticales	145
IV.7.2. Sous charges horizontales	146
IV.7.3. Vérification de la résultante des forces sismiques	147
IV.7.5. Vérification vis-à-vis des déplacements	148
IV.7.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	149
IV.8. Conclusion	150

Chapitre V : Calcul des éléments principaux

V.1. Introduction.....	151
V.2. Etude des poteaux.....	151
V.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003.....	151
V.2.2. Sollicitations dans les poteaux	153
V.2.3. Ferrailage	154
V.2.4. Vérification au flambement	155
V.2.5. Vérification des contraintes	157
V.2.6. Vérification des sollicitations tangentes	158
V.2.7. Schémas de ferrailage des poteaux	159
V.3. Les poutres	162
V.3.1. Recommandation du RPA 99/V2003	162
V.3.2. Recommandation de CBA	163
V.3.3. Ferrailages des poutres	163
V.3.4. Vérification des zones nodales	164
V.3.5. Vérifications à l'ELU	166
V.3.6. Vérification à l'ELS	167
V.3.7. Schéma de ferrailage des poutres	168
V.4. Etude des voiles	172

V.4.1. Recommandation du RPA	172
V.4.2. Le ferrailage	174
V.4.3. Calcul du ferrailage des voiles pleins	175
V.4.4. Schéma de ferrailage	180
V.5.CONCLUSION	180

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI .1. Introduction.....	181
VI.2. Calcul du voile périphérique	181
VI.3. Etudes des fondations	186
VI.4. Le choix de fondation.....	188
VI.4.1. Radier général	188
VI.4.2. Ferrailage du radier	192
VI.4.3. Ferrailage du débord	197
VI.5. Les sollicitations sur les nervures	198
VI.5.1. Ferrailage	202
VI.5.2. Schéma de ferrailage	205

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Symboles
et
Notations

Symboles Et Notations

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

Au : Section d'aciers pour l'ELU.

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

A : Coefficient d'accélération de zone

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B : la largeur (m).

C : Constante de compressibilité.

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

C_r : Cohésion réduite.

D : Diamètre.

D_e : Hauteur d'ancrage équivalente (m).

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_{oed} : Module oedométrique.

E_s, E_c : Sont les modules de déformation.

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 : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

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

H_c : la profondeur critique (m).

I : Moment d'inertie (m⁴)

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité .

L : Longueur ou portée.

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

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

$N_{c \max}$, $N_{q \max}$: Termes de portance pour les fondations profondes.

N_c , N_q , N_γ : Termes de portance pour les fondations superficielles.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N_r : Poids du radier (KN).

N : Effort normale du aux charges verticales.

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

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_{radier} : Poids du radier (KN).

Q_P : Résistance de pointe d'un pieu.

Q_S : Frottement latéral.

Q_L : Charge limite d'un pieu.

R : coefficient de comportement global.

S : Section.

S_r : surface du radier (m^2).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m^2).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

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

V : Effort tranchant.

V_{ser} : Effort normal en service.

V_u : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

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.

Z : Coordonnée d'altitude, bras de levier

Z : profondeur au dessous de la fondation (m).
a : Epaisseur.
b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section
d : Hauteur utile.
e : Excentricité, épaisseur.
e : Indice des vides.
f : Flèche
f_e : Limite d'élasticité
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.
γ_h : Poids volumique humide (t/m³).
γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m³).
φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).
σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
Δe : Variation des indices des vides.
q_{s max} : Frottement latéral unitaire limite
q : Contrainte transmise par la structure au sol (bars).
q_u : Contrainte effective de rupture de la semelle (bars).
q : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).
k_c : Coefficient de portance.
q₀ : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).
σ_f : Contrainte effective finale (bars).
Δσ : Variation de la contrainte effective (bars).
τ_{ulim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).
α : Coefficient dépendant de la nature de sol.
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.

Notations

$|X|$: Valeur absolue de X.

\Rightarrow : Implique

\Leftrightarrow : Equivalent à.

\rightarrow : Dans le cas....

$*$: Multiplication.

Introduction

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son cout.

- Elle ne doit pas être endommagée par des évènements, tels que : l'explosion, les chocs ou on autre phénomène.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des couts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment. Cet ouvrage est à usage multiple : un sous sol a usage parking ; un RDC, une soupenete et un étage à usage bureaux, 8 étages à usage d'habitation, une terrasse accessible et une toiture (terrasse inaccessible). Il est contreventé par un système mixte (voile + portiques). Ainsi notre étude est partagée en six chapitres.

Après avoir présenté le projet, les règlements et normes utilisées et la définition des caractéristiques des matériaux utilisés au chapitre I, on passe en deuxième chapitre au pré dimensionnement et descente des charges. Chapitre III, Dimensionnement des éléments non structuraux, les escaliers, l'acrotère,...etc. Le chapitre IV, est consacré à la recherche d'un bon comportement de la structure par la mise en place d'une bonne disposition des voiles, tout en satisfaisant les conditions exigées du RPA (taux de participation massique, effet $P-\Delta$ et effort normal réduit). Le chapitre V, calcul du ferrailage des éléments principaux (poteaux, poutres et voiles). On termine par le calcul des fondations dans le chapitre VI.

Chapitre I

Généralité

I.1. Introduction

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (CBA93, BAEL99, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude technique complète de dimensionnement et de vérification pour un bâtiment comportant 11 niveaux (R+10). Cet ouvrage est à usage multiple : un sous sol à usage parking un RDC, une soupenette et un étage à usage bureaux, 8 étages à usage d'habitation, une terrasse accessible et une toiture (terrasse inaccessible). Il est classé, d'après les Règles Parasismiques Algériennes « RPA99 /version 2003 », dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage sera implanté au niveau du territoire de la wilaya de Bejaïa, qui est, d'après la classification en zones sismiques des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/2003), en zone (II_a). Cette dernière est une zone à moyenne sismicité.

I.2.1. Dimension en plan

Les dimensions de notre structure sont les suivantes :

- Hauteur du sous sol : 4.08 m.

Un RDC Comportant une soupenette :

- Hauteur du R.D.C : 3.00 m.
- Hauteur de la soupenette : 2.61 m.
- Hauteur d'étage courant : 3.06 m.

I.2.3. Système structurales

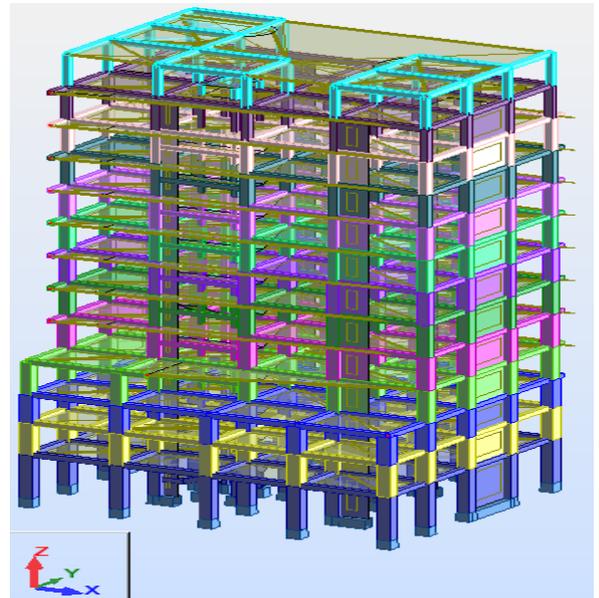
❖ Les planchers

Les planchers sont des aires destinées à séparer des différents niveaux de l'ouvrage. Ils sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide. Ce dernier assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

❖ Les escaliers

Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place ; permettant le passage d'un niveau à un autre. On distingue 2 types d'escalier :

- 1^{er} type : escalier à trois volées.
- 2^{ème} type : escaliers à deux volées.



❖ Les murs de remplissage

Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (10à15) cm séparées par une lame d'air de 5cm.

Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm.

❖ L'acrotère

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse.

❖ L'infrastructure en BA

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels
- L'encastrement de la structure dans le sol.

I. 3. Définitions et caractéristiques mécaniques des matériaux

Dans notre ouvrage on utilise le béton et l'acier comme matériau de base.

I. 3.1. Le béton

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

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (CBA93).

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est mentionné sous la forme de rapport eau-ciment (E/C). Ce dernier est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que sa compactibilité s'améliorent, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

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

a) Les constituants du béton

• Le Ciment

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

• Les Granulats

Ce sont des matériaux provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, On distingue :

- Les granulats naturels : utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- Les granulats provenant du concassage des roches.

- **Les Adjuvants**

Ce sont des produits qui s'ajoutent à faible proportion au béton, dont le but d'améliorer certaines propriétés. On peut citer : les fluidifiants, plastifiants, accélérateurs et retardateurs de prise.

- b) **Le Dosage**

Un bon dosage en ciment et une bonne compacité constituent un moyen efficace pour augmenter la résistance du béton.

Le dosage des constituants d'un béton ordinaire courant est :

Pour un sac du ciment de 50 kg :

57 litre	Sable
114 litre	Gravier
25 litre	L'eau de gâchage

- c) **Caractéristiques mécaniques**

- **Résistance à la compression**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; notée f_{c28} . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16cm du diamètre et de 32cm de hauteur.

Selon le BAEL pour : $j > 28$ jours $f_{cj} = f_{c28}$
 Pour : $j < 28$ jours $f_{cj} = 0,685 \times f_{c28} \times \log(j+1)$

D'après le (CBA 93) on a pour f_{cj} les relations suivantes pour $j \leq 28$ jours

$f_{cj} = [j/(4,76 + 0,83j)]f_{c28}$ Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa (**Art : A.2.1.1**)

$f_{cj} = [j/(1,4 + 0,95j)]f_{c28}$ Pour $f_{c28} > 40$ MPa (**Art : A.2.1.1**)

Pour $j > 28$ jours : $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

- **Résistance à la traction**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est donnée par :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06fcj & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0,275 fcj & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{CBA93. Article A.2.1.1.2}).$$

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

- d) **Module de déformation longitudinale du béton**

- **A court terms:** (CBA93; Art. A.2.1.21)

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3}$$

f_{cj} (Exprimé en MPa) désignant la résistance caractéristique à la compression à j jours.

Dans notre cas : $E_{t28} = 32164.2$ Mpa avec $f_{c28} = 25$ Mpa.

- **A long term:** (CBA93.Art. A.2.1.22)

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation. Cette règle revient à considérer un module de déformation différée E_{vj} à j jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage). Ce module est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3}$$

Pour notre cas : $E_{v28} = 10818.86$ Mpa.

e) Coefficient de poisson

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases}$$

f) Le module de déformation transversale du béton

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

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

$$\text{À l'ELU } (\nu = 0) \Rightarrow G = 0,5 \times E_{ij}$$

$$\text{À l'ELS } (\nu = 0,2) \Rightarrow G = 0,4 \times E_{ij}$$

g) Les contraintes limites du béton

- **Etat Limite Ultime**

- **Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ [MPa]} \text{ avec } \theta : \text{coefficient d'application.}$$

- $\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24 heures.
- $\theta = 0,9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est comprise entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison considérée est inférieure à 1 heure.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

• Diagramme contrainte – déformation

Ce diagramme est réalisé en soumettant une éprouvette de béton normalisée (h = 32cm, Ø=16cm) à un essai de compression.

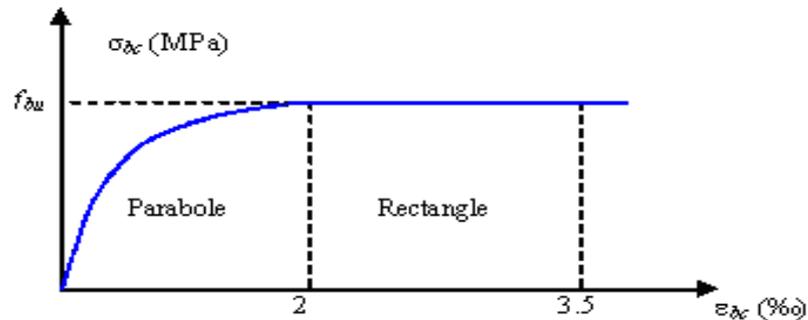


Fig. I.1. Diagramme contrainte- déformation du béton (CBA93).

Le diagramme déformations (ε_{bc}) contraintes (σ_{bc}) du béton comporte un arc de parabole du second degré d'axes parallèle à l'axe des contraintes de compression (σ_{bc}) suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations ε (ε_{bc}) et tangent à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend entre les valeurs 2 ‰ et 3,5 ‰ de la déformation ε_{bc} . L'arc de parabole s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet, de coordonnée $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et $\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$

$$\text{Pour : } 0 \text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{‰} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = 0,25 \times f_{c28} \times 10^3 \times \varepsilon_{bc} \times (4 \times 10^3 \times \varepsilon_{bc})$$

$$\text{Pour : } 2 \text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{‰} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

▪ Etat Limite de Service (ELS)

• La contrainte de compression ($\bar{\sigma}_{bc}$) :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

A l'état limite de service, le béton est en phase élastique d'où le diagramme est le suivant :

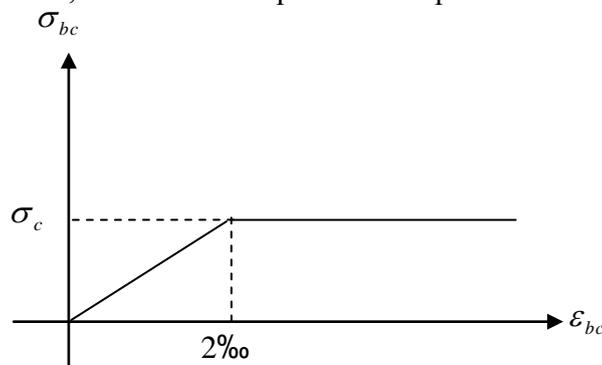


Fig. I.2. Diagramme contrainte déformation. (CBA93).

• La contrainte de cisaillement du béton

La contrainte admissible dans le cas où les armatures sont d'âme droite et lorsque elle comporte à la fois des barres relevées et des armatures droites définies comme suit :

▪ Cas de fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau}_u \leq \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

$$\text{D'où : } \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

▪ Cas de fissuration nuisible ou très nuisible

$$\overline{\tau}_u \leq \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

$$\text{D'où : } \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

I.3.2. Les Aciers

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.

On distingue :

• Les treillis soudés

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

* TL50($\phi > 6 \text{ mm}$) ; $f_e = 500 \text{ Mpa}$.

* TL52($\phi \leq 6 \text{ mm}$) ; $f_e = 520 \text{ Mpa}$.

• Les ronds lisses (RL)

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

$f_e = 215 \text{ Mpa}$ (contrainte à la limite élastique).

$f_u = 330$ à 490 Mpa (contrainte à la limite de rupture).

$f_e = 235 \text{ Mpa}$.

$f_u = 410$ à 490 Mpa .

• Les barres de haute adhérence (HA)

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par:

- Limite élastique : $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

- Contrainte admissible : $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$.

- Coefficient de fissuration : $\eta = 1.6$

- Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1.15$

- Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$.

Selon (**l'Art 7.2.2 du RPA99**), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec $f_e \leq 500$ MPa, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5 %.

I.3.2.1. Contrainte de calcul aux états limites

a) Etat Limite Ultime

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; et $\gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$

ε_s : Allongement relatif

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 Mpa.

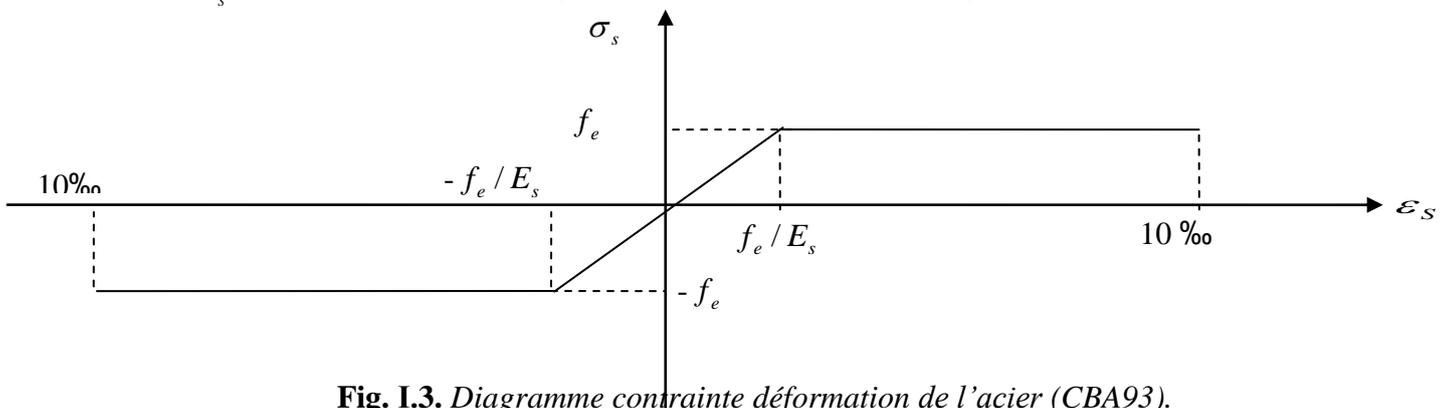


Fig. I.3. Diagramme contrainte déformation de l'acier (CBA93).

b) Etat Limite de Service

Selon le BAEL91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire.

▪ Fissuration peu nuisible (FPN)

Il n'y a pas de vérification à faire en dehors de celle imposée par l'ELU.

▪ Fissuration préjudiciable (FN)

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries : $\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right)$

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 $\phi < 6mm$.

- **Fissuration très préjudiciable (FTN) :** (ouvrage au bord de la mer)

Cas des éléments exposé aux milieux agressifs.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, 110 \times \eta\right)$$

I.3.2.2. Protection des Armatures

Dans le but d'assurer la protection des armatures contre la corrosion et autres effets ; un enrobage de ces dernières est prévu.

Soit (C) l'enrobage de l'armature la plus proche de la paroi.

Exposition et nature de l'ouvrage	Valeur minimale de c
Ouvrages au bord de la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.	5cm (1)
Parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, à la destination des ouvrages au contact d'un liquide.	3cm (2)
Parois situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.	1cm

Tab I.1. *L'enrobage des armatures (CBA93).*

(1) Cet enrobage de 5cm peut être réduit à 3cm si, soit les armatures, soit le béton, sont protégés par un procédé dont l'efficacité a été démontrée.

(2) La valeur de 3cm peut être ramenée à 2cm lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieurs à 40MPa. En effet, l'efficacité de la protection apportée par l'enrobage est fonction de la compacité du béton, laquelle croit avec sa résistance.

I.4. Règlements et normes utilisés

- RPA99 /version 2003. (Règles Parasismiques Algériennes).
- CBA93. (Code du Béton Armé).
- DTR B.C.2.2. (Document technique règlementaire).
- BAEL91/version 99. (Béton Armé aux Etats Limites).
- DTR BC2.33.1. (Règles de calcul des fondations superficielles).

I.5. Conclusion

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé dans notre étude sont données dans le tableau suivant :

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable	14,2
	*situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{t28}	32164,20
	Module de déformation longitudinale différée E_{v28}	10818.86
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle	400
	*situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : *FPN	/
	*FN : $\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$	201.63
	*FTN : $\bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$	164.97
η : Coefficient de fissuration		
$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA)		

Tab I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

Chapitre III
Prédimensionnement
des éléments

II.1. INTRODUCTION

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 99, CBA 93,...).

II.2. Pré dimensionnement des poutres

II.2.1. Poutres principales : elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Selon le *CBA 93* le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

- h : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : distance maximale entre nu d'appuis ($L_{\max} = 545 - 30 = 515$ cm)

D'ou: $L_{\max} = 515$ cm. $\Rightarrow 34.3$ cm $\leq h \leq 51.5$ cm

On prend : **b = 35cm et h = 45cm**

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

- $b \geq 20$ cm condition vérifiée.
- $h \geq 30$ cm condition vérifiée.
- $h/b = 45/35 = 1.29 < 4$ condition vérifiée.

II.2.2. Poutres secondaires : elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par le critère de flèche qui est :

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

L: portée maximale entre nu d'appuis ($L_{\max} = 445 - 30 = 415$ cm)

$L_{\max} = 415$ cm $\Rightarrow 27.67$ m $\leq h \leq 41.5$ cm.

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

- **Vérfications selon RPA 99**

Les dimensions de la poutre doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b = 1.17 \leq 4.00 \end{array} \right.$$

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

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

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

II.3. Pré dimensionnement des Poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destinés à transmettre les charges aux fondations. Leur pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL99 (art B.8.4, 1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en satisfaisant les recommandations du RPA2003.

• Règles du RPA99

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire les conditions suivantes en zone II_a :

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{Où } h_e : \text{ hauteur d'étage} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases}$$

Les sections des poteaux supposés sont :

- Sous sol, : (h × b) = (60 × 60) cm²
- RDC, sous pente : (h × b) = (55 × 55) cm²
- 1^{er} et 2^{ème} étage : (h × b) = (50 × 50) cm²
- 3^{ème} et 4^{ème} étage : (h × b) = (45 × 45) cm²
- 5^{ème} , 6^{ème} étage : (h × b) = (40 × 40) cm²
- 7^{ème} et 8^{ème} étage : (h × b) = (35 × 35) cm²
- 9^{ème} étage jusqu'à la terrasse accessible et toiture : (h × b) = (30 × 30) cm²

II.4. Pré dimensionnement des voiles

Ce sont des éléments porteurs en béton armé qui reprennent les efforts sismiques et les efforts verticaux. Leur pré dimensionnement doit satisfaire les conditions du RPA99 suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm}$ (1).
- $e \geq h_e / 20$ (2).
- $L \geq 4 e$ (3).

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

Nature d'étage	Hauteur libre d'étage (m)	Epaisseur du voile $e \geq h_e / 20$
Sous sol	4.08	0.20
RDC	3.00	0.15
soupende	2.61	0.15
Etage courant	3.06	0.15
Terrasse accessible	3.06	0.15

Tab. II.1. Pré dimensionnement des voiles.

II.5. Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est une aire généralement plane qui limite les niveaux. Ses différentes fonctions sont :

- Transmission des charges.
- Resistance (supporte les charges appliquer G et Q).
- Isolation phonique et thermique.

Il existe plusieurs types de planchers en B.A :

- Les planchers à corps creux
- Les planchers à dalle pleine sur poutres orthogonales.

Pour ce qui est de notre structure ; nous avons opté pour un plancher en corps creux car c'est une structure à surcharges modérées.

Et nous avons opté pour des dalles pleines dans les cas suivants :

- les balcons ;
- Panneau de dalle de l'étage courant ;
- Panneau de dalle de l'escalier.

II.5.1. Plancher à corps creux

Le plancher en corps creux est composé de :

- Hourdis : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- une dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm
- Treillis soudé.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le CBA93 (art : 6.8.4.2.4).

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

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

h_t : hauteur total du plancher

$$L_{\max} = 445 - 30 = 415 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{415}{22.5}$$

$$h_t \geq 18.44 \text{ cm}$$

✚ h_t : hauteur du corps creux.

✚ h_0 : hauteur de la dalle de compression.

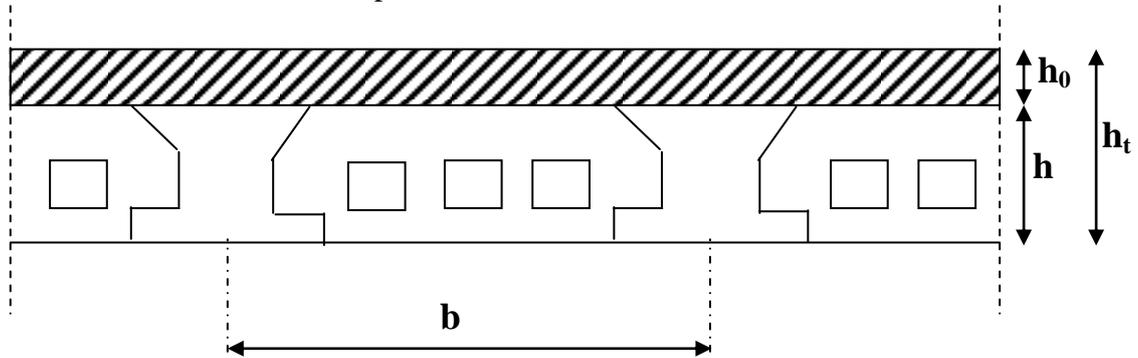


Fig. II.1. Coupe du plancher à corps creux.

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4)=20\text{cm}$.

Avec :

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

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

II.5.2. Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée et distancées par la largeur d'un corps creux (60cm). Le rôle des poutrelles dans le plancher est d'assurer la transmission des charges verticales directement appliquées sur ce dernier aux poutres principales.

Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères :

- le critère de la plus petite portée.
- le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Sur les figures (II.1), (II.2), (II.3), (II.4), (II.5), (II.6) et (II.7) ; nous montrons la disposition des poutrelles adoptées ainsi que l'emplacement de nos différentes dalles pleines.

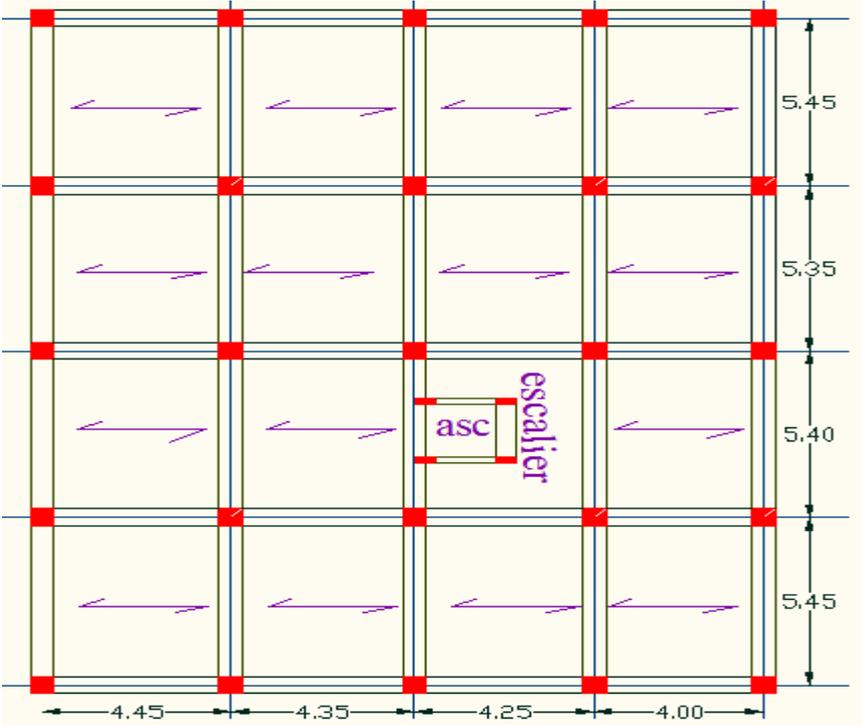


Figure (II.2) : Disposition des poutrelles du sous sol.

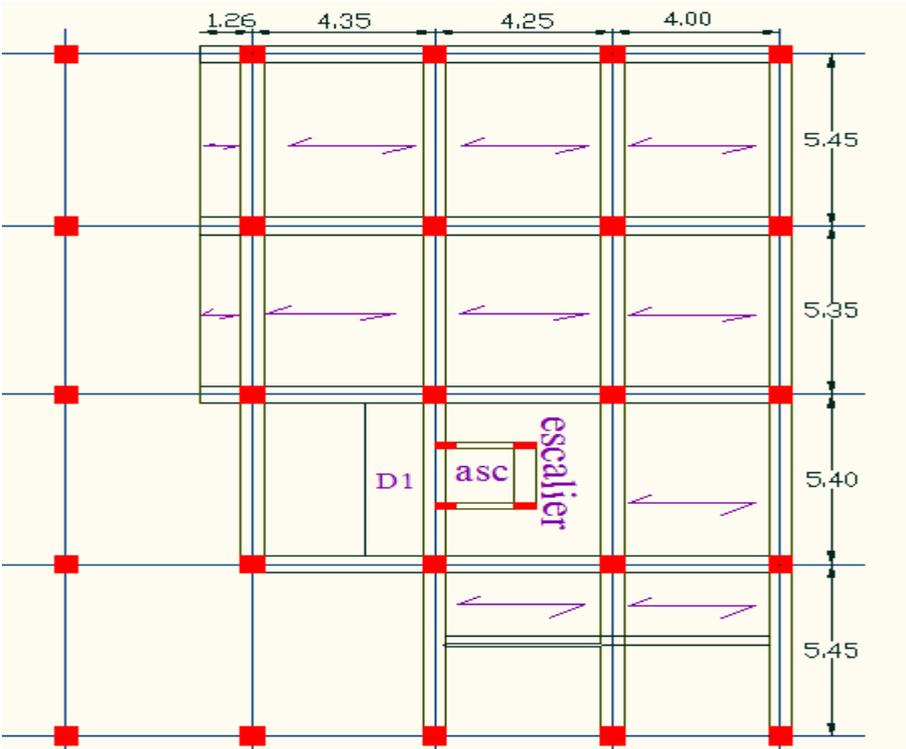


Figure (II.3) : Disposition des poutrelles du RDC.

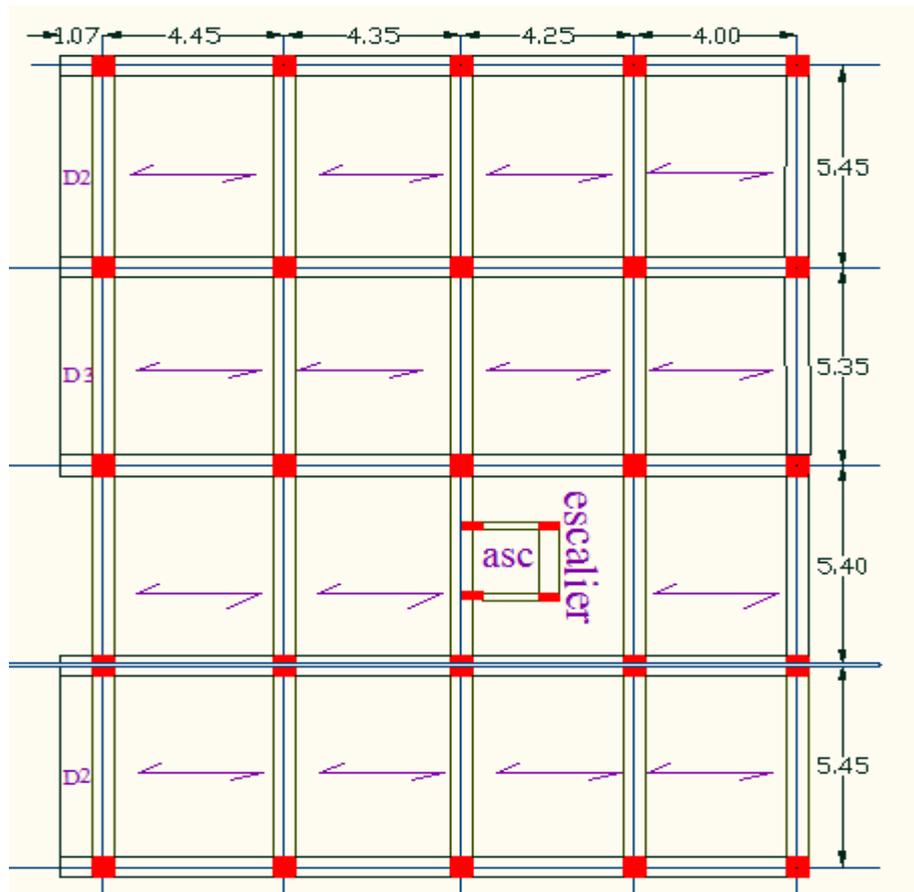


Figure (II.4) : Disposition des poutrelles du plancher souterrain.

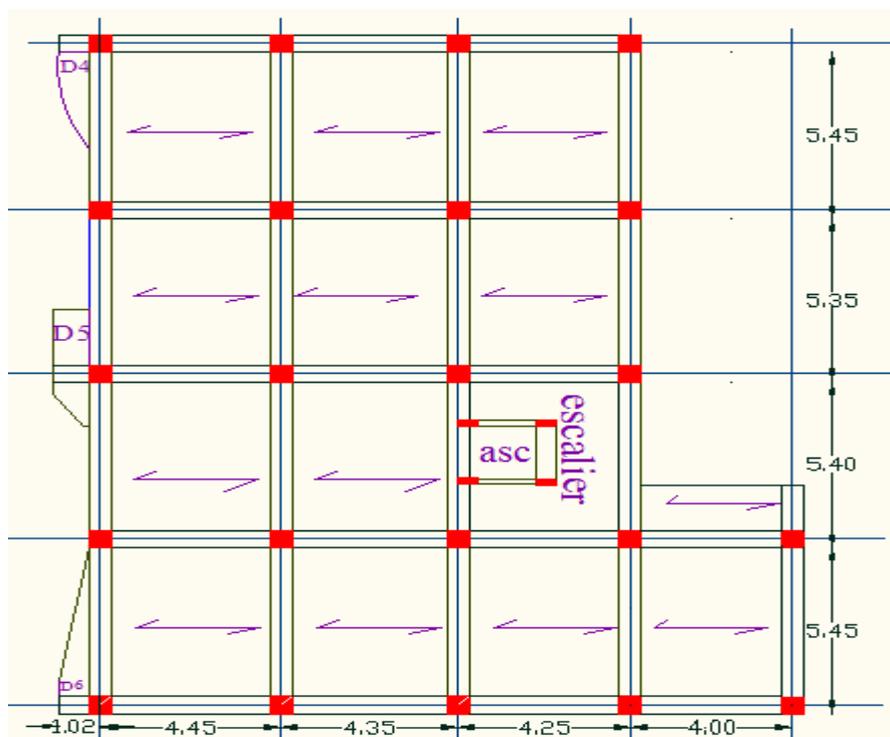


Figure (II.5) : Disposition des poutrelles du plancher niveau.

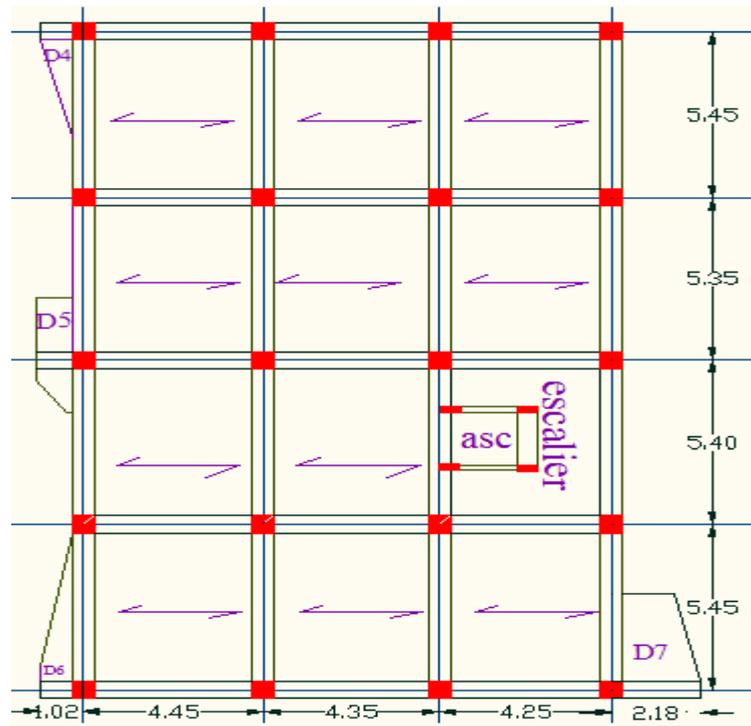


Figure (II.6) : Disposition des poutrelles du plancher de 2^{ème} au 7^{ème} niveau.

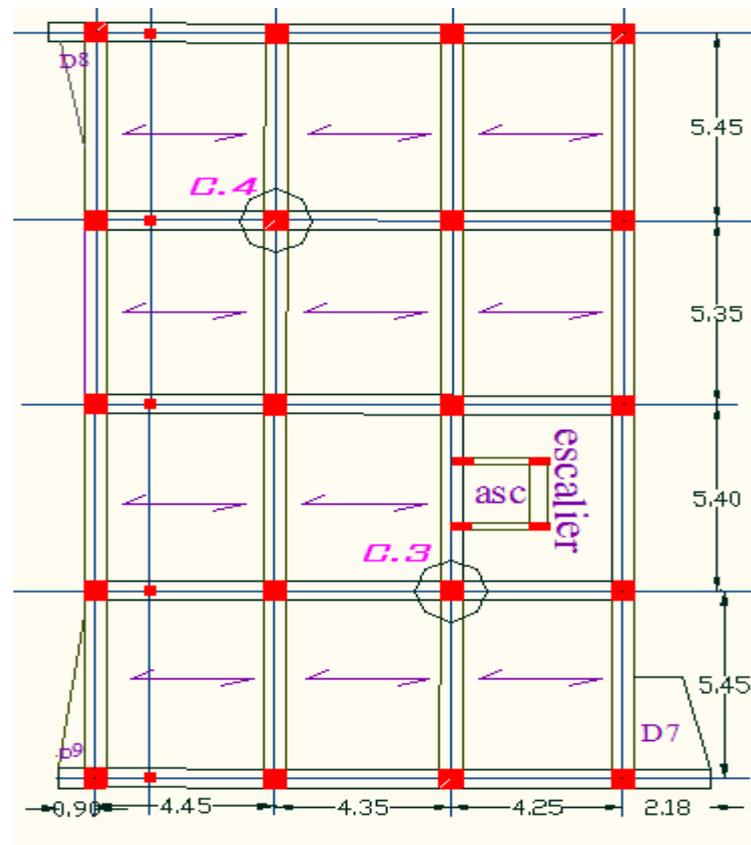


Figure (II.7) : Disposition des poutrelles du plancher 8^{ème} niveau.

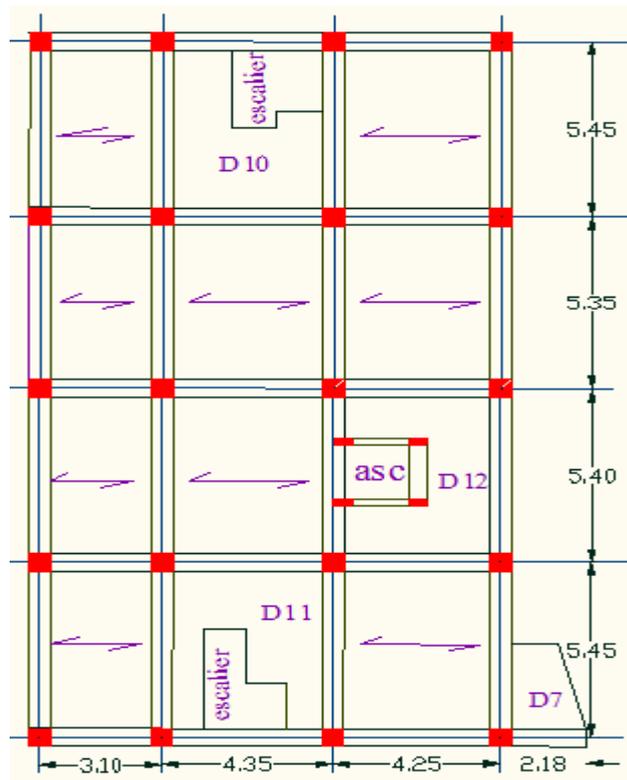


Figure (II.8) : Disposition des poutrelles du plancher 9^{ème} niveau.

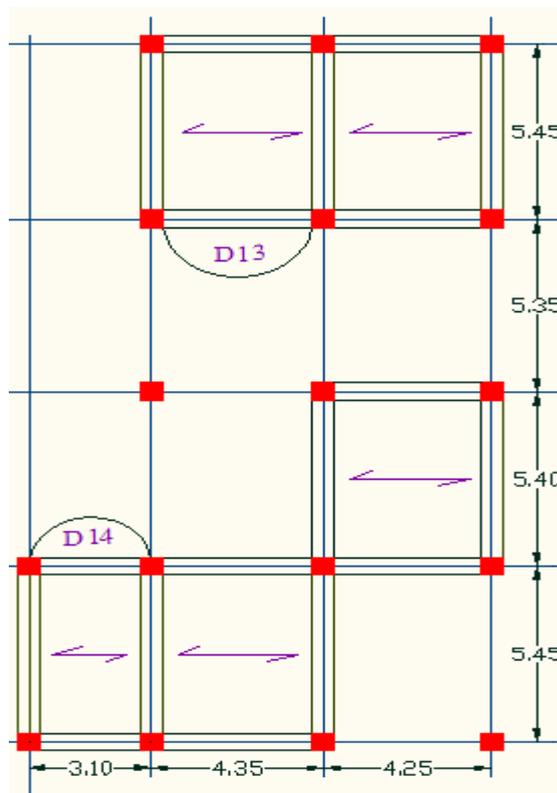


Figure (II.9) : Disposition des poutrelles du plancher niveau toiture.

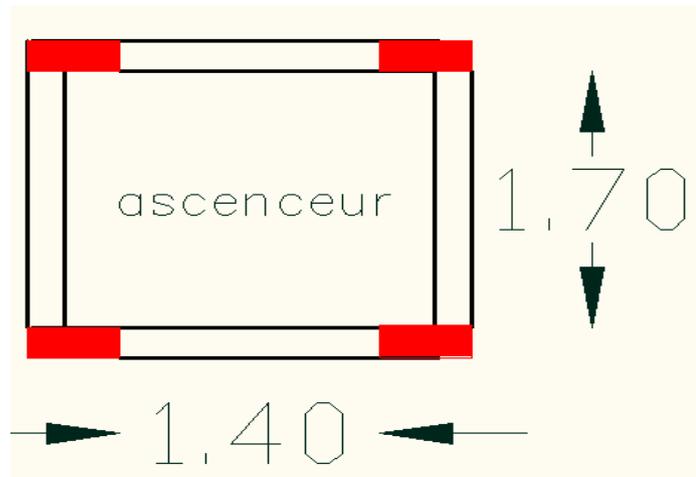


Figure (II.10) : panneau de dalle ascenseur.

II.6. Les dalles pleines

La dalle pleine est un élément dont une dimension est plus petite que les autres (plaque), le plancher à dalle pleine est calculé comme un ensemble de panneau de dalles, qui est la partie de la dalle entouré par des poutres.

L_x : la plus petite portée de la dalle.
 L_y : la plus grande portée de la dalle.

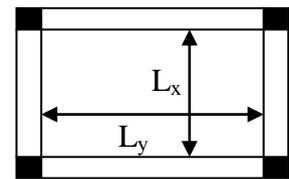


Figure II.11 : Dalle sur quatre appuis

a) Critère de résistance

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \dots\dots\dots \text{Pour une dalle sur deux appuis ou 4 appuis avec } \rho < 0.4.$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \dots\dots\dots \text{Pour une dalle sur un seul appui ou 2 appuis.}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \dots\dots\dots \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis, avec } \rho > 0.4.$$

L_x est la plus petite portée.

b) Critère de coupe feu

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

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

$e \geq 14\text{cm}$ pour 4 heures de coupe feu (BAEL91).

- Les différents types des panneaux de dalles de notre structure sont :

➤ RDC

❖ Dalle sur trois appuis :

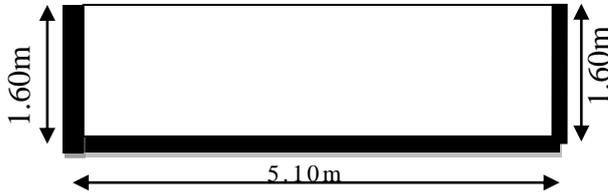


Figure. II.12 : Panneau de dalle D1.

➤ Soupente

❖ Dalles sur trois appuis :

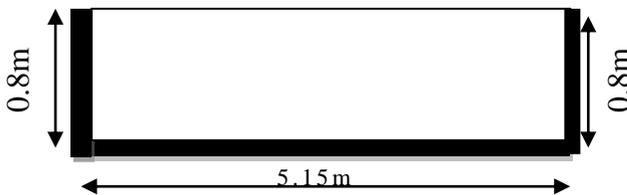


Figure. II.13 : Panneau de dalle D2.

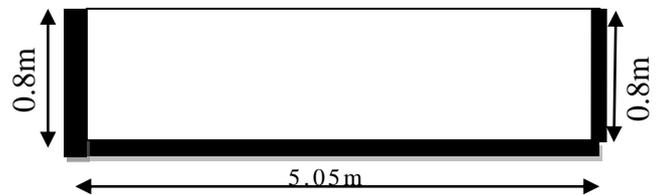


Figure. II.14 : Panneau de dalle D3.

➤ 1^{ère} étage

❖ Dalles sur deux appuis :

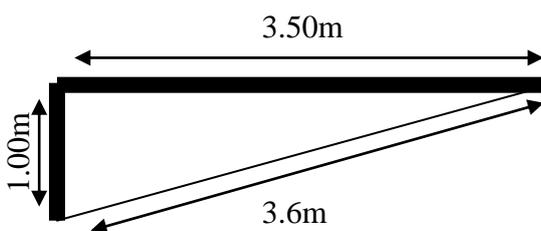


Figure. II.15 : Panneau de dalle D4.

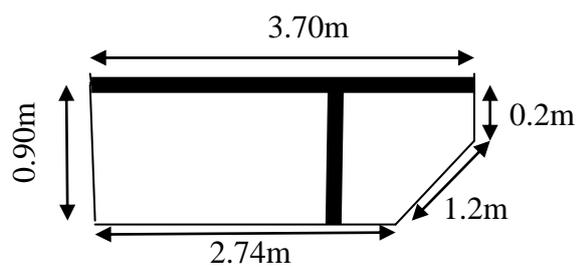


Figure. II.16 : Panneau de dalle D5.

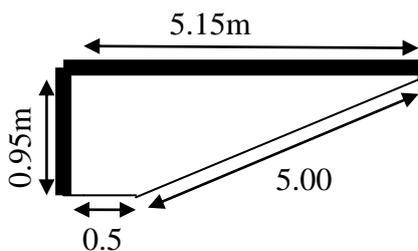


Figure. II.17 : Panneau de dalle D6.

➤ 2^{ème} aux 7^{ème} étage

❖ Dalle sur deux appuis : D4, D5, D6

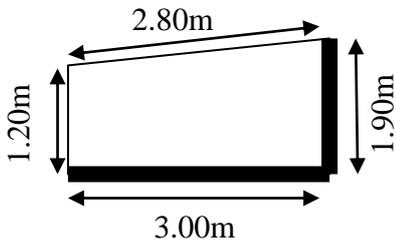


Figure. II.18 : Panneau de dalle D7.

➤ 8^{ème} étage : D7

❖ Dalle sur deux appuis :

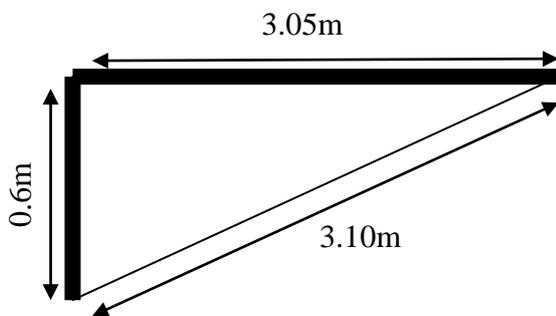


Figure. II.19 : Panneau de dalle D8.

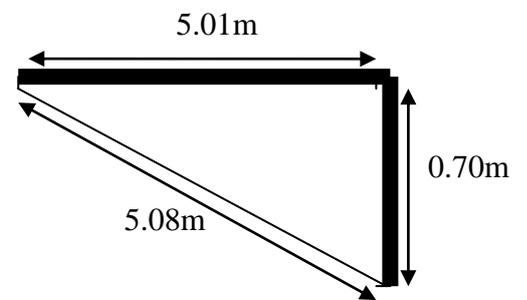


Figure. II.20 : Panneau de dalle D9.

➤ 9^{ème} étage : D7

❖ Dalle sur 4 appuis :

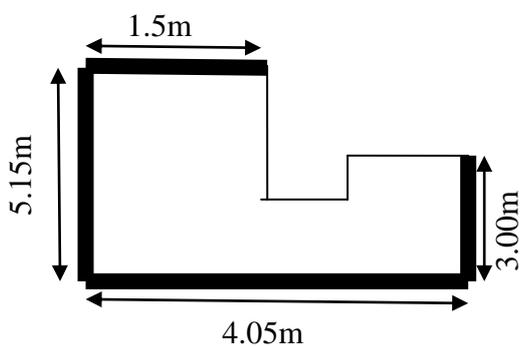


Figure. II.21 : Panneau de dalle D10.

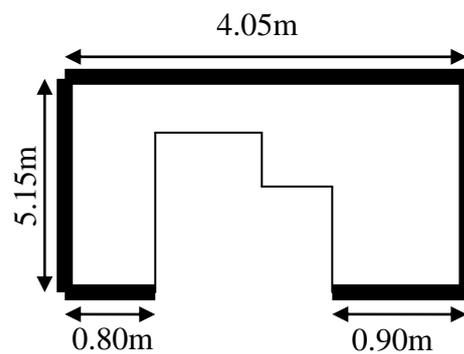


Figure. II.22 : Panneau de dalle D11.

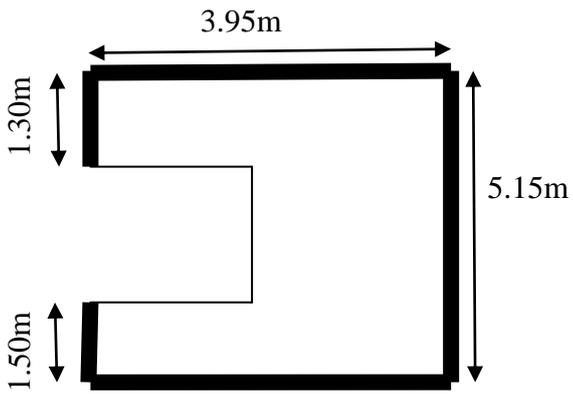


Figure. II.23 : Panneau de dalle D12.

➤ Niveau toiture

❖ Dalle sur un seul appui :

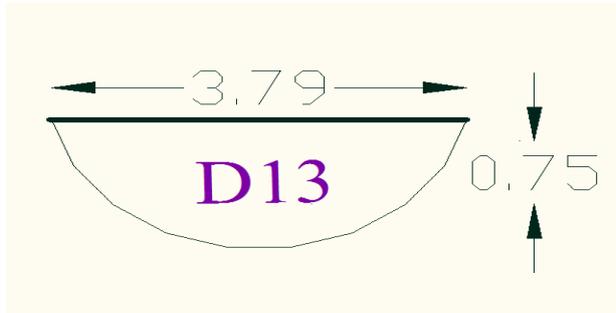


Figure. II.24 : Panneau de dalle D13.

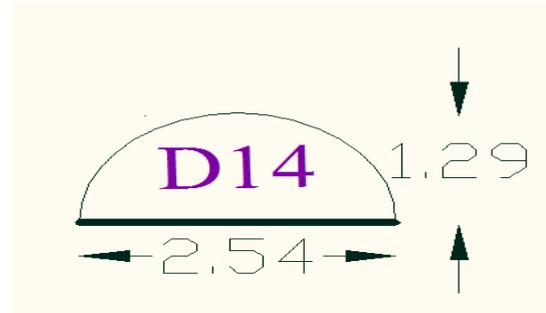


Figure. II.25 : Panneau de dalle D14.

On pré dimensionne dans chaque type de dalle la plus défavorable tel que :

❖ Dalle sur 4 appuis :(D10)

$$\begin{cases} L_x = 4.05m \\ L_y = 5.15m \end{cases}$$

$$\rho = \frac{4.05}{5.15} = 0.79 > 0.4$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{405}{50} \leq e \leq \frac{405}{40}$$

$$8.1cm \leq e \leq 10.13cm$$

$e \geq 11cm$ Pour deux heures de coupe feu (BAEL99).

On adopte : $e = 12cm$

❖ Dalle sur 3 appuis :(D1)

$$\begin{cases} L_x = 1.60m \\ L_y = 5.10m \end{cases}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{160}{50} \leq e \leq \frac{160}{40}$$

$$3.2cm \leq e \leq 4cm$$

$e \geq 11cm$ Pour deux heures de coupe feu (BAEL99).

On adopte : **e = 12cm**

❖ Dalle sur 2 appuis :(D7)

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \frac{190}{35} \leq e \leq \frac{190}{30}$$

$$5.4cm \leq e \leq 6.33cm$$

$e \geq 11cm$ Pour deux heures de coupe feu (BAEL99).

On adopte : **e = 12cm**

❖ Dalle sur 1 seul appui : (D14)

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{129}{20}$$

$$e \geq 6.45cm$$

$e \geq 11cm$ Pour deux heures de coupe feu (BAEL99).

On adopte : **e = 12cm.**

II.7.Evaluation des charges et surcharges revenants aux différents planchers et murs

Plancher toiture :

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Mortier de pose	2	20	0.40
02	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
03	Forme de pente (15%)	6.5	22	1.43
04	Isolation thermique en liège	1.5	18	0.27
05	Plancher à corps creux	(16+4)	14.25	2.85
06	Enduit en ciment	2	20	0.4
Charge permanente totale				G = 5.47
Surcharge d'exploitation				Q = 1.00

Tab II.2 : Evaluation des charges du plancher toiture.

Plancher terrasse accessible

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
02	Mortier de pose	2	20	0.40
03	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
04	Isolation thermique en liège	4	4	0.16
05	Plancher à corps creux	(16+4)	14.25	2.85
06	Enduit en ciment	1.5	18	0.27
Charge permanente totale				G = 4.2
Surcharge d'exploitation				Q = 1.50

Tableau II.3 : *Evaluation des charges du plancher terrasse accessible.**Plancher étage courant*

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Revêtement en carrelage	2	20	0.4
02	Mortier de pose	2	20	0.40
03	Lit de sable	2	18	0.36
04	Plancher à corps creux	(16+4)	14.25	2.85
05	Enduit en ciment	1.5	18	0.27
06	Cloison de séparation	10	9	0.90
Charge permanente totale				G = 5.18
Surcharge d'exploitation				Q = 1.50

Tab II.4 : *Evaluation des charges du plancher étage courant.**Plancher 1^{er} étage +RDC + SOUPENTE (bureaux)*

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Revêtement en carrelage	2	20	0.4
02	Mortier de pose	2	20	0.40
03	Lit de sable	2	18	0.36
04	Plancher à corps creux	(16+4)	14.25	2.85
05	Enduit en ciment	1.5	18	0.27
06	Cloison de séparation	10	9	0.90
Charge permanente totale				G = 5.18
Surcharge d'exploitation				Q = 2.5

Tableau II.5 : *Evaluation des charges du plancher 1^{er} étage +RDC + SOUPENTE (bureaux).*

Dalles pleines

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	12	3.00
Sable fin	3	0.54
Mortier de pose	2	0.40
Carrelage	2	0.40
Enduit de ciment	1.5	0.27
		$\Sigma = 4.61$

Tab II.6 : *évaluation des charges des dalles pleines*

$G_d = 4.61 \text{ KN/m}^2$; étant la charge permanente revenant à la dalle pleine.

$Q_{ba} = 3,5 \text{ KN/m}^2$; étant la surcharge revenant au balcon (DTR BC2-2).

$Q_{es} = 2,50 \text{ KN/m}^2$; étant la surcharge revenant à l'escalier (DTR BC2-2).

Murs extérieurs (doubles cloisons en briques creuses)

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Enduit en plâtre	1.5	0,15
Briques creuses	15	1,35
Lame d'air	5	0,00
Briques creuses	10	0.90
Enduit de ciment	1.5	0,27
		$\Sigma = 2.67$

Tab II.7: *évaluation des charges des murs extérieurs.*

$G_m = 2,67 \text{ KN/m}^2$; étant la charge permanente revenant aux murs extérieurs.

Murs intérieurs

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Enduit en plâtre	2	0,28
Briques creuses	10	0,9
Enduit en plâtre	2	0,28
		$\Sigma = 1.46$

Tab II.8: *évaluation des charges des murs intérieurs.*

$G_m = 1,46 \text{ KN/m}^2$; étant la charge permanente revenant aux murs intérieurs.

II.8. Les escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place,

a) Terminologie

- **La marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contre marche** est la partie verticale, contre la marche.
- **L'embranchement** est la longueur utile de chaque marche.
- **Le giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- **La paillasse** supporte les marches.

Volée c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre

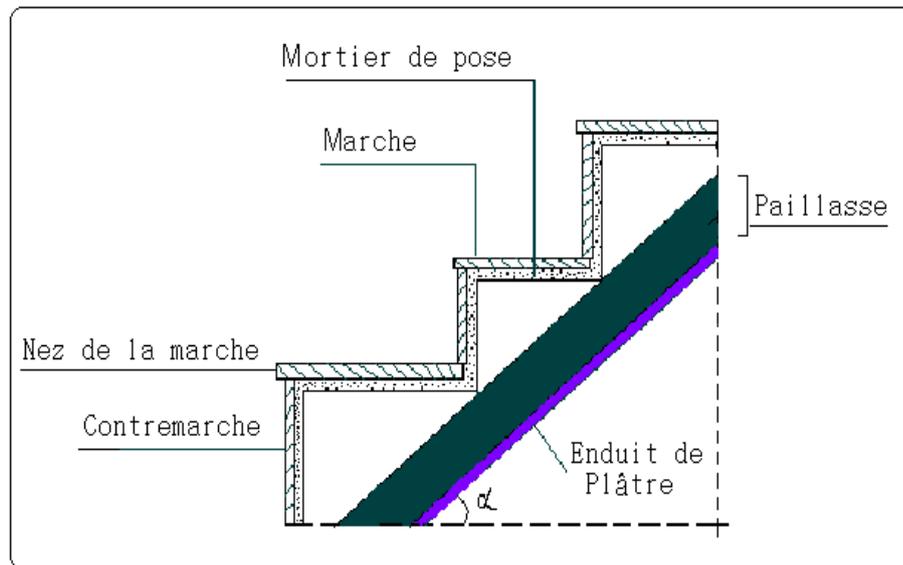


Figure. II.26 : Coupe verticale de l'escalier.

On désigne par :

- h_0 : demi-hauteur d'étage.
- L_0 : longueur totale d'escalier.
- g : le giron.
- H : hauteur de la contre marche.
- N : nombre de contre marche.

• Caractéristiques Géométriques de l'escalier à 2 volées

Le pré dimensionnement se fait par la satisfaction des conditions d'accès d'un niveau à un autre donc pratiquement on a :

La hauteur h de contre marche est prise égale entre 14 et 18 cm.

La largeur g entre 25 et 32 cm.

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

$$0.59 \leq g + 2 \times h \leq 0.64m \dots \dots \dots (1)$$

Or :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \left\{ \begin{array}{l} n: \quad \text{Nombre de contre marches.} \\ n-1: \quad \text{Nombre de marches.} \end{array} \right.$$

$$h = \frac{H}{n}$$

Remplaçant dans (1) on trouve :

$$0.64 \times n^2 - (0.64 + 2 \times H + L_0) \times n + 2 \times H = 0 \dots \dots \dots (2)$$

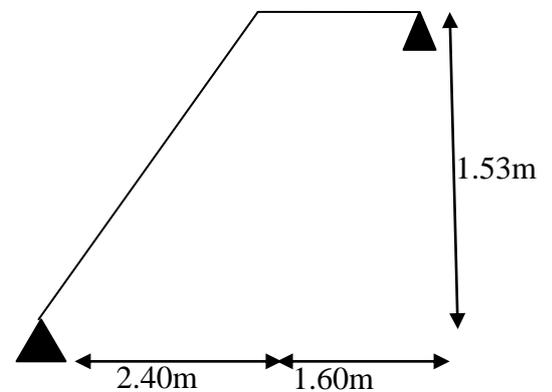
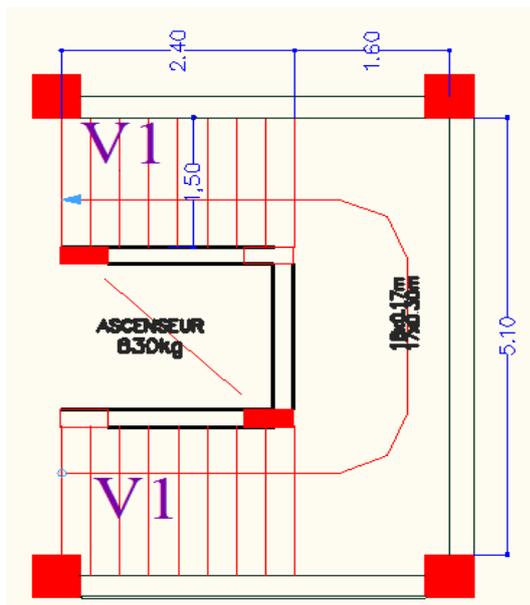


Figure. II.27: Vue en plan de l'escalier à deux volées.

Figure. II.28 : Schéma statique de l'escalier.

▪ Pré dimensionnement de la paillasse et du palier

➤ Escalier du 1^{er} au 9^{ème} étage (escalier à 2 volées)

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

$$L = L_v + L_p$$

$$L_v = \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} = 2.85m.$$

$$L = 1.60 + 2.85 = 4.45m$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{4.45}{30} \leq e \leq \frac{4.45}{20} \Rightarrow 14.83cm \leq e \leq 22.25cm$$

$e \geq 11cm$ pour deux heures de coupe-feu.

On prend **e=12 cm**.

– **Calcul du nombre de marche et de contre marche**

On a : $L_0 = 2.40 \text{ m}$; $h_0 = 1.53 \text{ m}$.

$$64n^2 - (64 + 2h_0 + L_0)n + 2h_0 = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 1.53 + 2.40)n + 2 \times 1.53 = 0$$

$$64n^2 - 69.46n + 3.06 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marches est : **$n = 9$**

Le nombre de marches est : **$n - 1 = 8$** .

– **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

$$H = \frac{h_0}{n} \Rightarrow H = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow H = 17 \text{ cm.}$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30 \text{ cm}$.

La hauteur d'une contre marche est $H = 17 \text{ cm}$.

$$\text{Tag } \alpha = \frac{1.53}{2.4} = 0.637 \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

➤ **Escalier du RDC à la soupenne (escalier à 2 volées)**

$h_0 = 1.31 \text{ m}$

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

$$L = L_v + L_p$$

$$L_v = \sqrt{1.50^2 + 1.31^2} = 2.00 \text{ m.}$$

$$L = 2.50 + 2.00 = 4.50 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{450}{30} \leq e \leq \frac{450}{20} \Rightarrow 15 \text{ cm} \leq e \leq 22.5 \text{ cm}$$

$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

On prend **$e = 12 \text{ cm}$** .

– **Calcul du nombre de marche et de contre marche**

On a : $L_0 = 1.50 \text{ m}$; $h_0 = 1.31 \text{ m}$.

$$64n^2 - (64 + 2h_0 + L_0)n + 2h_0 = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 1.31 + 1.50)n + 2 \times 1.31 = 0$$

$$64n^2 - 68.12n + 2.62 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marches est : **$n = 7$**

Le nombre de marches est : **$n - 1 = 6$** .

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{150}{6} = 25 \Rightarrow g = 25cm.$$

$$H = \frac{h_0}{n} \Rightarrow H = \frac{131}{7} = 18.71 \Rightarrow H = 18cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 25cm$.

La hauteur d'une contre marche est $H = 18cm$.

$$\text{Tag } \alpha = \frac{1.31}{1.5} = 0.012 \Rightarrow \alpha = 41.13^\circ$$

- **Escalier du la soupenste au 1^{er} etage (escalier à 2 volées)**

$$h_0 = 1.02m$$

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

$$L = L_v + L_p$$

$$L_v = \sqrt{1.50^2 + 1.02^2} = 1.85m.$$

$$L = 2.50 + 1.85 = 4.35m$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{435}{30} \leq e \leq \frac{435}{20} \Rightarrow 14.5cm \leq e \leq 21.75cm$$

$e \geq 11cm$ pour deux heures de coupe-feu.

On prend **e=12 cm**.

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

On a : $L_0 = 1.50 m$; $h_0 = 1.02 m$.

$$64n^2 - (64 + 2h_0 + L_0)n + 2h_0 = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 1.02 + 1.50)n + 2 \times 1.02 = 0$$

$$64n^2 - 67.54n + 2.04 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marches est : **n = 6**

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

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

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

$$H = \frac{h_0}{n} \Rightarrow H = \frac{131}{6} = 21.8 \Rightarrow H = 18cm.$$

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

La hauteur d'une contre marche est $H = 18cm$.

$$\text{Tag } \alpha = \frac{1.02}{1.5} = 0.012 \Rightarrow \alpha = 41.13^\circ$$

➤ Escalier du sous sol au RDC (escalier à 3 volées)

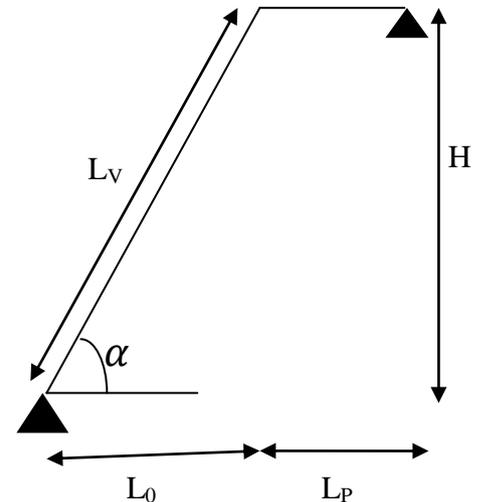
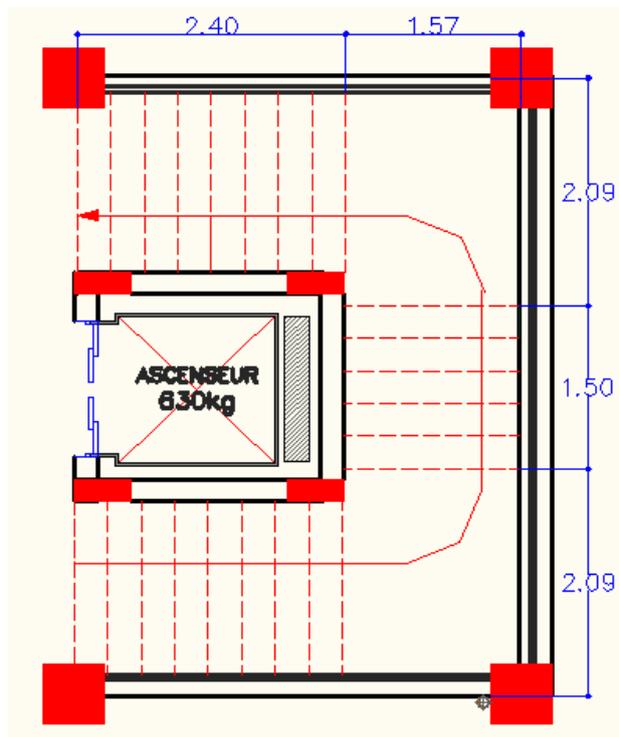


Figure. II.29: Vue en plan de l'escalier à trois volées.

• Première et troisième volée

- Epaisseur de la pailleasse

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

l_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier d'arrivée.

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

$$L = \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} + 1.57 = 4.42m.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{442}{30} \leq e \leq \frac{442}{20} \Rightarrow 14.73cm \leq e \leq 22.10cm \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

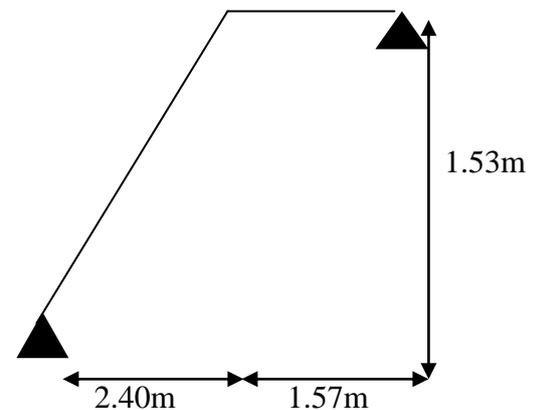


Figure. II.30 : Schéma statique de l'escalier.

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

Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : $L_0 = 240 \text{ cm}$; $H = 153 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240)n + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 9.**

Le nombre de marche est : **n -1 = 8.**

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

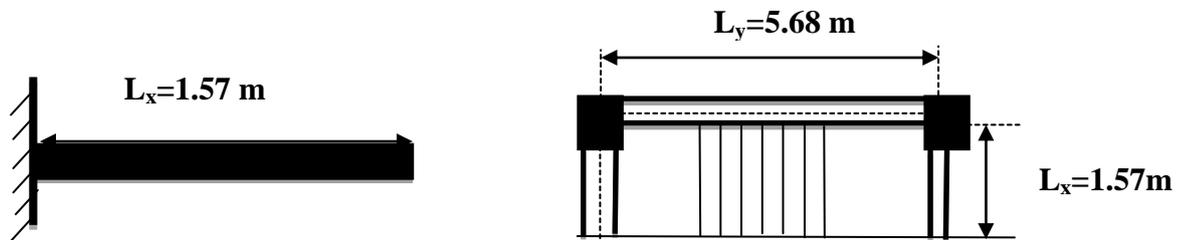
$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

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

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

• **Deuxième volée :**

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée).



- **Epaisseur de la pailasse**

$$\begin{cases} e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{157}{20} \Rightarrow e \geq 7.85cm \\ e \geq 11cm \quad \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{cases}$$

On prend : **e = 12 cm.**

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

On a : $L_0 = 157 \text{ cm}$; $H = 102 \text{ cm}.$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 102 + 157)n + 2 \times 102 = 0$$

$$64n^2 - 425n + 204 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marches est : **n = 6**

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

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{157}{5} = 31.4 \Rightarrow g = 30cm.$$

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

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30\text{cm}$.

La hauteur d'une contre marche est $h = 17\text{cm}$.

❖ **Evaluation des charges et- surcharges des escaliers**

➤ **Charge de la volée**

Désignation des éléments	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids "G= e γ" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44
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	0.226
Marches	h/2	22	1.87
Paillasse	0.12/cosα	25	3.55
Enduit en plâtre	0.02/cosα	14	0.332
			Σ = 7,067

Tab II.9: évaluation des charges de la volée.

- charge permanente totale est estimée à : **G = 7,067 KN/m²**.
- La charge d'exploitation est : **Q = 2,50 KN/m²**.

➤ **Charge du palier**

Désignation des éléments	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids "G= e . γ" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.12	25	3.00
Enduit en plâtre	0.015	14	0.21
			Σ = 4,41

Tab II.10: évaluation des charges du palier.

- La charge permanente totale est estimée à : **G = 4,41KN/m²**.
- La charge d'exploitation est : **Q = 2,50 KN/m²**.

II.9. Acrotère

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

Dans notre cas on distingue trois acrotères tel que :

- Acrotère de la terrasse inaccessible (toiture), noté **A_{toiture}**
- Acrotère de la terrasse accessible (dalle du 1^{er} étage), noté **A_{d1}**

❖ **Evaluations des charges et surcharges**

a. Acrotère de la terrasse inaccessible (toiture), noté A_{toiture} :

Soit S la section de l'acrotère ;

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

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

➤ **Charge Permanente :**

▪ **Poids propre :**

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1$$

$$G = 1.71 \text{ KN/ml}$$

▪ **Enduit de ciment :**

$$G = \gamma_c \times e$$

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

$$G = 1.71 + 0.4 = 2.11 \text{ KN/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation : Q = 1 KN/m**

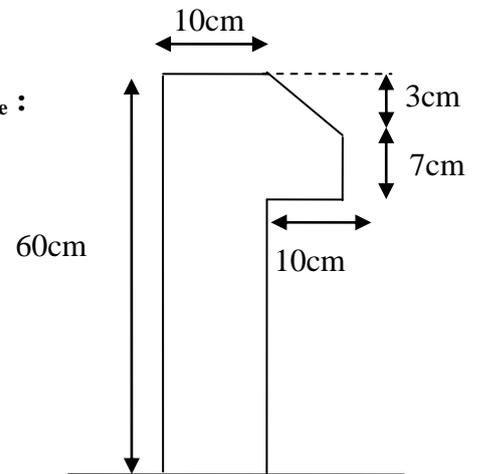


Fig. II.31: l'acrotère (A)_{toiture}

b. Acrotère de la terrasse accessible (dalle du 1^{er} étage), noté A_{d1} :

Soit S la section de l'acrotère ;

$$S = 1 \times 0.1 + (0.1 + 0.07) \times 0.1 / 2$$

$$S = 0.1085 \text{ m}^2$$

➤ **Charge Permanente :**

▪ **Poids propre :**

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.1085 \times 1$$

$$G = 2.72 \text{ KN/ml}$$

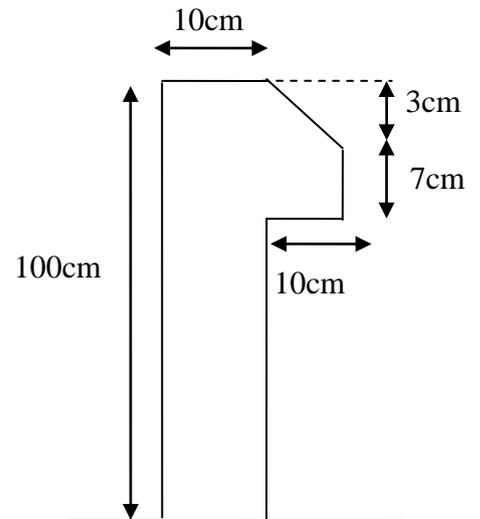


Fig. II.32 : l'acrotère (A)_{d1}

▪ **Enduit de ciment :**

$$G = \gamma_c \times e$$

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

$$G = 2.72 + 0.4 = 3.12 \text{ KN/ml}$$

➤ **La Surcharge d'exploitation : Q = 1KN/m**

➤ **La charge sismique :**

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (Article 6.2.3)}$$

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

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

W_p : Poids de l'acrotère.

❖ **Pour l'acrotère : H=100 cm**

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

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.12$$

$$F_p = 1,50 \text{ KN}$$

❖ **Pour l'acrotère : H=60 cm**

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.11 \rightarrow F_p = 1,02 \text{ K}$$

II.10. La descente de charge

Du fait que nous avons plus de 5 niveaux, ainsi que certains de nos planchers sont à usage d'habitation nous procédons à la dégression des charges d'exploitations.

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

- La loi de dégression : DTR B.C 2.2 (6.3)

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) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

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

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : Q

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $0.9Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $0.8Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

La descente de charge va se faire pour le poteau car c'est celui qui présente la configuration la plus défavorable en se référant à la surface afférente.

❖ Plancher terrasse inaccessible : figure a

La surface afférente :

$$S = S_2 + S_3 = 11.64 \text{ m}^2$$

$$G_{ti} = 4.5 \text{ KN/m}^2; Q_{ti} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{ti}=4.5*11.64=53.38\text{KN}$$

$$Q_{tinaccessible}=1*11.64=11.64\text{KN}$$

Poids des poutres:

Poutre principale: $P_{pp}=0.35*0.45*5.1*25=20.08 \text{ KN}$.

Poutre secondaire : $P_{ps}=0.30*0.35*4.01*25=10.53\text{KN}$

$P_{TOT}= 30.61\text{KN}$.

Charge de l'acrotère :

$G_C= 2.11*(2.6+2.00)=9.71\text{KN}$

❖ **Plancher terrasse accessible : figure b**

La surface afférente :

$$S=S_1+ S_2+ S_3+ S_4=20.33\text{m}^2$$

$$G_{ta}=6.4\text{KN/ m}^2; Q_{ta}=1.5 \text{ KN/ m}^2$$

$$G_{ta}=6.4*20.33=130.11 \text{ KN}$$

$$Q_{ta}=1.5*20.33=30.50 \text{ KN}$$

Poids des poutres :

$P_{pp}=0.35*0.45*5.1*25=20.08\text{KN}$.

$P_{ps}=0.30*0.35*4.01*25=10.53 \text{ KN}$

$P_{Tot}=30.61 \text{ KN}$

❖ **Plancher étage courant : figure c**

$$S=19.67\text{m}^2; G_{pc}=5.18\text{KN/ m}^2; Q_{pc}=1.5 \text{ KN/ m}^2$$

$$G_{pc}=5.18*19.67=102 \text{ KN}$$

$$Q_{pc}=1.5*19.67=29.5 \text{ KN}$$

Poids des poutres étage courant :

$P_{pp}=0.35*0.40*4.63*25=16.21\text{KN}$.

$P_{ps}=0.30*0.35*3.51*25=9.21 \text{ KN}$.

$P_{Tot}=25.42\text{KN}$.

❖ **Plancher 1^{er} étage et soupente (bureaux) : figure d**

$$S=21.31\text{m}^2; G_{pb}=5.18\text{KN/ m}^2; Q_{pb}=2.5 \text{ KN/ m}^2$$

$$G_{pb}=5.18*21.31=110.39 \text{ KN}$$

$$Q_{pb}=2.5*21.31=53.28 \text{ KN}$$

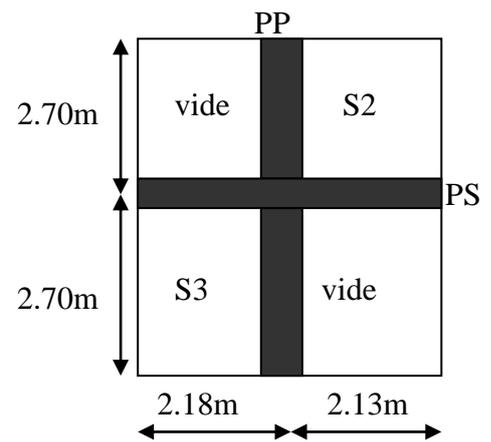


Figure a

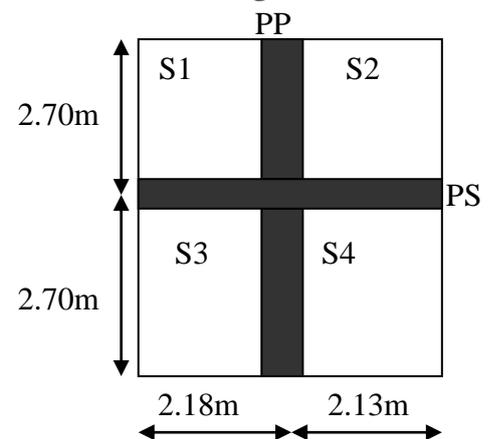


figure b

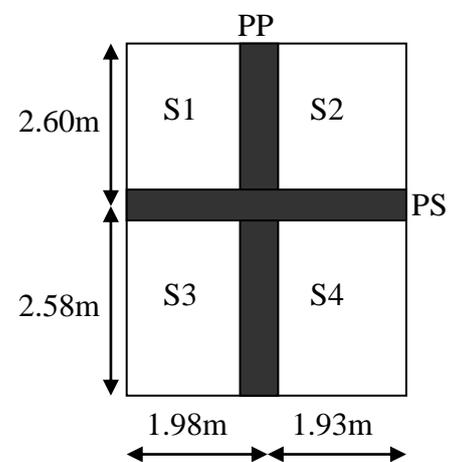


Figure c

Poids des poutres :

$$P_{pp}=0.35*0.45*4.75*25=18.70 \text{ KN.}$$

$$P_{ps}=0.30*0.35*3.47*25=9.11 \text{ KN.}$$

$$P_{Tot}=27.81 \text{ KN.}$$

❖ **Plancher du RDC (bureaux) : figure e**

$$S= 13.16 \text{ m}^2; G_{RDC}=5.18\text{KN/ m}^2; Q_{RDC}=2.5\text{KN/ m}^2$$

$$G_{prdc}=5.18*13.16 =68.16 \text{ KN.}$$

$$Q_{prdc}=2.5*13.16 = 32.90 \text{ KN.}$$

$$P_{pp}=0.35*0.45*4.33*25=17.05\text{KN.}$$

$$P_{ps}=0.30*0.35*3.25*25=8.53 \text{ KN}$$

$$P_{Tot}=25.58\text{KN}$$

❖ **Plancher du sous-sol : figure f**

$$S=17.45\text{m}^2; G_{SS}=5.18\text{KN/ m}^2; Q_{SS}=2.5 \text{ KN/ m}^2$$

$$G_{pSS}=5.18*17.45 =90.39 \text{ KN.}$$

$$Q_{pSS}=2.5*17.45 =43.63\text{KN.}$$

$$P_{pp}=0.35*0.45*4.13*25=16.26 \text{ KN.}$$

$$P_{ps}=0.30*0.35*3.00*25=7.88 \text{ KN}$$

$$P_{Tot}=24.14\text{KN}$$

❖ **Poids des poteaux :**

- Sous sol : section des poteaux (60×60) cm²

$$P=0.60*0.60* 4.08*25=36.72 \text{ KN}$$

- RDC: section des poteaux (55×55) cm²

$$P=0.55*0.55* 3.00*25=22.69\text{KN}$$

- Soupente: section des poteaux (55×55) cm²

$$P=0.55*0.55* 2.61*25=19.74\text{KN}$$

- 1^{er} étage et 2^{ème}: section des poteaux (50×50) cm²

$$P= 0.50*0.50*3.06*25=19.13\text{KN}$$

- 3^{ème} étage et 4^{ème} : section des poteaux (45×45) cm²

$$P= 0.45*0.45*3.06*25=15.5\text{KN}$$

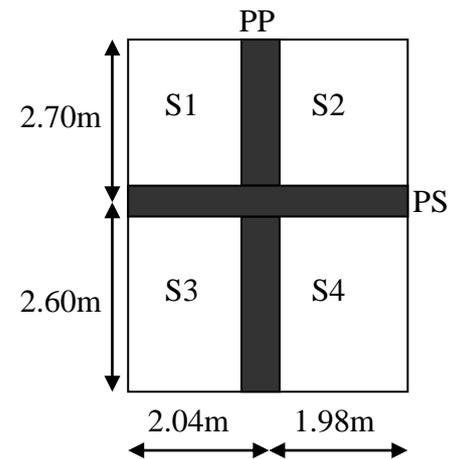


Figure d

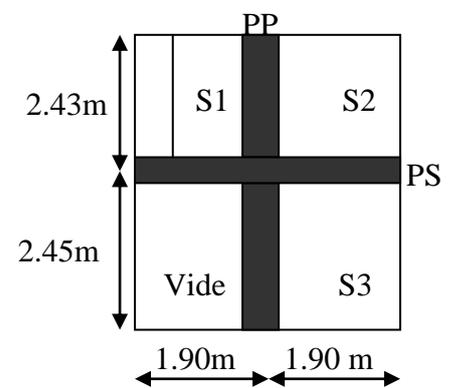


Figure e

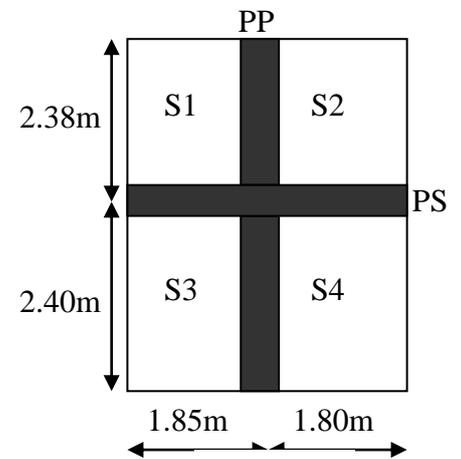


Figure f

- 5^{ème} et étage 6^{ème}: section des poteaux (**40×40**) cm²

$$P = 0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ KN}$$

- 7^{ème} et étage 8^{ème} : section des poteaux (**35×35**) cm²

$$P = 0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.38 \text{ KN}$$

- 9^{ème} étage jusqu'à la terrasse accessible : section des poteaux (**30×30**) cm²

$$P = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 6.89 \text{ KN}$$

❖ **Application de la loi de dégression :**

$$N_1 : Q_0 = 11.64 \text{ KN}$$

$$N_2 : Q_1 = 11.64 + 30.50 = 42.14 \text{ KN}$$

$$N_3 : Q_2 = Q_0 + 0.95 \times 60.00 = 68.64 \text{ KN}$$

$$N_4 : Q_3 = Q_0 + 0.90 \times 89.50 = 92.19 \text{ KN}$$

$$N_5 : Q_4 = Q_0 + 0.85 \times 119 = 112.79 \text{ KN}$$

$$N_6 : Q_5 = Q_0 + 0.8 \times 148.50 = 130.44 \text{ KN}$$

$$N_7 : Q_6 = Q_0 + 0.75 \times 178.00 = 145.14 \text{ KN}$$

$$N_8 : Q_7 = Q_0 + 0.71 \times 207.50 = 158.97 \text{ KN}$$

$$N_9 : Q_8 = Q_0 + 0.69 \times 237.00 = 175.17 \text{ KN}$$

$$N_{10} : Q_9 = Q_0 + 0.67 \times 266.50 = 190.20 \text{ KN}$$

$$N_{11} : Q_{10} = Q_0 + 0.65 \times 319.78 = 219.50 \text{ KN}$$

$$N_{12} : Q_{11} = Q_0 + 0.64 \times 373.06 = 250.40 \text{ KN}$$

$$N_{13} : Q_{12} = Q_0 + 0.63 \times 405.96 = 267.39 \text{ KN}$$

$$N_{14} : Q_{13} = Q_0 + 0.62 \times 449.59 = 290.39$$

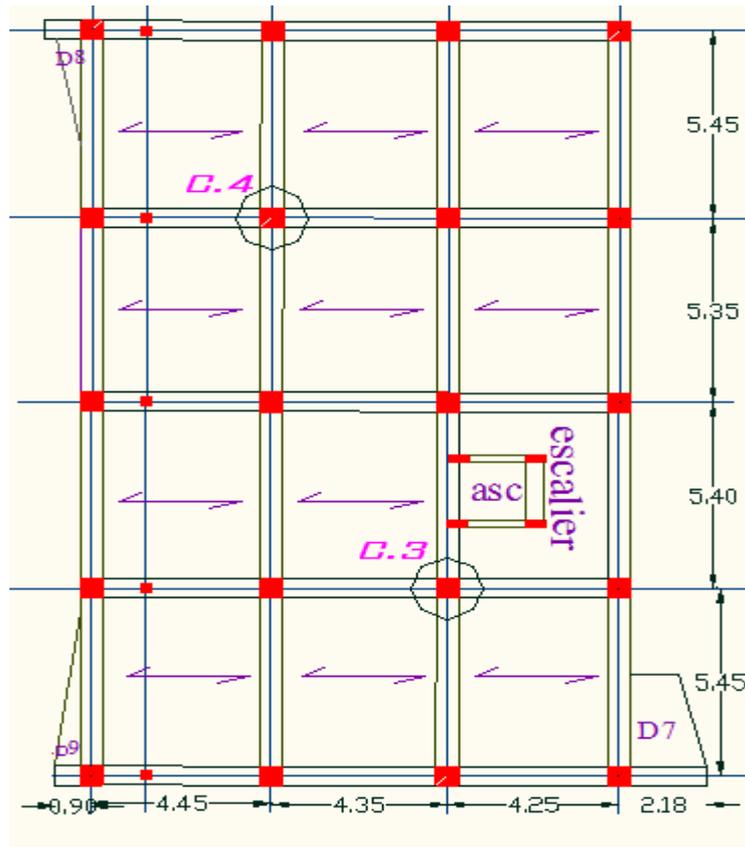


Figure II.33 : les deux poteaux le plus sollicités.

Les résultats de la descente de charges pour le poteau (C.3) sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	53.38	
	Poutres	30.61	
	Poteau	6.89	
	Acrotère	9.71	
	Total	100.59	11.64
N2	Venant de N1	100.59	
	Plancher terrasse accessible	130.11	
	Poteau	6.89	
	Poutres	30.61	
Total	268.20	42.14	
N3	Venant de N2	268.20	
	Plancher corps creux	102	

	Poteau	6.89	
	Poutres	25.42	
	Total	402.51	68.64
N4	Venant de N3	402.51	
	Plancher corps creux	102	
	Poteau	9.38	
	Poutres	25.42	
	Total	539.31	92.19
N5	Venant de N4	539.31	
	Plancher corps creux	102	
	Poteau	9.38	
	Poutres	25.42	
	Total	676.61	112.79
N6	Venant de N5	676.61	
	Plancher corps creux	102	
	Poteau	12.24	
	Poutres	25.42	
	Total	815.77	130.44
N7	Venant de N6	815.77	
	Plancher corps creux	102	
	Poteau	12.24	
	Poutres	25.42	
	Total	955.43	145.14
N8	Venant de N7	955.43	
	Plancher corps creux	102	
	Poteau	15.5	
	Poutres	25.42	
	Total	1098.35	158.97
N9	Venant de N8	1098.35	
	Plancher corps creux	102	
	Poteau	15.5	
	Poutres	25.42	

	Total	1241.27	175.17
N10	Venant de N9	1241.27	
	Plancher corps creux	102	
	Poteau	19.13	
	Poutres	25.42	
	Total	1387.82	190.20
N11	Venant de N10	1387.82	
	Plancher corps creux	110.39	
	Poteau	19.13	
	Poutres	27.81	
	Total	1545.15	219.50
N12	Venant de N11	1545.15	
	Plancher corps creux	110.39	
	Poteau	19.74	
	Poutres	27.81	
	Total	1703.09	250.40
N13	Venant de N12	1703.09	
	Plancher corps creux	68.16	
	Poteau	22.69	
	Poutres	25.58	
	Total	1819.52	267.39
N14	Venant de N13	1819.52	
	Plancher corps creux	90.39	
	Poteau	45.90	
	Poutres	24.14	
	Total	1979.95	290.39

Tab II.11: descente des charges pour le poteau (C.3).

Les résultats de la descente de charges pour le poteau (C.4) d'une manière semblable au calcul précédent on trouve : $G= 1540.03 \text{ KN}$

$$Q= 220.25 \text{ KN}$$

Les calculs montrent que le poteau (C.3) est le plus sollicité sous charges verticales.

$G= 1979.95 \text{ KN}$ et $Q = 290.39 \text{ KN}$

- **Vérifications**

Les poteaux sont pré dimensionnés en satisfaisant trois critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99

- **Critère de résistance**

Les poteaux sont sollicités en compression simple par un effort N_u .

On doit vérifier que :

Avec : $\frac{N_u}{B} \leq \sigma_{bc}$

N_u : Effort normal pondéré du aux charges et surcharges.

B : Section transversale du poteau tel que : **$B = b \cdot h$** .

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à la compression à l'Etat Limite Ultime, tel que :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que : **$N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$**

- **Critère de stabilité de forme**

Pour vérifier le flambement des poteaux, on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow B_{r \text{ cal}} \geq \frac{BN_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{bU}}{0.9} + \frac{0.85 \times A \times f_e}{B \times \gamma_s} \right]}$$

Avec :

B_r : Section réduite du poteau : $B_r = (b - 0.02) \cdot (h - 0.02)$ (m²).

A / B : Le rapport de la section de l'acier à celle du béton, on prend ; **$A / B = 1\%$**

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

λ : L'élanement définie par ; **$\lambda = L_f / i_{\min}$** .

Avec : **L_f** longueur du flambement.

Pour le cas de bâtiment courant : **$L_f = 0.7 \cdot l_0$** où :

l_0 : Longueur libre du poteau.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{h}{12}$$

I : moment d'inertie de la section du poteau.

B : section transversale du poteau, tel que : **$B = b \cdot h$**

$$\lambda = \frac{0.7 \cdot l_0 \cdot \sqrt{12}}{h}$$

- Si : $0 < \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$
- Si : $50 < \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$

- **Règles du RPA99**

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire les conditions suivantes en zone II_a :

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{Où } h_e : \text{ hauteur d'étage} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases}$$

Vérification du poteau du sous-sol

➤ **vérification selon le critère de résistance**

Calcul de l'effort normal ultime

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot 1979.95 + 1.5 \cdot 290.39$$

Selon le CBA93 (article B.8.1, 2) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que : $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

$$N_u = 1.1 \cdot (1.35 \cdot 1979.95 + 1.5 \cdot 290.39)$$

$$N_u = 3419.37 \text{ KN}$$

➤ **Vérification à la compression simple**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq \sigma_{bc} \quad \text{Avec } B: \text{ Section transversale du poteau tel que : } B = b \cdot h.$$

$$B \geq \frac{N_u}{\sigma_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{3419.37 \times 10^{-3}}{14.2}$$

$$B \geq 0.241 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B = 0.60 \times 0.60 = 0.36 \text{ m}^2$$

$$B = 0.36 \text{ m}^2 \geq 0.241 \text{ m}^2 : \text{ Condition vérifier}$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau (C.3) :

Niveaux	Nu	sections	Condition $B \geq B$		observation
			calculé		
			B	B calculé	
Sous-sol	3419.37	60×60	0.36	0.241	vérifiée
RDC	3143.18	55×55	0.303	0.221	vérifiée
Soupende	2942.25	55×55	0.303	0.207	vérifiée
1 ^{er} étage	2656.72	50×50	0.25	0.187	vérifiée
2 ^{eme} étage	2374.74	50×50	0.25	0.167	vérifiée
3 ^{eme} étage	2132.32	45×45	0.203	0.150	vérifiée
4 ^{eme} étage	1893.35	45×45	0.203	0.133	vérifiée
5 ^{eme} étage	1658.29	40×40	0.16	0.117	vérifiée
6 ^{eme} étage	1426.64	40×40	0.16	0.100	vérifiée
7 ^{eme} étage	1190.87	35×35	0.123	0.084	vérifiée
8 ^{eme} étage	952.99	35×35	0.123	0.067	vérifiée
9 ^{eme} étage	710.98	30×30	0.09	0.050	vérifiée
Terrasse accessible	467.81	30×30	0.090	0.033	vérifiée
Toiture	168.58	30×30	0.090	0.012	vérifiée

Tab II.12 : Vérification des poteaux à la compression simple.

➤ **vérification selon le critère de stabilité de forme**

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

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

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

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

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

l_f : Longueur de flambement.

h_0 : Longueur du poteau.

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

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

➤ **Vérification au flambement pour le poteau de sous sol**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.86\text{m}$$

$$B = 0.60 \times 0.60 = 0.36\text{m}^2$$

$$I = \frac{0.60 \times 0.60^3}{12} = 1.08 \times 10^{-2}\text{m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{1.08 \times 10^{-2}}{0.36}} = 0.17\text{m}$$

$$\lambda = \frac{2.86}{0.17} = 16.82 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.81$$

$$\alpha = 0.81$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_{r \text{ cal}} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{C28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_{r \text{ cal}} \geq \frac{3419.37 \times 10^{-3}}{0.81 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.19\text{m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (0.60 - 0.02) \times (0.60 - 0.02) = 0,36\text{m}^2$$

$$B_r = 0,36\text{m}^2 > B_{r \text{ cal}} = 0.19\text{m}^2$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

➤ **vérification selon les règles du RPA99**

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire aux conditions suivantes en zone Π_a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, h) \geq 25 \text{ cm.} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}. \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4. \end{array} \right. \quad \text{Où } h_e : \text{ hauteur d'étage}$$

➤ **Vérification du poteau du plancher terrasse accessible**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(30, 30) \geq 25 \text{ cm.} \\ \min(30, 30) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{30}{30} < 4 \end{array} \right. \quad \text{les conditions du RPA sont vérifiées}$$

II.11. Conclusion

Le pré dimensionnement se fait en guise d'un avant projet en répondant aux exigences du pré dimensionnement données par le RPA99 addenda 2003, BAEL99 et CBA93, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des différents éléments à adopter.

Les éléments non structuraux ont été pré dimensionnés comme suit :

- ✓ L'épaisseur des planchers corps creux a été estimée à **(16+4) cm**.
- ✓ L'épaisseur des dalles pleines adoptée est de **12cm** pour toute la structure

Et pour le pré dimensionnement des éléments structuraux tel que :

- ✓ Les voiles : avec une épaisseur de **20cm** pour les voiles de sous sol, **15cm** pour le RDC et tous les autres étages.
- ✓ les poutres : la section adoptée est de **(35×45) cm²** pour les poutres principales et **(30×35) cm²** pour les poutres secondaires.
- ✓ Les poteaux ont été pré dimensionnés à la compression simple selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.) ; ces poteaux doivent répondre aussi au critère de stabilité de forme exigé par le RPA. Les dimensions des poteaux ont été alors fixées à :

Sous sol	: (h×b)= (60×60) cm ²
RDC, soupenle	: (h×b)= (55×55) cm ²
1 ^{er} étage et 2 ^{ème} étage	: (h×b)= (50×50) cm ²
3 ^{ème} étage 4 ^{ème}	: (h×b)= (45×45) cm ²
5 ^{ème} étage et 6 ^{ème}	: (h×b)= (40×40) cm ²
7 ^{ème} et étage 8 ^{ème}	: (h×b)= (35×35) cm ²
9 ^{ème} étage jusqu'à la terrasse accessible et toiture	: (h×b)= (30×30) cm ²

Chapitre III
Etude des
éléments secondaires

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, 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 d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 addenda 2003...).

III.2. Calcul des poutrelles

Le dimensionnement, et le ferrailage des poutrelles passe par deux étapes :

1^{ère} étape : avant le coulage de la table de compression.

2^{ème} étape : après le coulage de la dalle de compression.

1. Avant coulage

Les poutrelles sont considérées comme des poutres isostatiques, de section rectangulaire $(b \times h) = (12 \times 4 \text{ cm}^2)$, soumises à leur poids propre, au poids des entrevous et une surcharge concentrée Q appliquée en travée (à mi-portée) due à la présence d'un ouvrier sur le plancher :

$$Q = \text{Max} (1 \text{ (au milieu de la poutrelle) [kN] ; } 0.5 L \text{ portée [kN/ml]})$$

$$Q = \text{Max} (1 \text{ KN ; } 0,5 \times 4.45) = 2.225 \text{ kN}$$

Les charges permanentes sont données comme suit :

$$\text{Poids propre de poutrelle : } 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Poids propre du corps creux : } 0.60 \times 1 = 0.6 \text{ KN/ml.}$$

$$G = 0.72 \text{ KN/ml.}$$

1.1. Combinaisons d'actions

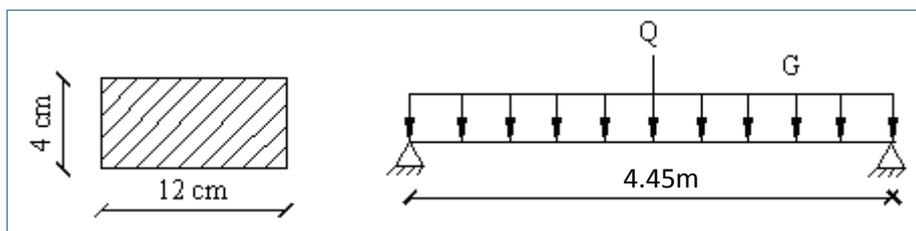


Fig.III.1. Schéma statique d'une poutrelle

Moment fléchissant :

$$M_G = G \times L^2 / 8 = 1.78 \text{ KN/ml}$$

$$M_Q = Q \times L / 4 = 2.48 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{À ELU : } M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 6.12 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{À ELS : } M_s = M_G + M_Q = 4.26 \text{ KN/ml}$$

1.2. Sollicitations de calcul

Moment max en travée [kN.m]		Effort tranchant max en appui [kN]	
ELU	ELS	ELU	ELS
6.12	4.26	3.79	2.55

Tab .III.1. Sollicitations combinées de calcul des poutrelles.

$$\mu = M_u / b d^2 f_{b_u};$$

$$\mu = 6.12 \times 10^{-3} / 0.12 \times 0.036^2 \times 14.17$$

$$\mu = 2.77 > \mu_{lim} = 0.39 \text{ « Les armatures comprimées A' sont nécessaires »}$$

Comme la section est d'une très faible hauteur, il est impossible d'introduire des armatures de compression. La seule solution est de diminuer le moment par une diminution de la portée. Pour ce faire, il est impératif de prévoir des étais.

Les étaielements seront disposés de telle façon à diminuer les sollicitations, donc à annuler les armatures comprimées telle que leur espacement L_{max} est calculé comme suit:

$$\mu = M_u / b d^2 f_{b_u} \leq \mu_{lim} = 0.39 \dots \dots \dots (III-1)$$

Avec :

$$M_u = 1.35 (G \times L_{max}^2 / 8) + 1.5 (Q \times L_{max} / 4)$$

L'inégalité (III-1) s'écrit :

$$1.35 (G \times L_{max}^2 / 8) + 1.5 (Q \times L_{max} / 4) \leq \mu_{lim} \times b d^2 f_{b_u}$$

AN : on trouve : $L_{max} = 0.96 \text{ m}$. Donc, pour une travée, 4 étaielements sont nécessaires.

2. Après le coulage

Une fois coulé, les poutrelles sont calculées en section en T (solidaire à la dalle de compression).

h_t : Hauteur du plancher ($h_t = 20 \text{ cm}$).

h_0 : Hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$).

b_0 : Largeur de la nervure ;

Tel que : $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t$

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times 20 \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12) \text{ cm}$$

On opte pour : **$b_0 = 12 \text{ cm}$**

b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right]$$

L_x : Est l'entre axe de deux poutrelles successives.

L_y : la largeur minimale entre nus dans le sens de la disposition.

$$L_x = 65 - 12 \Rightarrow L_x = \mathbf{53 \text{ cm.}}$$

$$L_y = 400 - 30 \Rightarrow L_y = \mathbf{370 \text{ cm.}}$$

$$\frac{b - 12}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{53}{2}; \frac{370}{10} \right] \Rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$$

On opte pour : **$b = 65 \text{ cm}$** .

❖ Méthode de calcul

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

• Méthode Forfaitaire

1. Domaine d'application

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

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

2. Application de la méthode

- Valeurs des moments

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

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

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

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

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

$$\checkmark 0.6M_0 \text{ pour une poutre à deux travées.}$$

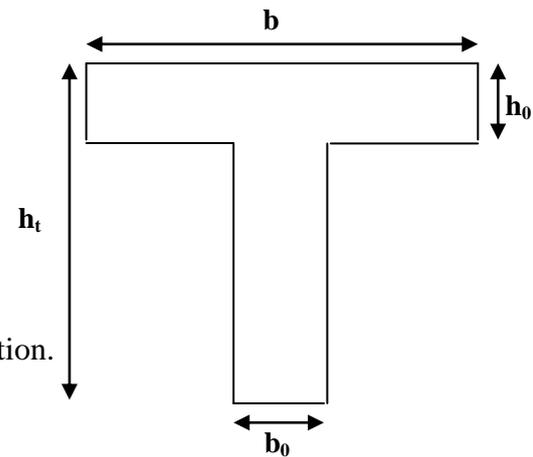


Fig. III.2 : Schéma d'une Poutrelle.

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

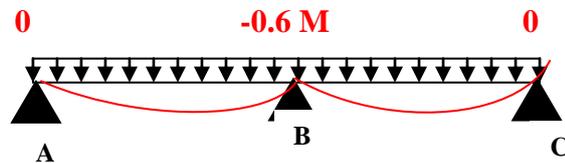


Fig. III.3. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.

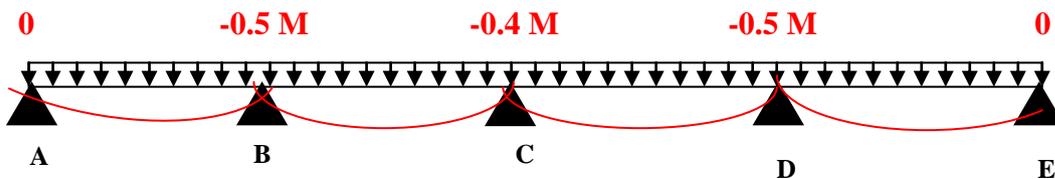


Fig. III.4. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.

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

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

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

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le CBA93 exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$$-0.15M_0. \text{ Tel que } M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$$

- **Evaluation de l'effort tranchant**

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

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

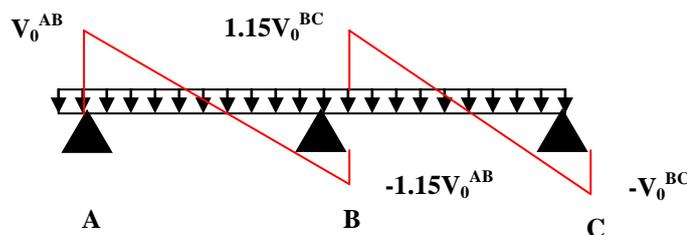


Fig. III.5. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

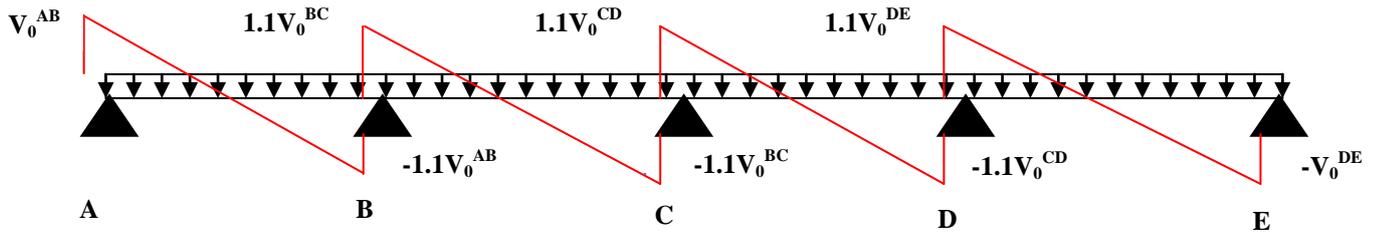


Fig. III.6. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.

• Méthode de Caquot (CBA 93)

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

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

- Calcul des moments

a).Moment en travée

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

b).En appuis

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

Tel que :

- ✓ L'_g et L'_d : longueurs fictives.
- ✓ q_g et q_d : charges réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré

$L' = 0.8 L$: travée intermédiaire.

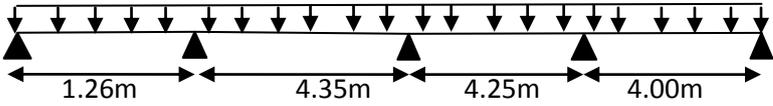
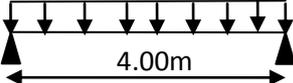
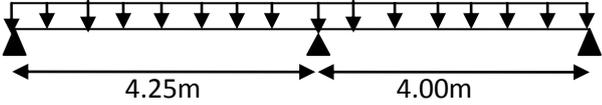
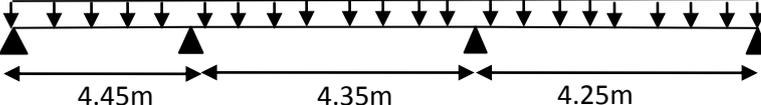
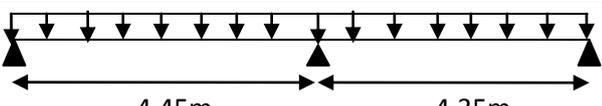
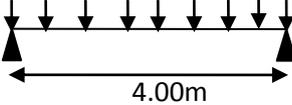
$L' = L$: travée de rive.

-L'effort tranchant

$$V = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots (CBA93)$$

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

❖ Les différents types de poutrelles

Dalle	Charges	Type	Schéma statique
RDC	G=5.18KN/m ² Q=2.5KN/m ²	Type 1	
		Type 2	
		Type 3	
1 ^{er} étage et soupenite et sous sol	G=5.18KN/m ² Q=2.5KN/m ²	Type 1	
		Type 2	
		Type 3	

		Type 4	
2 ^{er} étage à 8 ^{ème} étage	G=5.18KN/m ² Q=1.5KN/m ²	Type 1	
		Type 2	
Terrasse accessible	G=4.2KN/m ² Q=1.5KN/m ²	Type 1	
		Type 2	
		Type 3	
		Type 4	
Plancher terrasse inaccessible	G=5.47KN/m ² Q=1 KN/m ²	Type 1	
		Type 2	
		Type 3	

Tab III.2.les différentes types des poutrelles.

a) Combinaisons d'action et calcul des charges

$$\text{À l'ELU : } P_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times b$$

$$\text{À l'ELS : } P_s = (G + Q) \times b$$

La poutrelle reprend la charge sur une distance $b=0.65\text{m}$.

▪ A l'état limite ultime

$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } P_u = (1.35 \times 5.47 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 5.77 \text{KN/m}$$

$$\text{Plancher terrasse accessible : } P_u = (1.35 \times 4.20 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 5.15 \text{KN/m}$$

$$\text{Plancher étage courant : } P_u = (1.35 \times 5.18 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.01 \text{KN/m}$$

$$\text{Plancher étage bureau : } P_u = (1.35 \times 5.18 + 1.5 \times 2.5) \times 0.65 = 6.98 \text{KN/m}$$

▪ A l'état limite de service

$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } P_s = (G+Q) \times b = (5.47+1) \times 0.65 = 4.21 \text{ KN/m}$$

$$\text{Plancher terrasse accessible : } P_s = (G+Q) \times b = (4.20+1.5) \times 0.65 = 3.71 \text{ KN/m}$$

$$\text{Plancher étage courant : } P_s = (G+Q) \times b = (5.18+1.5) \times 0.65 = 4.34 \text{KN/m}$$

$$\text{Plancher étage bureau : } P_s = (G+Q) \times b = (5.18+2.5) \times 0.65 = 5.00 \text{KN/m}$$

b) Calcul des sollicitations

Pour illustrer les deux méthodes de calcul on présente deux exemples. On prendra comme exemple les poutrelles types 1 et 3 du plancher terrasse inaccessible, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur des tableaux.

✚ Calcul de la poutrelle type 1 du plancher terrasse inaccessible :

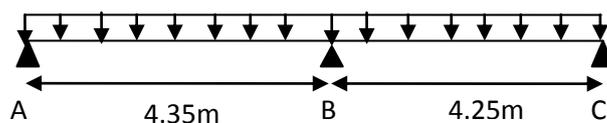


Fig. III.7 : Schéma statique de la Poutrelle type N°1 de la terrasse inaccessible.

Les quatre conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées, on utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations.

-Calcul des moments isostatiques

A l'ELU

$$\text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{q_U \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 13.65 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{q_U \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 13.03 \text{ KN.m}$$

A P'ELS

$$\text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{q_S \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 9.96 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{q_S \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 9.51 \text{ KN.m}$$

-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 $0.15 \times M_0$.

$$\text{A P'ELU } M_A = M_C = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_A = M_C = -2.05 \text{ KN.m}$$

$$\text{A P'ELS } M_A = M_C = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_A = M_C = -1.50 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires

$$\text{A P'ELU } M_B = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -8.19 \text{ KN.m}$$

$$\text{A P'ELS } M_B = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -5.98 \text{ KN.m}$$

-Moment en travée

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.47} = 0.155$$

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

$$(2) \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.R \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.I \end{cases}$$

$M_t = \max (1) \text{ et } (2)$

A P'ELU**Travée AB**

$$M_t^{AB} = 10,24 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$M_t^{BC} = 9.59 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

Travée AB

$$M_t^{AB} = 7,47 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_t^{BC} = 7,00 \text{ KN.m}$$

-Les efforts tranchants

A l'ELU

Travée AB

$$V_A = \frac{5.77 \times 4.35}{2} = 12.55 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times V_A = -14.43 \text{ KN}$$

Travée BC

$$V_B = 1.15 \times \frac{5.77 \times 4.25}{2} = 14.10 \text{ KN}$$

$$V_C = -12.26 \text{ KN}$$

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

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	4.35	5.77	13.65	0	-8.19	10.24	12.55	-14.43
	BC	4.25	5.77	13.03	-8.19	0	9.59	14.10	-12.26

Tab III.3. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	4.35	4.21	9.96	0	-5.98	7.47
	BC	4.25	4.21	9.51	-4.93	0	7.00

Tab III.4. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.

- Application de la méthode de Caquot pour le troisième type3 de plancher terrasse inaccessible

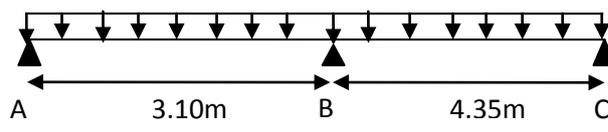


Fig. III.8 : Schéma statique de la Poutrelle type N°3 de la terrasse inaccessible.

$$L_i/L_{i+1} = 3.10/4.35 = 0.7$$

∉ [0.8;1.25]Condition non vérifiée.

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

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

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.47 = 3.65 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P_u = (1.35 G' + 1.5 Q) \times 0.65 = 4.18 \text{ KN} / \text{m}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = 3.02 \text{ KN} / \text{m}$$

A l'ELU :

- **Moments aux appuis**

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

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

$$P_g = P_d = 4.18 \text{ KN/m}$$

$$M_B = - \frac{4.18 \times (3.10^3 + 4.35^3)}{8.5 \times (3.10 + 4.35)} = -7.40 \text{ KN.m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 3.10 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 4.35 \text{ m.}$$

A l'ELS:

$$M_B = - \frac{3.02 \times (3.10^3 + 4.35^3)}{8.5 \times (3.10 + 4.35)} = -5.35 \text{ KN.m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 3.10 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 4.35 \text{ m.}$$

- **Moments en travée**

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

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

A l'ELU

Travée AB

$$x = \frac{3.10}{2} - \frac{0 - (-7.40)}{4.18 \times 3.10} = 1.14 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{4.18 \times 1.14}{2} \times (3.10 - 1.14) = 4.669 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 4.669 + \left(-7.40 \times \frac{1.14}{3.10} \right) = 3.73 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$x = \frac{4.35}{2} - \frac{-7.40 - 0}{4.18 \times 4.35} = 2.58 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{4.18 \times 2.58}{2} \times (4.35 - 2.58) = 9.54 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 9.54 + (-7.40) \times \left(1 - \frac{2.58}{4.35} \right) = 10.21 \text{ KN.m}$$

A L'ELS**Travée AB**

$$x = \frac{3.10}{2} - \frac{0 - (-5.35)}{3.02 \times 3.10} = 2.12 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{3.02 \times 2.12}{2} \times (3.10 - 2.12) = 3.14 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 3.14 + \left(-5.35 \times \frac{2.12}{3.10} \right) = 2.73 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$x = \frac{4.35}{2} - \frac{-5.35 - 0}{3.02 \times 4.35} = 2.58 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{3.02 \times 2.58}{2} \times (4.35 - 2.58) = 7.00 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 7.00 + (-5.35) \times \left(1 - \frac{2.58}{4.35} \right) = 7.46 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant

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

Travée AB

$$V_A = \frac{5.77 \times 3.10}{2} + \frac{-7.40 - 0}{3.10} = 6.56 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{5.77 \times 3.10}{2} + \frac{-7.40 - 0}{3.10} = -11.33 \text{ KN}$$

Travée BC

$$V_B = \frac{5.77 \times 4.35}{2} + \frac{0 + (-7.40)}{4.35} = 10.85 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{-5.77 \times 4.35}{2} + \frac{0 + (-7.40)}{4.35} = -14.25 \text{ KN}$$

A l'ELU

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	3.10	4.18	4.669	0	-7.40	3.73	6.56	-11.33
	BC	4.35	4.18	9.54	-7.40	0	10.21	10.85	-14.25

Tab III.5. Sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.

A l'ELS :

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans le tableau III.6:

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	3.10	3.02	3.14	0	-5.35	2.12	2.73
	BC	4.35	3.02	7.00	-5.35	0	2.58	7.46

Tab III.6. Sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.

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

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	4.25	5.77	13.03	0	0	13.68	12.26	-12.26

Tab III.7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (méthode forfaitaire)

Type de poutrelle	travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	4.25	4.21	9.50	0	0	9.49

Tab III.8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.10	5.15	6.18	0	0	6.18	7.98	-7.98

Tab III.9. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (méthode forfaitaire).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.10	3.71	4.45	0	0	4.45

Tab III.10. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible.

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	4.25	5.15	11.62	0	0	11.62	10.94	-10.94

Tab III.11. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible : (méthode forfaitaire).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	4.25	3.71	8.37	0	0	8.37

Tab III.12. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible.

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	X (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	3.10	5.15	1.2	0	-5.04	3.92	6.35	-9.61
	BC	4.35	5.15	2.1	-5.04	-7.09	6.13	10.73	-11.67
	CD	4.25	5.15	2.4	-7.09	0	8.35	12.61	-9.27

Tab III.13. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (méthode Caquot minorée)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	3.10	2.80	0	-3.6	2.84
	BC	4.35	2.80	-3.6	-5.1	4.45
	CD	4.25	2.80	5.1	0	6.03

Tab III.14. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible.

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	X (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	3.10	5.15	1.12	0	-6.94	3.20	5.74	-10.22
	BC	4.35	5.15	2.49	-6.94	0	8.95	12.79	-9.60

Tab III.15. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (méthode Caquot minorée)

Type de poutrelle	travée	L (m)	P _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	3.10	2.80	0	-4.95	2.32
	BC	4.35	2.80	-4.95	0	6.46

Tab III.16. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible.

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	4.45	6.00	14.87	0	-7.44	12.16	13.37	-14.70
	BC	4.35	6.00	14.21	-7.44	-7.11	7.90	14.37	-14.37
	CD	4.25	6.00	13.57	-7.11	0	10.93	14.04	-12.77

Tab III.17. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant.

Type de poutrelle	travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	4.45	4.34	10.75	0	-5.37	8.79
	BC	4.35	4.34	10.27	-5.37	-5.14	5.71
	CD	4.25	4.34	9.80	-5.14	0	7.90

Tab III.18. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant.

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	4.45	6.00	14.87	0	-8.92	11.41	13.37	-15.37
	BC	4.35	6.00	14.21	-8.92	0	10.71	15.03	-13.07

Tab III.19. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant.

Type de poutrelle	travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	4.45	4.34	10.75	0	-6.45	8.25
	BC	4.35	4.34	10.27	-6.45	0	7.74

Tab III.20. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant.

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	4.45	6.98	17.29	0	-8.64	14.65	13.37	-15.37
	BC	4.35	6.98	16.52	-8.64	-8.26	9.68	15.03	-13.07
	CD	4.25	6.98	15.77	-8.26	0	13.18		

Tab III.21. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher soupente et 1^{er} étage (bureaux) et sous sol (parking).

Type de poutrelle	travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	4.45	5.00	12.36	0	-6.18	10.48
	BC	4.35	5.00	11.81	-6.18	-5.9	6.92
	CD	4.25	5.00	11.27	-5.9	0	9.42

Tab III.22. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher soupente et 1^{er} étage (bureaux) et sous sol (parking).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	4.45	6.98	17.29	0	-10.37	13.79	15.54	-17.87
	BC	4.35	6.98	16.52	-10.37	0	12.95	17.47	-15.19

Tab III.23. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher soupente et 1^{er} étage (bureaux) et sous sol (parking).

Type de poutrelle	travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	4.45	5.00	12.36	0	-7.41	9.86
	BC	4.35	5.00	11.81	-7.41	0	9.26

Tab III.24. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher soupente et 1^{er} étage (bureaux) et sous sol (parking).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	4.00	6.98	13.97	0	0	13.96	13.96	-13.96

Tab III.25. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher soupente et 1^{er} étage (bureaux) sous sol (parking).

Type de poutrelle	travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	4.00	5.00	9.98	0	0	9.98

Tab III.26. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher soupente et 1^{er} étage (bureaux) sous sol (parking).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	4.45	6.98	17.29	0	-8.64	14.65	15.54	-17.09
	BC	4.35	6.98	16.52	-8.64	-6.61	10.51	16.71	-15.19
	CD	4.25	6.98	15.77	-6.61	-7.88	10.06	14.84	-16.32
	DE	4.00	6.98	13.97	-7.88	0	11.39	15.36	-13.97

Tab III.27. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher soupente et 1^{er} étage (bureaux) sous sol (parking). (Méthode forfaitaire).

Type de poutrelle	travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	4.45	5.00	12.36	0	-6.18	10.48
	BC	4.35	5.00	11.81	-6.18	-4.72	7.51
	CD	4.25	5.00	11.27	-4.72	-5.64	7.19
	DE	4.00	5.00	9.98	-5.64	0	8.14

Tab III.28. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher soupente et 1^{er} étage (bureaux) sous sol (parking).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	X (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	1.26	5.47	-0.051	0	-5.99	0.009	15.54	-17.09
	BC	4.35	5.47	2.122	-5.99	-7.62	9.72	16.71	-15.19
	CD	4.25	5.47	2.08	-7.62	-8.98	7.48	14.84	-16.32
	DE	4.00	5.47	2.32	-8.98	0	9.84	15.36	-13.97

Tab III.29. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC (bureau) (Méthode Caquot minoré)

Type de poutrelle	travée	L (m)	P _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	1.26	3.87	0	-4.24	0.005
	BC	4.35	3.87	-4.24	-5.39	7.00
	CD	4.25	3.87	-5.39	-6.36	5.40
	DE	4.00	3.87	-6.36	0	7.06

Tab III.30. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC (bureau). (Méthode Caquot minoré).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	4.00	6.98	13.97	0	0	13.97	13.97	-13.97

Tab III.31.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC (bureau).

Type de poutrelle	travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	4.00	5.00	9.98	0	0	9.98

Tabl III.32.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC (bureau).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	4.25	6.98	15.77	0	-9.46	12.58	14.84	-17.06
	BC	4.00	6.98	13.97	-9.46	0	10.60	16.06	-13.97

Tab III.33.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC (bureau).

Type de poutrelle	travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	4.25	5.00	11.27	0	-6.76	8.99
	BC	4.00	5.00	9.98	-6.76	0	7.58

Tab III.34.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC (bureau).

C) calcul du ferrailage

On prend comme exemple pour le ferrailage la poutrelle type 1 du plancher terrasse inaccessible qui est sollicité par les efforts suivants :

$$\begin{aligned}
 M_{Travée}^{Max} &= 10.24 KN.m & M_{Travée}^{Max} &= 7.47 KN.m \\
 \text{A l'ELU : } M_{Appuis}^{Max} &= \begin{cases} -2.05 KN.m(rive) \\ -8.19 KN.m(int) \end{cases} & \text{A l'ELS : } M_{Appuis}^{Max} &= \begin{cases} -1.50 KN.m(Rive) \\ -5.98 KN.m(int) \end{cases} \\
 V^{Max} &= 14,43 KN
 \end{aligned}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

- $b = 65cm$
- $h_0 = 4cm$
- $h = 20cm$
- $H = 16cm$
- $b_0 = 12cm$
- $d = 18cm$

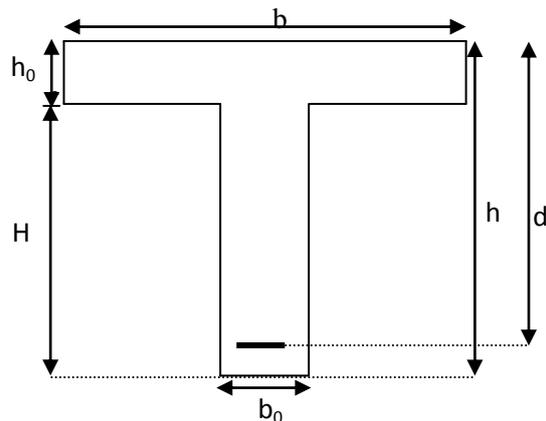


Fig.III.9.Caractéristiques géométriques de la poutrelle.

A-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 ($b \times h_0$).
- ✓ si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

M_{TU} : Le moment équilibré par la table de compression.

Armatures longitudinales**a. Ferrailage en travée**

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times (0.18 - \frac{0.04}{2})$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 10.24 \text{ KN.m} \Rightarrow$ 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 ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.24 * 10^{-3}}{0.65 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.034$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.034$$

→ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$) et $\varepsilon_s = 10\%$; $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.043$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.177 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{10.24 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 1.66 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

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

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

$A_s = 1.66 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

On opte pour 3HA10 avec $A=2.36\text{cm}^2$.

b. Ferrailage en appuis

-Appuis de rive

$$M_{rive}^a = -2,05\text{KN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.12 \times 0.20)\text{m}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,037$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »}$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa} \text{ et les armatures dans la zone comprimées ne sont}$$

pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0,047$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0,177\text{m}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Interne} = 0,33\text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.26\text{cm}^2$$

$$A_s = 0,33\text{cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée.}$$

On prend $A_s = 1T8 = 0,50\text{cm}^2$

-Appuis intermédiaire

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.12 \times 0.20)\text{m}^2$.

$$M_{Rive}^a = -8,19\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,148$$

$\mu_{bu} < \mu_t = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa} \text{ et les armatures dans la zone comprimées ne sont}$$

pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0,201$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0,166 \text{m}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Rive} = 1,42 \text{cm}^2$$

▪ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0,26 \text{cm}^2$$

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

On prend $A_s = 2T10 = 1,57 \text{cm}^2$

▪ Vérification de l'effort tranchant : on à $V_{\max} = 14,43 \text{KN}$

On doit vérifier que : $\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau}_u$ (BAEL91).

$$\overline{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right] = 3.33 \text{MPa}$$

$$V^{\max} = 14.43 \text{KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{14.43 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.668 \text{Mpa}$$

$$\tau_U < \overline{\tau}_u \dots\dots\dots$$

Condition vérifiée.

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

➤ Ferrailage transversal

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par :

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

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 6 \text{mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{200/35, 120/10, 6\} = 6.86 \text{ mm}$$

On adopte a un étrier $\Phi 6$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

➤ L'espacement

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

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

$$2). St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \quad (\text{BAEL91}).$$

Flexion simple
 Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$
 Pas de reprise de bétonnage
 $\alpha = 90^\circ$ (Armatures droites)

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St = 0.57 \times 10^{-3} \times \frac{0.8 \times 400}{0.12 \times (0.668 - 0.3 \times 2.1)} = 40 \text{ cm}$$

$$St \leq 40 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } 3). St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.12} = 0.475 \text{ m} = 47.5 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } St = \min (1; 2; 3)$$

$$\text{➤ } \text{Soit } St = 15 \text{ cm.}$$

❖ Vérification à l'effort tranchant

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

- Appui intermédiaire

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$$

$$A_t \geq \frac{1.15}{400} (14.43 \times 10^{-3} - \frac{8.19 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18}) = -1.04 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq -1.04 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_U est négligeable devant M_u (n'a pas d'influence sur les A_l).

– Au niveau de l'appui de rive

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 14,43 \times 10^{-3} = 0.415 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0,415 \text{ cm}^2$$

Or, $A_l = 3.39 + 0.79 = 4.18 \text{ cm}^2$ C'est vérifiée.

b)- Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure

$$\tau_u = \frac{V_U \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0} = \frac{14.43 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65 - 0.12}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.908 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

(pas risque de rupture par cisaillement).

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 $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y$$

En travée

$$M_{ser} = 7.47 \text{ KN.m ; } A = 2.36 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = 2.44 \times 10^{-5} \text{ m}^3 \quad H > 0 \Rightarrow \text{L'axe neutre passe par la table} \Rightarrow \text{calcul de section rectangulaire}$$

$$(b \times h)$$

Calcul de y

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

$$6y^2 + 247.40y - 743.2 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 2.812 \text{ cm}$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 8,68 \times 10^{-5} \text{ m}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 2,42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

En appuis

Appuis intermédiaires

$$M_{ser} = -5.98 \text{ KN.m} \quad A = 1.57 \text{ cm}^2$$

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

$$6y^2 + 23.55y - 423.9 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 6.669 \text{ cm}$

Le moment d'inertie I

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4,21 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 9,47 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Appuis de rive

$$M_{ser} = 1,50 \text{ KN.m}; \quad A = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 4,159 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 1.725 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1,50 \times 4,159 \times 10^{-5}}{1.725 \times 10^{-5}} = 3,62 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Etagé	Type de poutrelle	Ferrailage longitudinal							Ferrailage transversal	
		Position	μ_{bu}	α	Z (cm)	A (cm ²)	Choix de Section	A _{min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix des sections
Sous-sol et soupenle et 1 ^{er} étage	01	Travée	0,049	0.063	17,55	2.40	1HA10+ 2HA12= 3.05	1.41	0.57	Etrier HA6
		Appuis riv	0,047	0,060	17,57	0,42	1HA10= 0.79	0,26		
		Appuis int	0,157	0,214	16.46	1.51	2HA10= 1.57	0,26		
	02	Travée	0,046	0.059	17,58	2,25	3HA10= 2.36	1.41		
		Appuis riv	0,047	0,060	17,57	0,42	1HA10= 0.79	0,26		
		Appuis int	0,188	0,262	16,11	1,85	1HA12+ 1HA10= 1,92	0,26		
	03	Travée	0.047	0.060	17.57	2.28	3HA10= 2.36	1.41		
		Appuis int	0	0	18	0.26	2HA10= 1.57	0,26		
		Appuis riv	0,038	0,048	17,65	0,34	1HA10= 0.79	0,26		
	04	Travée	0,049	0.063	17.55	2.30	3HA10= 2.36	1.41		
		Appuis int	0.157	0.214	16,46	1,51	2HA10= 1.57	0,26		

		Appuis riv	0,047	0,060	17,57	0,42	1HA10= 0.79	0,26			
RDC	01	Travée	0,033	0,042	17,70	1,60	3HA10= 2.36	1.41	0.57	Etrier HA6	
		Appuis int	0,163	0,223	16,39	1,57	2HA10= 1.57	0.26			
		Appuis riv	0,030	0,038	17,73	0,27	1HA10= 0.79	0.26			
	02	Travée	0,047	0,060	17,57	2,28	3HA10= 2.36	1.41			
		Appuis int	0	0	18	0	2HA10= 1.57	0,26			
		Appuis riv	0,038	0,048	17,65	0,34	1HA10= 0,79	0,26			
	03	Travée	0,042	0,054	17.61	2,05	3HA10= 2.36	1.41			
		Appuis int	0,171	0,237	16.30	1.45	2HA10= 1.57	0,26			
		Appuis riv	0,043	0,055	17,61	0,39	1HA10= 0.79	0,26			
	2 ^{er} étage au 8 ^{ème} étage	01	Travée	0,041	0,052	17,63	1,98	3HA10= 2.36			1.41
			Appuis int	0,135	0,182	16,69	1,28	2HA10= 1.57			0,26
			Appuis riv	0,040	0,052	17,63	0,36	1HA10= 0.79			0,26
		Travée	0,038	0,049	17,65	1,86	3HA10= 2.36	1.41			
		Appuis int	0,162	0,222	16.40	1,56	2HA10= 1.57	0.26			

	02	Appuis riv	0,040	0,052	17,63	0,36	1HA10= 0.79	0.26	
9 ^{ème} étage (p.accessible)	01	Travée	0,021	0,026	17,81	1,00	3HA10= 2.36	1.41	
		Appuis int	0	0	18	0.26	2HA10= 1.57	0.26	
		Appuis riv	0,017	0,021	17.85	0,15	1HA10= 0.79	0.26	
	02	Travée	0,039	0,050	17.64	1.89	3HA10= 2.36	1.41	
		Appuis int	0	0	18	0	2HA10= 1.57	0.26	
		Appuis rive	0,032	0,040	17.71	0,28	1HA10= 0.79	0.26	
	03	Travée	0,028	0,035	17,75	1,35	3HA10= 2.36	1.41	
		Appuis int	0,128	0,172	16,76	1,22	2HA10= 1.57	0.26	
		Appuis riv	0,032	0,040	17,71	0,28	1HA10= 0.79	0.26	
	04	Travée	0,030	0,04	17,73	1,45	3HA10= 2.36	1.41	
		Appuis int	0,151	0,205	16,52	1,21	2HA10= 1.57	0.26	
		Appuis riv	0,04	0,051	17,63	0,30	1HA10= 0.79	0.26	Etrier
		Travée	0,034	0,044	17,69	1,66	3HA10 2.36	0.26	HA6

	01	Appuis int	0,148	0,202	16,55	1,42	2HA10=1.57	0.26	0.57
		Appuis riv	0,037	0,047	17,66	0,34	1HA10=0.79	0.26	
	02	Travée	0,046	0,059	17,58	2,24	3HA10=2.36	1.41	
		Appuis int	0	0	18	0	2HA10=1.57	0.26	
		Appuis riv	0,035	0,045	17,68	0,32	1HA10=0.79	0.26	
	03	Travée	0,034	0,043	17,69	1,66	3HA10=2.36	1.41	
		Appuis int	0,134	0,181	16,70	1,27	2HA10=1.57	0.26	
		Appuis riv	0,026	0,033	17,76	0,23	1HA10=0.79	0.26	

Tab III.35. Ferrailages des différentes poutrelles.

III.3. vérifications à l'état limite de compression du béton pour les autres types de Poutrelles

Etage	Type de poutrelle	position	M _{ser} KN.m	As cm ²	Y (cm)	I (m ⁴)	σ _b (Mpa)	$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	vérification
Sous-sol+soupeute+1 ^{er} étage	01	Travée	10,48	3,05	3,29	1.07*10 ⁻⁴	0,94	15	vérifiée
		Appuis riv	1.85	0.79	5.06	1.59*10 ⁻⁴	0.25	15	vérifiée
		Appuis int	1,57	2.26	7.65	5.42*10 ⁻⁵	2,22	15	vérifiée
	02	Travée	9.86	2.36	2,75	8.72*10 ⁻⁵	3.11	15	vérifiée
		Appuis riv	1.85	0.50	4.16	3*10 ⁻⁵	2.57	15	vérifiée
		Appuis int	7.41	1.92	7.2	1.14*10 ⁻⁴	4.68	15	vérifiée
	03	Travée	9,98	2.36	2,75	8.72*10 ⁻⁵	3,15	15	vérifiée
		Appuis int	0	1.57	6,67	9.45*10 ⁻⁵	0	15	vérifiée
		Appuis riv	1.50	0.50	4.16	3*10 ⁻⁵	2.08	15	vérifiée
	04	Travée	10,48	2.36	2,75	8.72*10 ⁻⁵	3,31	15	vérifiée
Appuis int		6,18	1.57	6.67	9,45*10 ⁻⁵	4,36	15	vérifiée	

		Appuis riv	1.85	0.50	4.16	$3*10^{-5}$	2.57	15	vérifiée
RDC	01	Travée	7,06	2,36	2,75	$8.72*10^{-5}$	2,23	15	vérifiée
		Appuis int	6,36	1.57	6.67	$9.45*10^{-5}$	4.49	15	vérifiée
		Appuis riv	1,16	0.50	4.16	$3*10^{-5}$	1.61	15	vérifiée
	02	Travée	9.98	2.36	2,75	$8.72*10^{-5}$	3.15	15	vérifiée
		Appuis riv	1.50	0.50	4.16	$3*10^{-5}$	2.08	15	vérifiée
		Appuis int	0	1.57	6.67	$9.45*10^{-5}$	0	15	vérifiée
	03	Travée	8.99	2.36	2,75	$8.72*10^{-5}$	2.84	15	vérifiée
		Appuis int	6.76	1.57	6.67	$9,45*10^{-5}$	4.77	15	vérifiée
		Appuis riv	1.69	0.50	4.16	$3*10^{-5}$	2.34	15	vérifiée
2 ^{ème} étage au 8 ^{ème} étage	01	Travée	8.79	2.36	2,75	$8.72*10^{-5}$	2.77	15	vérifiée
		Appuis int	5.37	1.57	4.16	$3*10^{-5}$	7.45	15	vérifiée
		Appuis riv	1.61	0.50	6.67	$9.45*10^{-5}$	1.14	15	vérifiée
	02	Travée	8.25	2.36	2,75	$8.72*10^{-5}$	2.60	15	vérifiée
		Appuis int	6.45	1.57	6.67	$9,45*10^{-5}$	4.55	15	vérifiée
		Appuis riv	1.61	0.50	4.16	$3*10^{-5}$	2.23	15	vérifiée
9 ^{ème} étage (p.accessible)	01	Travée	4.45	2.36	2,75	$8.72*10^{-5}$	1.40	15	vérifiée
		Appuis int	0	1.57	6.67	$9,45*10^{-5}$	0	15	vérifiée
		Appuis riv	0.67	0.50	4.16	$3*10^{-5}$	0.93	15	vérifiée
	02	Travée	8.37	2.36	2,75	$8.72*10^{-5}$	2.63	15	vérifiée
		Appuis int	0	1.57	6.67	$9,45*10^{-5}$	0	15	vérifiée
		Appuis riv	1.26	0.50	4.16	$3*10^{-5}$	1.75	15	vérifiée
	03	Travée	6.03	2.36	2,75	$8.72*10^{-5}$	1.90	15	vérifiée
		Appuis int	5.10	1.57	6.67	$9,45*10^{-5}$	3.60	15	vérifiée
		Appuis riv	0.95	0.50	4.16	$3*10^{-5}$	1.32	15	vérifiée
	04	Travée	6.46	2.36	2,75	$8.72*10^{-5}$	2.04	15	vérifiée
		Appuis int	4.95	1.57	6.67	$9,45*10^{-5}$	3.49	15	vérifiée
		Appuis riv	1	0.50	4.16	$3*10^{-5}$	1.39	15	vérifiée
Terrasse inaccessible	01	Travée	7.47	2.36	2,75	$8.72*10^{-5}$	2.36	15	vérifiée
		Appuis int	5.98	1.57	6.67	$9,45*10^{-5}$	4.22	15	vérifiée
		Appuis riv	1.49	0.50	4.16	$3*10^{-5}$	2.07	15	vérifiée

	02	Travée	1,49	2.36	2,75	$8.72 \cdot 10^{-5}$	0,47	15	vérifiée
		Appuis int	0	1.57	6.67	$9,45 \cdot 10^{-5}$	0	15	vérifiée
		Appuis riv	1,43	0.50	4.16	$3 \cdot 10^{-5}$	1.98	15	vérifiée
	03	Travée	7,46	2.36	2,75	$8.72 \cdot 10^{-5}$	2.35	15	vérifiée
		Appuis int	5,35	1.57	6.67	$9,45 \cdot 10^{-5}$	3.78	15	vérifiée
		Appuis riv	1,05	0.50	4.16	$3 \cdot 10^{-5}$	1.46	15	vérifiée

Tab III.36. Les vérifications à l'état limite de compression du béton pour les autres types des Poutrelles.

▪ **Vérification de la flèche**

Pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Evaluation de la flèche selon le **CBA 93**.

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

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
3. $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2.4}{f_c}$

On a :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{445} = 0.045$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625 > \frac{h}{L} = 0.045$$

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

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

$$f_{adm} = 0,5 + \frac{1}{100} \quad l > 5m.$$

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

$$f_{adm} = \frac{445}{1000} + 0.5 = 0.945cm$$

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

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

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

Evaluation des moments en travée

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

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

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

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

Exemple de calcul (sous sol $G=5.18\text{KN/m}^2, Q=2.5\text{KN/m}^2$)

$$y = 3.29\text{cm}$$

$$I = 1.07 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$A_s = 3.05\text{cm}^2$$

$$E_i = 32164.2\text{Mpa}$$

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

Calcul de I_0

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 20 + 15 \times 3.05 = 1345.75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1345.75} \times \left(\frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 3.05 \times 18 \right) \Rightarrow V_1 = 10.27 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - 10.27 \Rightarrow V_2 = 9.73 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (10.27^3 + 9.73^3) + 15 \times 3.05 \times (9.73 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 49722.98 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3.05}{12 \times 18} = 0.014$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \quad \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.014 \times (2 + 3 \times \frac{12}{65})} \Rightarrow \lambda_i = 2.937$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.175$$

• **Evaluation des moments en travée**

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

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

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

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

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.18 = 3.37 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.18 + 2.5) = 4.99 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.85 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.85 \times \frac{1.85 \times 4.45^2}{8} = 3.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.85 \times \frac{3.37 \times 4.45^2}{8} = 7.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.85 \times \frac{4.99 \times 4.45^2}{8} = 10.50 \text{ KN.m}$$

• **Contraintes (σ_s)**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser}(d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 80.59 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser}(d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 146.48 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser}(d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 217.18 \text{ Mpa}$$

Calcul de μ

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0014 * 80.59 + 2.1} = 0.448$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0014 * 146.48 + 2.1} = 0.646$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0014 * 217.18 + 2.1} = 0.744$$

Calcul les moments d'inertie fictive

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = 22095.2 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 17668 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 16069 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fv} = 29044 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j * L^2}{10 * E_i * I_{fij}} = 0.109 \text{ cm}$$

$$f_{ig} = \frac{M_g * L^2}{10 * E_i * I_{fig}} = 0.247 \text{ cm}$$

$$f_{vg} = \frac{M_g * L^2}{10 * E_v * I_{fv}} = 0.451 \text{ cm}$$

$$f_{ip} = \frac{M_p * L^2}{10 * E_i * I_{fip}} = 0.402 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.451 + 0.402 - 0.247 - 0.109 = 0.497 \text{ cm} \Rightarrow f_{adm} = \frac{445}{500} = 0.89 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.497 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{445}{500} = 0.89 \text{ cm} \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

Pour le ferrailage choisit ($A_{st}=2.36 \text{ cm}^2$) au niveau des poutrelles terrasse inaccessible vérifie la flèche,

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4.35	2.36	3.72	7.15	7.28	8720	45600
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
2.75	19351	14667	14585	25488	0.39	0.87

Tableau III.37. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible.

Pour le ferrailage choisit (A_{st}=2.36 cm²) au niveau des poutrelles terrasse accessible vérifie la flèche,

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4.35	2.36	3.72	7.15	7.28	8720	45600
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
2.75	19351	14667	14585	25488	0.39	0.87

Tableau III.38. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse accessible.

Pour le ferrailage choisit (A_{st}=2.36 cm²) au niveau des poutrelles plancher étage courant vérifie la flèche, les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4.45	2.36	3.90	7.08	9.14	8720	45600
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
2.75	18873.2	14709	13693	25538	0.50	0.89

Tableau III.39. Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant.

Pour le ferrailage choisit (A_{st}=2.36 cm²) au niveau des poutrelles plancher RDC+soupenete+1^{er} étage vérifie la flèche,

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4.45	2.36	3.90	7.08	10.50	8720	45600
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
2.75	18873.2	14709	13252	25538	0.58	0.89

Tableau III.40. Evaluation de la flèche dans le plancher RDC+soupenete+1^{er} étage.

Schéma de ferrailage

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher sous sol+soupende +1 ^{er} étage			
Plancher étage courant et terrasse			

Tab III.41. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles.

❖ Ferrailage de la dalle de compression

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

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles

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

- Armatures parallèles aux poutrelles

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

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

On choisit :

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

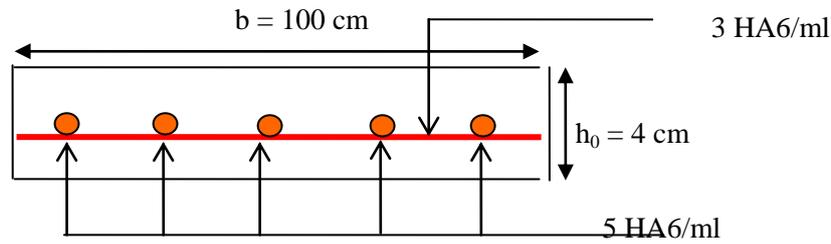


Fig. III.10 : Schéma du ferrailage de la dalle de compression

III. 4. Etude des planchers à dalles pleines

On étudie le panneau le plus sollicité

III.4.1.Dalle sur un seul appui (plancher terrasse inaccessible D14)

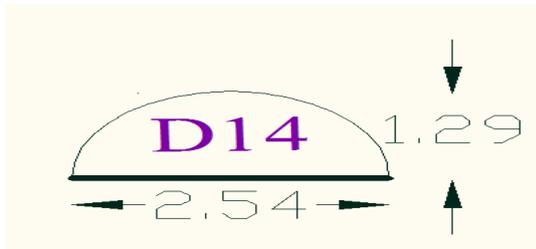


Fig. III.11 : Panneau de dalle D14

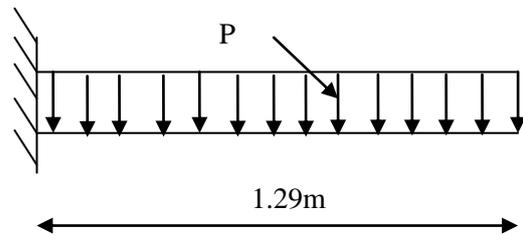


Fig.III.12: schéma statique de la dalle pleine D14

On a : $L_x = 1.29m$,

$$L_y = 2.54 m$$

On a: $G = 4,61 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 1m on a:

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5Q = (1.35 \times 4.61) + (1.5 \times 1) = 7.72 \text{ KN/m}$$

$$P_s = G + Q = 4.61 + 1 = 5.61 \text{ KN/m}$$

Donc après calcul d'une console on trouve :

$$M_u = -\frac{P_u \times x^2}{2} = -6.42 \text{ KN.m}$$

$$M_s = -\frac{P_s \times x^2}{2} = -4.67 \text{ KN.m}$$

$$V_u = -P_u \times x = -9.96 \text{ KN}$$

$$V_s = -P_s \times x = -7.24 \text{ KN}$$

• **Ferraillage**

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

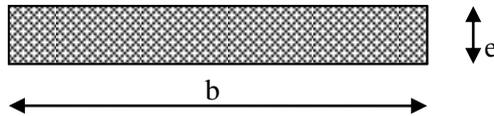


Fig. III.13 : Section de la dalle pleine à ferrailler.

$$\mu_{bu} = \frac{6,42 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,056, \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,058 ; Z = 8,79 \text{ cm}$$

$$A_s = (6,42 \times 10^{-3} / 0,0879 \times 348) = 2,10 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times b_0 \times f_{t28} / f_e = 1,4 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_{min} < A_s$$

Donc on adopte $A_t = 2,10 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$

On choisit 4HA10/ml = $3,16 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$

- Espacement des armatures

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

Armatures secondaires

$$A_r = \frac{A_x}{4}$$

$$A_x = 3,16 \text{ cm}^2, \quad \frac{A_x}{4} = \frac{3,16}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A adoptée (cm^2)
6.42	0.056	0.058	0.0879	2,10	1.40	4HA10/ml = 3,16

Tab III.42. Résultats de ferraillage du 1^{er} type de dalle.

• **la condition de non fragilité :**

$$A_x^{min} = \rho_0 \times b \times h = 0,0008 \times 1 \times 0,12 = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_t = 3,16 \text{ cm}^2 > A^{min} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_a = 3,16 \text{ cm}^2 > A^{min} \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

- **l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$.

$$V_u = 9.96 \text{KN}$$

$$\tau_{u_x} = \frac{9.96 \times 10^{-3}}{1 \cdot 0.09} = 0.11 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}.$$

- **Vérification à l'ELS**

$$P_s = 5.61 \text{KN/m}$$

$$M_s = 4.67 \text{KN.m}$$

- **Vérification de σ_{bc} :**

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 3,16) y - (15 \times 3,16 \times 9) = 0$$

$$50y^2 + 47,4y - 426,6 = 0$$

$$y = 2,49 \text{ cm}$$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2$

$$I = \frac{100}{3} \times 2,49^3 + 15 \times 3,16 (9 - 3,16)^2$$

$$I = 2131,21 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$\sigma_{bc} = (4,67 \times 10^{-3} \times 0.0249) / (2131,21 \times 10^{-8}) = 5,46 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots$ pas de risque de fissuration du béton .

- **Vérification de σ_{st} :**

$$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d_x - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 4,67 \times 10^{-3} \times (0.09 - 0.0249)] / 2131,21 \times 10^{-8} = 213,97 \text{MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s ; \text{avec : } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}})\right) = 240 \text{MPa}.$$

..... Fissuration nuisible

Avec : $\eta = 1.6$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Etat limite de déformation : CBA93

On doit vérifier les conditions suivantes avec :

$h=12\text{cm}, A=3.16\text{cm}^2, l=1.29\text{m}.$

1) $\frac{h}{l} = 0.093 > \frac{1}{16}$ vérifiée.

2) $\frac{h}{l} = 0.093 > \frac{Mt}{10 * M_0} = 0.1$ vérifiée.

3) $\frac{A}{b * d} = 0.00351 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.0105$ vérifiée.

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

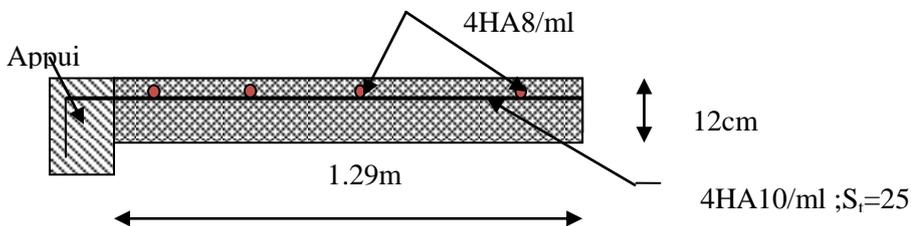


Fig.III.14 : schéma de ferrailage de la dalle D14

III.4.2. Dalle balcon sur deux appuis perpendiculaires (D7)

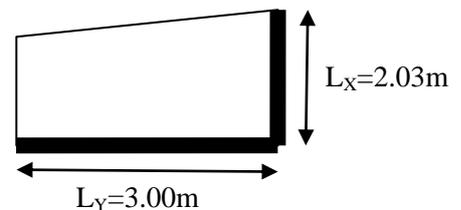
• **Evaluation des charges :**

$G=4.61\text{KN/m}^2 ; Q= 3.5\text{KN/m}^2$

$q_u = 1.35 \times 4.61 + 1.5 \times 3.5 = 11.47\text{KN/ml}.$

$q_s = 4.61 + 3.5 = 8.11\text{KN/ml}.$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.03}{3.00} = 0.68 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail selon deux sens l_x et l_y



Du tableau (**annexe 1**) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

à l'ELU $\begin{cases} \mu_x = 0.0710 \\ \mu_y = 0.4034 \end{cases}$ à l'ELS $\begin{cases} \mu_x = 0.0767 \\ \mu_y = 0.5584 \end{cases}$

- **Calcul de M_{x_0} et M_{y_0}**

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0710 \times 11.47 \times 2.03^2 = 3.356 \text{ KN.m} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.4034 \times 3.356 = 1.354 \text{ KN.m} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0767 \times 8.11 \times 2.03^2 = 2.563 \text{ KN.m} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.5584 \times 2.563 = 1.431 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des moments :**

- **En travée**

$$M_u^x = 0.85 M_{0u}^x = 2.85 \text{ KN.m.}$$

$$M_u^y = 0.85 M_{0u}^y = 1.15 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ser}^x = 0.85 M_{0ser}^x = 2.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^y = 0.85 M_{0ser}^y = 1.22 \text{ KN.m}$$

- **En appuis**

$$M_u^x = M_u^y = -0.5 M_{0u}^x = -1.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5 M_{0ser}^x = -1.28 \text{ KN.m}$$

- **Le ferrailage :**

En travée :

Sens x-x :

$$\mu_{bu} = 0.019 \Rightarrow A_s = 0.80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition non fragilité :**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho \geq 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{Avec : } \rho_0 = 0.0008 \text{ Acier HA F}_e400$$

$$A_x^{\min} = 1.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_s = A_{\min} = 3 \text{ HA8/ml} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Sens y-y :

$$\mu_{bu} = 0.008 \Rightarrow A_s = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition non fragilité :**

$$\rho = 0.63 > 0.4$$

$$e = 12\text{cm}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0,96\text{cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_s = A_{\min} = 3\text{HA8/ml} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

• **Calcul de l'espacement**

La fissuration est nuisible.

Sens x-x: $S_t = (100/3) = 33\text{cm}.$

Sens y-y: $S_t = (100/3) = 33\text{cm}.$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	2.74	0.019	0.024	0.099	0.80	1.50	1,51=3HA8	25
Y	0.92	0.008	0.001	0.0997	0.33	0.96	1.51=3HA8	25
En appui								
X et Y	1.61	0.011	0,014	0,0994	0,47	1.5	1,51=3HA8	25

Tab III.43. Résultats de ferrailage du 2^{ème} type de dalle.

• **Vérifications**

A l'ELU

• **Vérification à l'effort tranchant**

$$\rho > 0.4$$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{11.47 \times 1.90}{2} \times \frac{3.00^4}{3.00^4 + 1.90^4} = 9,39\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9,39 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.078\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.063\text{MPa} \leq 1,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A P'ELS

Le panneau de dalle se situe à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st}).

• **La vérification de la contrainte dans le béton**

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

$$y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

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

• **La contrainte dans l'acier**

Fissuration très nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63MPa.$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 155,69Mpa.$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ Condition vérifiée.

Le sens	M (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Remarque
Travée Selon x-x	2.07	0,0289	3,78x10 ⁻⁵	1,58	15	58,24	201,63	Vérifier
Travée Selon y-y	1.03	0,0289	3,78x10 ⁻⁵	0,79	15	29,14	201,63	Vérifier
Appui	1.22	0,0289	3,78x10 ⁻⁵	0,93	15	34,26	201,63	Vérifier

Tab III.44. Contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis.

• **La flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{12}{190} = 0.0632 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0632 < \frac{2.07}{10 \times 2.433} = 0.085 \quad \text{Condition non vérifié}$$

La deuxième condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.
Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ cm} \Rightarrow f_{adm} = \frac{203}{500} = 0.41 \text{ cm}$$

• **Evaluation des moments en travée**

$$q_{jser} = 3.00 \text{ KN/m}^2 ; q_{gser} = 4.61 \text{ KN/m}^2 ; q_{pser} = (4.61 + 3.5) = 8.11 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ox}^j = 0.0831 \times 3 \times 2.03^2 = 1.03 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^g = 0.0831 \times 4.61 \times 1.9^2 = 1.38 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^p = 0.0831 \times 8.11 \times 1.9^2 = 2.43 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{ox}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 1.03 = 0.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{ox}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 1.38 = 1.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{ox}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 2.43 = 2.07 \text{ KN.m}$$

$$\Delta f = 0.25 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{2030}{500} = 4.06 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
1.90	1.51	0.87	1.17	2.07	1714.66	14762.4
Y (cm)	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gi} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
1.71	0.242	0.052	0.142	0.080	0.25	4.06

TabIII45. Vérification de la flèche dans le sens x.

Sens y-y

$$\frac{h}{L} = \frac{12}{300} = 0.04 < \frac{1}{16}$$

La première condition n'est pas satisfaite donc la vérification

de la flèche est nécessaire.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} cm \Rightarrow f_{adm} = \frac{300}{500} = 0.60cm$

• **Evaluation des moments en travée**

$$M_{0y}^j = \mu_y \times M_0^x = 0.5004 \times 1.03 = 0.52 KN.m$$

$$M_{0y}^g = \mu_y \times M_0^x = 0.5004 \times 1.38 = 0.69 KN.m$$

$$M_{0y}^p = \mu_y \times M_0^x = 0.5004 \times 2.43 = 1.22 KN.m$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{0y}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 0.52 = 0.44 KN.m$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{0y}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 0.69 = 0.59 KN.m$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{0y}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 1.22 = 1.04 KN.m$$

$$\Delta f = 0.25 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{3000}{500} = 6mm \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
1.90	1.51	0.44	0.59	1.04	1714.66	14762.4
Y (cm)	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gi} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
1.91	0.301	0.065	0.177	0.100	0.31	6

TabIII46. Vérification de la flèche dans le sens Y

- Schéma de ferrailage

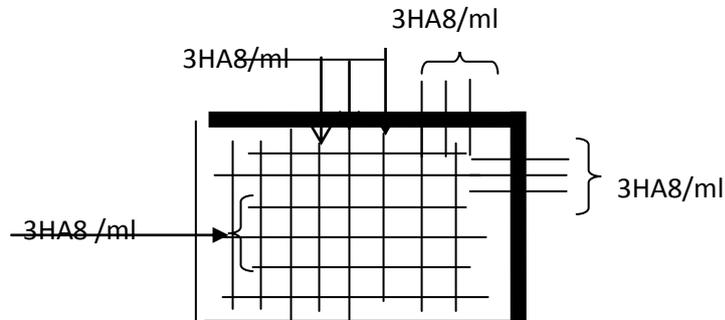


Fig.III.15. Le schéma de ferrailage de la dalle D7.

III.4.3. Dalle sur trois appuis

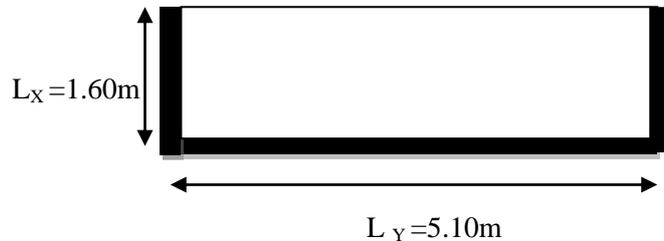
- Evaluation des charges

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{5.10} = 0.31 \Rightarrow \rho < 0.4$$

Donc : la dalle travaille dans un seul sens comme une poutre sur deux appuis

$$G = 4.61 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 3.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$



On aura donc :

$$\text{A l'ELU} : P_u = 1.35G + 1.5Q = 11.47 \text{ KN} / \text{m}^2$$

➤ l'ÉLU

$$M_0^x = \frac{P \times l_x^2}{8} = \frac{11.47 \times 1.6^2}{8} = 3.67 \text{ KN.m}$$

En travée

$$M_{tx} = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 3.67 = 3.120 \text{ KN.m}$$

En appuis

$$M_a^x = -0.5M_0^x = -1.84 \text{ KN.m}$$

Ferraillage : Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

En travée				
	A calculé (cm ² /m _l)	A _{min} (cm ² /m _l)	A adopté (cm ² /m _l)	S _t (cm)
Sens-x	0.90	0.96	4HA8=2.01	25
En appuis				
Sens x, sens y	0.53	0.96	4HA8=2.01	25

Tab III.47. Ferraillage du panneau de dalle sur trois appuis.

- Espacement des armatures

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

Armatures secondaires

$$A_r = \frac{A_x}{4}$$

$$A_x = 2.01\text{cm}^2, \frac{A_x}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5\text{cm}^2$$

• **la condition de non fragilité**

$$A_x^{\min} = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 1 \times 0.12 = 0.96\text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_x^{\min} \text{vérifiée} \\ A_a = 2.01\text{cm}^2 > A_x^{\min} \text{vérifié} \end{array} \right.$$

• **l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa}$.

$$\rho < 0.4 \Rightarrow V_x = \frac{q \times l_x}{2} = \frac{11.47 \times 1.6}{2} = 9.18\text{KN}$$

$$\tau_{u_x} = \frac{9.18 \times 10^{-3}}{1 * 0.10} = 0.98\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \text{vérifiée .}$$

➤ **P'ELS**

✓ **contrainte de compression du béton**

$$P_s = G + Q = 4,61 + 3.5 = 8.11 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0^x = \frac{P \times l_x^2}{8} = \frac{8.11 \times 1.6^2}{8} = 2.60 \text{ KN.m}$$

En travée

$$M_{tx} = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 2.60 = 2.21 \text{ KN.m}$$

En appuis

$$M_a^x = -0.5 M_0^x = -1.30 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

• **Vérification des contraintes**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

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

$$y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

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

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul :

Le sens	M (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Remarque
Travée Selon x-x	2.21	0,0217	1,89x10 ⁻⁵	2,54	15	Vérifier
Appui	1.30	0,0217	1,89x10 ⁻⁵	1,49	15	Vérifier

Tab III.48. contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis.

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{12}{160} = 0.075 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.075 < \frac{2.21}{10 \times 2.60} = 0.085 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

La deuxième condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ cm} \Rightarrow f_{adm} = \frac{160}{500} = 0.32 \text{ cm}$

• Evaluation des moments en travée

$$q_{jser} = 3.00 \text{ KN/m}^2 ; q_{gser} = 4.61 \text{ KN/m}^2 ; q_{pser} = (4.61 + 3.5) = 8.11 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0^x = \frac{q \times l_x^2}{8}$$

$$\begin{cases} M_{ox}^j = \frac{3 \times 1.6^2}{8} = 0.96 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^g = \frac{4.61 \times 1.6^2}{8} = 1.48 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^p = \frac{8.11 \times 1.8^2}{8} = 2.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{ox}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 0.96 = 0.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{ox}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 1.48 = 1.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{ox}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 2.60 = 2.21 \text{ KN.m}$$

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel Socotec :

La flèche due aux charges permanentes $f_{gv} = 0.20 \text{ mm}$

La flèche due aux charges totales $f_{gq} = 0.22 \text{ mm}$

$$\Delta f = 0.17 \text{ mm} < F_{adm} = \frac{1800}{500} = 3.6 \text{ mm} \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée}$$

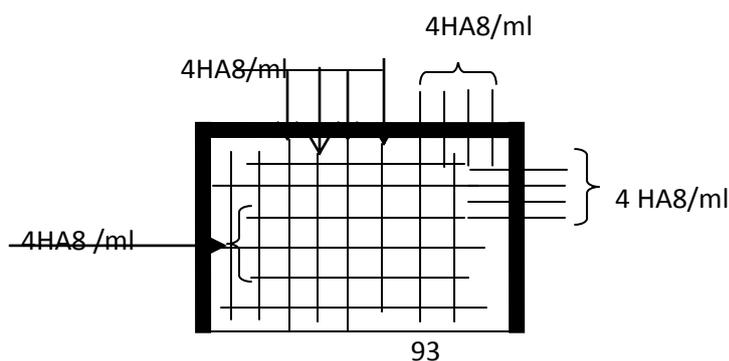


Fig. III.16. Schéma du ferrailage du panneau de dalle sur trois appuis**III.4.4. Panneau de dalle de l'escalier (4appuis)****➤ Evaluation des charges**

$$G = 4.61 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{KN} / \text{m}^2$$

On aura donc :

$$\text{A l'ELU} : P_U = 1.35G + 1.5Q = 9.97 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS} : P_S = G + Q = 7.11 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{405}{515} = 0.79 \Rightarrow \rho > 0.4$$

La dalle travail selon deux sens l_x et l_y .

Calcul à l'ELU

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y correspondante à ($\nu = 0, \rho = 0.79$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0573 \\ \mu_y = 0.5786 \end{cases}$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 9.37 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 5.42 \text{KN.m} \end{cases}$$

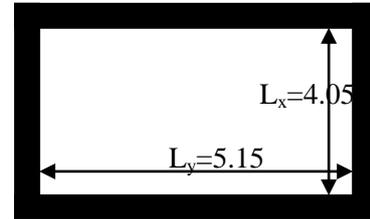
Panneau rive dans le sens x-x et intermédiaire dans le sens y-y

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 9.37 = 7.96 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 5.42 = 4.07 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{ox} = -4.69 \text{KN.m} \\ -0.3 \times M_{ox} = -2.81 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Effort tranchant**

$$V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} = \frac{9.97 \times 4.05}{2} = 20.19 \text{KN}$$

**Fig. III.17:** Schéma d'une dalle sur quatre appuis

- **Ferraillage**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times e)m^2$.

Selon L_x

En travée

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.96 \times 10^{-3}}{1 \times (0.10)^2 \times 14.2} = 0.056 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.072 \\ Z = 0.097m \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} Z} = \frac{7.96 \times 10^{-3}}{348 \times 0.097} = 2.36cm^2 \end{array} \right.$$

Soit $A_x^t = 4HA10 = 3.14cm^2$

En appuis intermédiaires

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.69 \times 10^{-3}}{1 \times (0.10)^2 \times 14.2} = 0.033 \\ \alpha = 0.042 \\ Z = 0.098m \\ \Rightarrow A_x^a = 1.37cm^2 \end{array} \right.$$

Soit $A_x^a = 4HA8 = 2.01cm^2$

Espacement (S_t)

$$S_t \leq \min(3 \times e; 33cm) = \min(3 \times 12; 33cm) = 33cm$$

$$S_t \leq 33cm$$

Soit $S_t = 25cm$

- **Vérification des valeurs minimales**

$$e = 12\text{cm}$$

$$A_x \geq \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times e}{2}$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_c E400$$

$$A_x \geq \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0.79) \times 1 \times 0.12}{2}$$

$$A_x \geq 1.06 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A^t \geq A_{\min} \\ A^a \geq A_{\min} \end{cases}$$

Selon L_y

En travée

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.0325 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.0414 \\ Z = 0.098\text{m} \\ \Rightarrow A_y^t = 1.19 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } A_y^t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

En appuis

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.019 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.024 \\ Z = 0.099\text{m} \\ \Rightarrow A^a = 0.79 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } A_y^a = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement (S_t)

$$S_t \leq \text{Min}(4 \times e; 45\text{cm}) = \text{Min}(4 \times 12; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t \leq 45\text{cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 25\text{cm}$$

- **Vérification des valeurs minimales**

$$e = 12\text{cm}$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96\text{cm}^2$$

$$\begin{cases} A_y^t = 2.01\text{cm}^2 > 0.96\text{cm}^2 \\ A_y^a = 2.01\text{cm}^2 > 0.96\text{cm}^2 \end{cases}$$

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.202\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.202\text{MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Localisatio n	M (KN.m)	A calculée (cm ²)/ml	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	7.03	2.08	4HA10=3.14 cm ²
	En appuis	-4.69	1.37	4HA8=2.01 cm ²
Sens y-y	En travée	4.61	1.35	4HA8=2.01 cm ²
	En appuis	-4.69	0.79	4HA8=2.01 cm ²

Tab III.49. Ferrailage de la dalle sur quatre appuis.

- **Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$ $\rho = 0.79$**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0639 \\ \mu_y = 0.6978 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_{ox} = 0.0639 \times 7.11 \times 4.05^2 = 7.45\text{KN.m} \\ M_{oy} = 0.6978 \times 7.45 = 5.199\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 7.45 = 6.33\text{KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 5.199 = 3.90\text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{ox} = -3.73\text{KN.m} \\ -0.3 \times M_{oy} = -2.24\text{KN.m} \end{cases}$$

- **Etat limite de compression du béton**

• **Vérification des contraintes**

La dalle se situe à l’abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable. On vérifie uniquement donc les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc};$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	remarque
Selon x-x	6.33	3.84	6440.9	3.78	15	Vérifiée
Selon y-y	3.90	2.89	3784.6	3.38	15	Vérifiée
appui	3.73	3.19	4560.3	2.61	15	Vérifiée

Tab III.50. Contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.

- **Etat limite de déformation**
- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l’une des conditions suivantes n’est pas vérifiées

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

La première condition n’est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire
La flèche totale est définie d’après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

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

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

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} cm$

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{405}{500} = 0.81cm$$

Evaluation des moments en travée

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 3KN/m^2$$

$$q_{gser} = 4.61KN/m^2$$

$$q_{pser} = (4.61 + 2.5) = 7.11KN/m^2$$

$$\begin{cases} M_{ox}^j = 0.0639 \times 3.00 \times 4.05^2 = 3.14KN.m \\ M_{ox}^g = 0.0639 \times 4.61 \times 4.05^2 = 4.83KN.m \\ M_{ox}^p = 0.0639 \times 7.11 \times 4.05^2 = 7.45KN.m \end{cases}$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{ox}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 3.14 = 2.67 KN.m$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{ox}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 4.83 = 4.11 KN.m$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{ox}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 7.45 = 6.33 KN.m$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4.05	3.41	2.67	4.11	6.33	3164.7	15153.6
Y (cm)	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gi} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
2.63	4.31	0.81	5.09	1.73	6.86	8.1

Tab.III.51. vérification de la flèche dans le sens x.

La flèche totale $\Delta f_t = 0.686cm < f_{adm} = 0.81cm$ vérifiée

Sens y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{12}{515} = 0.023$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.023$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire

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

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

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

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

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ cm} \Rightarrow f_{adm} = \frac{515}{500} = 1.03 \text{ cm}$

• Evaluation des moments en travée

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 3.00 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{gser} = 4.61 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{pser} = (4.61 + 2.5) = 7.11 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} M_{oy}^j = 0.6978 \times 3.00 = 2.09 \text{ KN.m} \\ M_{oy}^g = 0.6978 \times 4.61 = 3.22 \text{ KN.m} \\ M_{oy}^p = 0.6978 \times 7.11 = 4.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times M_{oy}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times 2.09 = 1.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times M_{oy}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times 3.22 = 2.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times M_{oy}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times 4.96 = 3.72 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
5.15	2.01	1.57	2.42	3.72	2189.1	14882
Y (cm)	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gi} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
2.17	4.29	0.93	4.11	1.43	6.04	10.3

Tab.III.52. vérification de la flèche dans le sens Y

La flèche totale $\Delta f_t = 0.604 \text{ cm} < f_{adm} = 1.03 \text{ cm}$ vérifiée

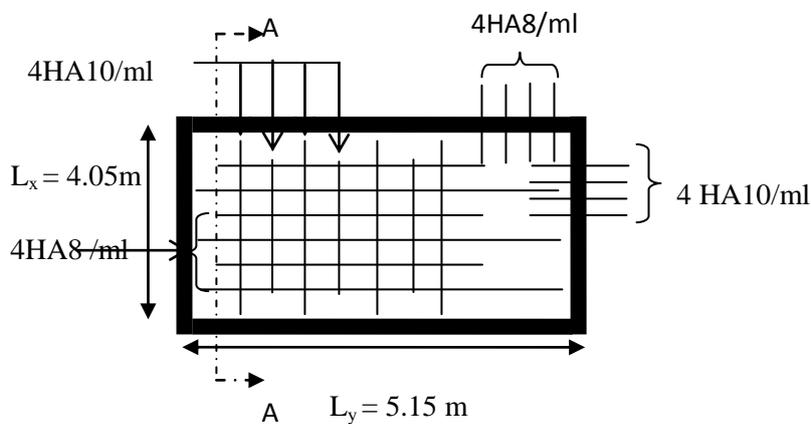


Figure III.18 : Schéma de ferrailage Dalle pleine sur quatre appuis

III.5. Etude des escaliers

➤ Escalier du RDC au 9^{ème} étage : (type 1) escalier à deux volées

❖ Evaluation des charges et surcharges

- Pour la volée : $G_v = 7,067 \text{ KN/m}^2$
- Pour le palier : $G_p = 4,41 \text{ KN/m}^2$
- Pour l'escalier : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

A l'ELU

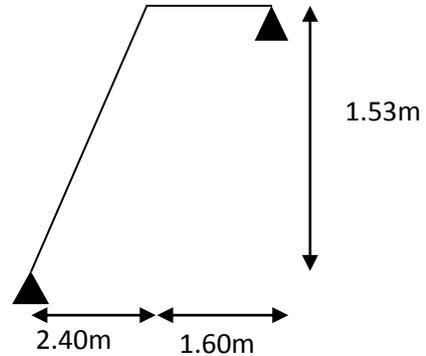
$$q_v = 1.5Q_v + 1.35G_v$$

$$\Rightarrow q_v = 1.5 * 2.50 + 1.35 * 7.067 = 13.29 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow q_v = 13.290 \text{ KN/m}^2$$

$$q_p = 1.5Q_p + 1.35G_p = 1.5 * 2.5 + 1.35 * 4.41$$

$$\Rightarrow q_p = 9.70 \text{ KN/m}^2$$



A l'ELS

$$q_v = Q_v + G_v$$

$$\Rightarrow q_v = 2.50 + 7.067 = 9.567 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow q_v = 9.567 \text{ KN/m}^2$$

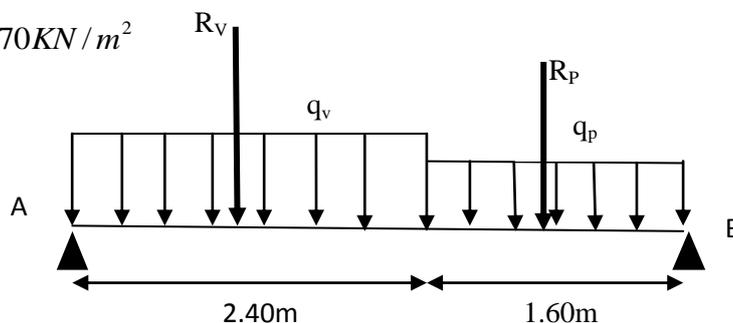
$$q_p = Q_p + G_p = 2.5 + 4.41 = 6.91 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow q_p = 6.91 \text{ KN/m}^2$$

1) Calcul à ELU

$$q_v = 13,290 \text{ KN/m}^2$$

$$q_p = 9,70 \text{ KN/m}^2$$



La poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = R_v + R_p = (13.290 \times 2.40 \times 1) + (9.70 \times 1.6 \times 1)$$

$$\Leftrightarrow R_A + R_B = 47.42 \text{ KN.}$$

$$\sum M / A = 0 \Leftrightarrow R_V \left(\frac{2.4}{2} \right) + R_P \left(\frac{1.6}{2} + 2.40 \right) = R_B (2.40 + 1.6)$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{(1.2R_V + 3.2R_P)}{4}$$

$$R_B = \frac{(1.2 \times 31.90) + (3.2 \times 15.52)}{4}$$

$$R_B = 21.99 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_P \left(\frac{1.6}{2} \right) + R_V \left(\frac{2.4}{2} + 1.6 \right) = R_A \times 4$$

$$R_A = 25.43 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

Moment fléchissant

• $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

$$M(x) = R_A \times x - q_V \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 25.43x - 13.29 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.4) = 22.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \text{ donc } x_0 = 1.91 \text{ m}$$

$$M^{\max}(x_0) = 24.33 \text{ KN.m}$$

• $0 \leq x \leq 1.60 \text{ m}$

$$M(x) = -q_P \times \frac{x^2}{2} + R_B \times x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.6) = 22.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \text{ donc } x_0 = 2.27 \text{ m}$$

$$M^{\max}(x_0) = 24.93 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant**

$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_V \times x$$

$$T(x) = 25.43 - 13.29 \times x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 25.43KN \\ T_Y(2.4) = -6.47KN \end{cases}$$

$$0 \leq x \leq 1.60m$$

$$T_Y(x) = -q_p \times x + R_B$$

$$T_Y(x) = -9.70 \times x + 21.99$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 21.99KN \\ T_Y(1.6) = 6.47KN \end{cases}$$

Les sollicitations max sont :

$$M_{0max} = 24,93KN.m \text{ pour } x=2.27m$$

$$T(\text{max}) = 25.43KN \text{ pour } x=1.91m$$

Donc on a :

$$\begin{cases} M^t = 0.75M_{max} = 18.70KN.m \\ M^a = -0.5M_{max} = -12.47KN.m \end{cases}$$

2) Calcul à l'ELS

q_{vs} (KN/m)	q_{ps} (KN/m)	R_A (KN)	R_B (KN)
9,567	6,91	18,28	15,74

Tab.III.53.calcul des réactions.

Tronçon $0 \leq x \leq 2.40m$	Tronçon $0 \leq x \leq 1.60m$
M (x = 0) = 0KN.m	M (x = 0) = 0
M (x = 2.40) = 15.476kN.m	M (1.60m) = 19.64KN.m
T (x = 0) = 18.28KN	T (0) = 15.74KN
T (2.40m) = -4.68KN.m	T (1.60m) = 4.68KN
x (m) = 1,91	x (m) = 2,28
$M_{0max} = 17.46KN.m$	$M_{0max} = 17.93KN.m$

Tab.III.54.calcul des sollicitations.

Donc les sollicitations max sont :

$$T_{max} = 18.28KN$$

$$M_t = 17.93KN.m$$

$$M_t = 0.85 \times 17.93 = 15.24KN.m$$

$$M_t = 15.24KN.m$$

$$M_A = -0.4 \times 17.93 = 7.17KN.$$

Ferraillage

Le ferraillage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

a) En travée

$$M^t = 18.70 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18.70 * 10^{-3}}{1(0.10)^2 14.2} = 0.132$$

$$\mu_{bu} = 0.132 < \mu_l = 0.392.$$

→ Pivote A et les armatures comprimées sont pas nécessaires ($A'_s = 0$).

$$\varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.178$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.093 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M^t}{z f_{st}} = \frac{18.70 * 10^{-3}}{0.093 * 348} = 5.78 \text{ cm}^2$$

On adopte : $8\phi 12 = 9.05 \text{ cm}^2$

b) En appuis

$$M^a = 12.47 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{12.47 * 10^{-3}}{1(0.10)^2 14.2} = 0.088$$

$$\mu_{bu} = 0.088 < \mu_l = 0.392.$$

$$\alpha = 0.115$$

$$Z = 0.095 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{12.47 * 10^{-3}}{0.095 * 348} = 3.77 \text{ cm}^2$$

On adopte : $7\phi 10 = 5.50 \text{ cm}^2$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{Cal}(cm^2)$	$A_{Adopte}(cm^2)$
Travée	18.70	0.132	0.178	0.093	5.78	8Φ12 = 9.05
Appui	12.47	0.088	0.115	0.095	3.77	7T10 = 5.50

Tab.III.55. Calcul des armatures principales.

Avec un espacement de 12cm pour les armatures en travée.

Et un espacement de 15 cm pour les armatures en appui.

• **Armatures de répartition**

Selon le **CBA93** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$ alors :

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26cm^2$$

$$\text{soit : } 5\phi 8 = 2.51cm^2, \text{ espacement : } \frac{100}{5} = 20cm^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.10 \frac{2.1}{400} = 1.20cm^2$$

- $A^t = 9.09cm^2 > A_{\min} = 1.20cm^2$ c.vérifiée.
- $A^a = 5.50cm^2 > A_{\min} = 1.20cm^2$ c.vérifiée

➔ Condition vérifiée.

• **Vérification à l'effort tranchant :**

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\overline{\tau}_U = \min(0.13f_{c28}; 4MPa) = 3.25MPa$$

Tel que : $\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \overline{\tau}_U$

$$\tau_U = \frac{25.43 * 10^{-3}}{1 * 0.10} = 0.254MPa$$

$$\tau_U = 0.254MPa < \overline{\tau}_U = 3.25MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas d'armatures transversales.

- **Vérification de l'espacement des armatures**

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

Les armatures principales : $(3h;33cm) = (3 \times 12;33) = 33cm \setminus 14.33cm \dots\dots$ vérifiée

Les armatures secondaires : $(4h;33cm) = (4 \times 12;45) = 45cm \setminus 20cm \dots\dots$ vérifiée

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$A_l \geq \frac{1.15V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_t + A_a = 9.05 + 5.50 = 14.55 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 11.50 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 25.43 \times 10^{-3}}{400} = 0.73 \text{ cm}^2$$

Vérifications à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- **Contrainte d'adhérence**

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \psi = 1.5 \rightarrow \text{pour les (HA)}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{st}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\Rightarrow \sum U_i = 8 \times 3.14 \times 1.2 = 30.14 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = 0.67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifier}$$

- **Vérification de la contrainte de compression du béton**

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

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

$$M_t = 15.24 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -7.17 \text{ KN.m}$$

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

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

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

Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Travées	15.24	0,0403	7,019.10 ⁻⁵	8,75	15
Appuis	-7.17	0,0331	4,901.10 ⁻⁵	4,84	15

Tab III.56 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

- **État limite de déformation**
- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{12}{400} = 0.03 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyé de portée inférieure à 5m, la flèche

$$\text{admissible est prise égale à : } f_{adm} = \frac{L}{500} .$$

$$\text{ce qui donne pour notre cas : } f_{adm} = 0.94\text{cm}$$

$$\text{Calcul de } I_0 : I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 12 + 15 \times 9.05 = 1335.75 = \text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1335.75} \times \left(\frac{100 \times 12^2}{2} + 15 \times 9.05 \times 10 \right) = 6.40$$

$$V_2 = 12 - 6.40 \Rightarrow V_2 = 5.6 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (6.40^3 + 5.6^3) + 15 \times 9.05 \times (5.6 + 2)^2$$

$$I_0 = 0,0012 \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{9.05}{100 \times 10} = 0,00905$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00679 \times (2 + 3)} = 2.32$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.928$$

-Calcul de M_{serj} ; M_{serg} ; M_{serp} :

- M_{serj} : correspond aux charges permanentes avant la mise en place des revêtements.
- M_{serg} : correspond aux charges permanentes après la mise en place des revêtements.
- M_{serp} : correspond aux charges permanentes plus les charges d'exploitation.

$$q_v = 7.067 \text{ KN/m}^2$$

$$q_p = 4.41 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 0.75 \times 22.95 = 17,21 \text{ KN.m}$$

$$q_v = 5.42 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 3.21 \text{ KN/m}$$

$$M_{serj} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 0.75 \times 17.26 = 12,95 \text{ KN.m}$$

$$q_{sv} = G + Q = 7.067 + 2.5 = 9.567 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{sp} = G + Q = 4.41 + 2.5 = 6.91 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 0.75 \times 32.95 = 24,71 \text{ KN.m}$$

-Calcul de σ_s :
$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{Sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{17.21 \times (0.10 - 0.0403) \times 10^2}{7.019} \Rightarrow \sigma_{Sg} = 219.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{12.95 \times (0.10 - 0.0403) \times 10^2}{7.01} \Rightarrow \sigma_{Sj} = 165.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{24.71 \times (0.10 - 0.0403) \times 10^2}{7.01} \Rightarrow \sigma_{sp} = 315.66 \text{ MPa}$$

$$\text{-Calcul de } \mu : \quad \mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00905 \times 219.57 + 2.1} = 0,634$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00905 \times 165.43 + 2.1} = 0,546$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00905 \times 315.66 + 2.1} = 0,728$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = I_{fij} = \frac{1.1 \times 0,0012}{1 + 2.32 \times 0.546} = 0,000582 \text{ m}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = I_{fig} = \frac{1.1 \times 0.0012}{1 + 2.32 \times 0.634} = 0,000534 \text{ m}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = I_{fip} = \frac{1.1 \times 0.0012}{1 + 2.32 \times 0.728} = 0,000491 \text{ m}^4$$

$$I_{fv_g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = I_{fv_g} = \frac{1.1 \times 0.0012}{1 + 0.928 \times 0,634} = 0,000831 \text{ m}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{12.95 \times 4.00^2}{10 \times 32456.59 \times 0,000582} = 1,097 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{17.21 \times 4.00^2}{10 \times 32456.59 \times 0,000534} = 1,589 \text{ mm}$$

$$f_{vg} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv_g}} \Rightarrow f_{vg} = \frac{17.21 \times 4.00^2}{10 \times 10818.86 \times 0,000831} = 3,063 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{24.71 \times 4.00^2}{10 \times 32456.59 \times 0,000491} = 2,481 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 3,063 + 2.481 - 1.589 - 1.097 = 2,858 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 2,858 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{400}{500} = 8 \text{ mm}$$

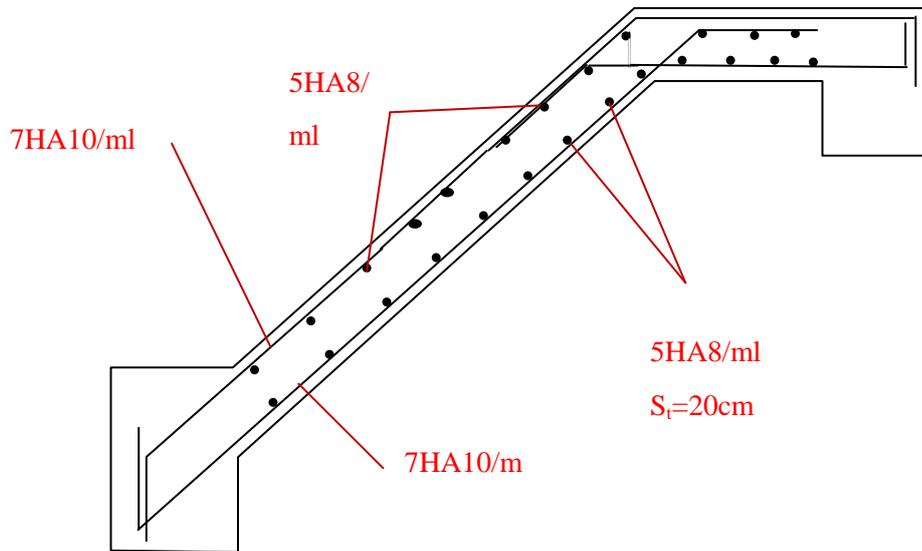


Fig III.19. Schémas de ferrailage des volées

III.5.1. Etude de la poutre palière

-Dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10}$$

$$34\text{cm} \leq h \leq 51\text{cm}$$

Soit : $h=40\text{cm}$ et $b=35\text{cm}$

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm.}$$

$$1/4 \leq h/b \leq 4.$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

-Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise :

➤ à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.35 \times 0.40 = 3.5\text{KN/ml}$$

$$P_{g_0} = 1.35 \times 3.5 = 4.725\text{KN/ml}$$

➤ au poids propre du mur :

$$g_m = 2.67 * 0.30 = 0.801 \text{ KN/ml}$$

$$P_{g_m} = 1.35 \times 0.801 = 1.08 \text{ KN/ml}$$

➤ réaction de la volée et du palier :

$R_B = 21.99 \text{ KN}$ (l'effet de R_B sur la poutre palière est comme une charge répartie, c'est pour cette raison qu'on divise la réaction sur la longueur de la volée).

$$R_{BP} = R_B / L = 26.72 / 2.85 = 7.72 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 4.725 + 1.08 + 7.72 = 13.52 \text{ KN/ml}$$

On considère la poutre palière comme une poutre simplement appuyée pour trouver le moment isostatique, et pour le ferrailage on prend :

✓ en appuis : $M_a = 0.5 M_0$

$$M_a = 0.5 \times \frac{P_u \times l^2}{8} = 0.5 \times \frac{13.52 \times 5.1^2}{8} = 21.98 \text{ KN.m}$$

✓ en travée: $M_t = 0.75 M_0$

$$M_t = 0.75 \times \frac{P_u \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{13.52 \times 5.1^2}{8} = 32.97 \text{ KN.m}$$

Ferrailage

En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{32.97 * 10^{-3}}{0.35 * (0.37)^2 * 14.2} = 0.048$$

$$\mu_{bu} = 0.048 < 0.187$$

➔ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées sont pas

nécessaires ($A'_s = 0$) et $\varepsilon_s = 10\%$; $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.062$$

$$A_s \geq \frac{M_t}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{32.97 * 10^{-3}}{0.37(1 - 0.4 * 0.062) * 348}$$

$$\Rightarrow A_s = 2.63 \text{ cm}^2$$

On adopte : $2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3.05 \text{ cm}^2$

En appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21.98 * 10^{-3}}{0.35 * (0.37)^2 * 14.2} = 0.032$$

$$\mu_{bu} = 0.032 < 0.187$$

→ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées sont pas

$$\text{nécessaires } (A'_s = 0) \text{ et } \varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.041$$

$$A_s \geq \frac{M_a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{21.98 * 10^{-3}}{0.37(1 - 0.4 * 0.041) * 348}$$

$$\Rightarrow A_s = 1.74cm^2$$

On adopte : 3HA10 = 2.36cm²

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t = 3.05 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.35 \times 0.37 \times \frac{2.1}{400} = 1.56cm^2 \quad \text{Vérifiée}$$

$$A_a = 2.36 > A_{\min} = 1.56cm^2$$

Contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{13.52 \times 5.1}{2} = 34.48KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{34.48 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.37} = 0.26MPa$$

$$\text{Et } \tau_{adm} = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 3.33MPa.$$

$$\tau_u = 0.26MPa \leq \tau_{adm} = 3.33MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales à la flexion simple**

$$\phi \leq \min(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_l^{\min}) \Rightarrow \phi \leq 10mm ; \text{ On adopte } S_t = 15cm$$

$$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj}) / 0.8 \times 400 = 0.35 \times 0.15 \times (0.28 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 400$$

$$A_t \leq 0$$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / 400 = 0.4 \times 0.35 \times 0.15 / 400$$

$$A_t \geq 0.52$$

On adopte $A_t = 0.79 \text{ cm}^2$

Vérification des espacements

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{0.79 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.35} = 22.57 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

-Calcul à la Torsion

La poutre est soumise à un moment de torsion uniformément répartie due à R_B .

-Ferrailage

Armatures longitudinales en torsion

$M_a = 12.47 \text{ KN.m}$: est le moment au niveau de l'appui B et

$$M_t = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{12.47 \times 5.1}{2} = 31.80 \text{ KN.m}$$

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ cm}$$

$$\Omega = (35 - 5) \times (40 - 5) = 996.74 \text{ cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(35 - 5.83) + (40 - 5.83)] = 126.68 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$A_t = \frac{31.80 \times 126.68 \times 10^5}{2 \times 996.74 \times 10^2 \times 348} = 5.81 \text{ cm}^2 \quad (\text{CBA93})$$

Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{30.80 \times 10^5}{2 \times 996.74 \times 10^2 \times 5.83} = 2.65 \text{MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa} \quad \text{vérifier}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 2.65 \text{MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{MPa} \quad \text{vérifier}$$

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = \sqrt{0.26^2 + 2.65^2} = 2.66 \text{MPa} < 3.25 \text{MPa} \quad \text{vérifiée} \quad \text{BAEL91 (article I.III)}$$

Calcul des armatures transversales à la torsion

On fixe l'espacement comme suit :

En travée ; $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{30.80 \times 10^{-3} \times 0.20}{2 \times 996.74 \times 10^{-4} \times 348} = 0.89 \text{cm}^2$$

En appuis ; $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{30.80 \times 10^{-3} \times 0.10}{2 \times 996.74 \times 10^{-4} \times 348} = 0.44 \text{cm}^2$$

Choix d'armature

La section totale des armatures à adoptée est :

$$\text{En travée et en appuis : } A_t = \frac{1}{2} A_L(\text{tor}) + A_L(\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 5.83 + 3.05 = 5.97 \text{cm}^2$$

On opte pour : 3HA14 + 2HA12 = 6.88 cm²

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_T = 0.79 + 0.95 = 1.74 \text{cm}^2 \quad \text{.On opte pour un cadre } \Phi 8 \text{ et un Etrier } \Phi 8 = 2.01 \text{cm}^2$$

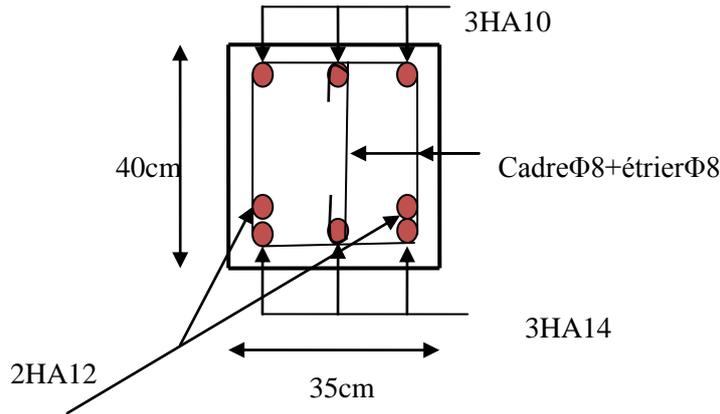


Fig.III.20 .Poutre palière de l'escalier

➤ Escalier a 3 volées (du sous sol au RDC)

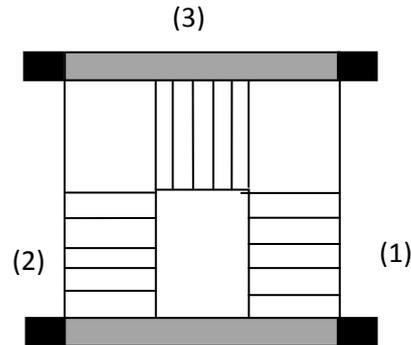
Calcul des volées (1), (2)

$$G_p = 4.41 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_v = 7.067 \text{ KN/m}^2$$

$$e = 12 \text{ cm}$$



à l'ELU

$$P_{uv} = 1.35 * G_{v+} + 1.5 * Q = 13.29 \text{ KN/ml}$$

$$P_{up} = 1.35 * G_{p+} + 1.5 * Q = 9.70 \text{ KN/m}$$

Calcul des sollicitations

Les réactions d'appuis

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_A = \frac{(P_{uv} \times 2.4)(1.57 + 1.2) + P_{up} \times 1.57 \times (1.57 / 2)}{3.97} = 25.27 \text{ KN}$$

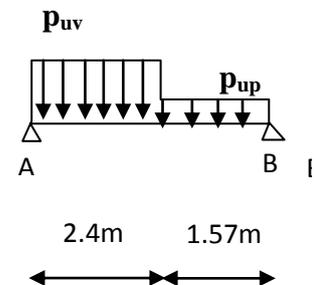
D'autre part ;

$$R_A + R_B = 47.13 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 21.86 \text{ KN}$$

Calcul des moments fléchissant

Pour le calcul on utilise la méthode de la RDM

$$0 \leq x \leq 2.40 \text{ m} ;$$

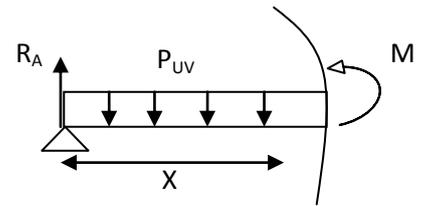


$$M_z = R_A * x - P_{uv} * x^2 / 2 \Rightarrow \begin{cases} x = 0; M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2.40; M_z = 22.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$0 \leq x \leq 1.57 \text{ m};$$

$$M_z = R_B * x - P_{Up} * x^2 / 2$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m}; M_z = 0 \text{ KN.} \\ x = 1.57 \text{ m}; M_z = 22.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Calcul du moment max en travée

$$dM_z/dx = 0 \Rightarrow x = 2.25 \text{ m} \Rightarrow M_{0\max} = 24.63 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -0.5M_{0\max} = -12.32 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.75M_{0\max} = 18.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

L'effort tranchant max

$$T_{\max} = 25.27 \text{ KN}$$

à l'ELS

$$P_{sp} = G_p + Q = 6.91 \text{ KN/m}$$

$$P_{sv} = G_v + Q = 9.57 \text{ KN/m}$$

$$M_{0\max} = 17.93 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -0.5M_{0\max} = -8.97 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.75M_{0\max} = 13.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de un mètre. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	M_u (KNm)	μ_{bu}	α	Bras de levier z(m)	$A_{calculée}$ (cm^2/ml)	Section choisis $A_s(\text{cm}^2/\text{ml})$	espacement S_t (cm)
appui	8.97	0.063	0.081	0.9676	0.27	5HA8=2.51	20
travée	13.45	0.095	0.125	0.95	0.41	5HA10=3.93	20

Tab III.57. Résultats de ferrailage des volées (1) et (3).

- Armatures de répartition

$$\text{En travée : } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_r = 5\text{HA}8/\text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

En appuis

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r^a = 5HA8/ml = 2.51 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Vérifications à l'Etat Limite Ultime

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.1 \times \frac{2.1}{400} = 1.21 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A^t = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{En appuis : } A_a = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau_u \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{25.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.253 < \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.16 \text{ MPa} \quad \text{Donc on ne met pas d'armature}$$

- **Vérification des espacements**

D'après Le BAEL91 les espacements sont :

- Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

- Armatures secondaires : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$A_l \geq \frac{1.15 V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_t + A_a = 3.93 + 2.51 = 6.44 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 6.44 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 25.27 \times 10^{-3}}{400} = 0.73 \text{ cm}^2$$

- **Vérifications à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les

Vérifications à faire sont :

- **Contrainte d'adhérence**

$$\begin{aligned} \bar{\tau}_{ser} &< \bar{\tau}_{ser} \\ \bar{\tau}_{ser} &= 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \psi = 1.5 \rightarrow \text{pour les(HA)} \\ \bar{\tau}_{ser} &= 2.83 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

b=1.4 m ; St=20cm ; n=5 Barres.

$$\Rightarrow \sum U_i = 15.7 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = 0.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifier}$$

- **Vérification de la contrainte de compression du béton**

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

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

$$M^{\max} = 17.93 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 17.93 = 13.45 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times 17.93 = - 8.97 \text{ KN.m}$$

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

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

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

Localisation	Mser (KN.m)	I (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	13.45	3.06 10 ⁻⁵	0.0289	12.70	15
Appuis	8.97	2.64 10 ⁻⁵	0.024	8.15	15

Tab III.58. Vérification des contraintes de compression dans le béton.

- **État limite de déformation**
- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{12}{397} = 0.0302 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est prise égale à : $f_{adm} = \frac{L}{500}$,

Ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 0.79\text{cm}$

Données de calcul

$$y = 2.89\text{cm}$$

$$I = 3.87 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = E_i/3 = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 3.93\text{cm}^2$$

Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche

I_0 :

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 12 + 15 \times 3.93 = 1258.95 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1258.95} \times \left(\frac{100 \times 12^2}{2} + 15 \times 3.03 \times 10 \right) = 6.187 \text{ cm}$$

$$V_2 = 12 - 6.187 \Rightarrow V_2 = 5.813 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (6.187^3 + 5.813^3) + 15 \times 3.93 \times (5.813 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 18040.44 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.93}{100 \times 10} = 0.00393$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00393 \times (2 + 3)} = 5.34$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.13$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
3.97	3.93	4.58	8.34	10.74	3784.63	120943.2
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
2.89	83885	45048	38243	74686	0.19	0,8

Tab III.59. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier.

Schéma de ferrailage

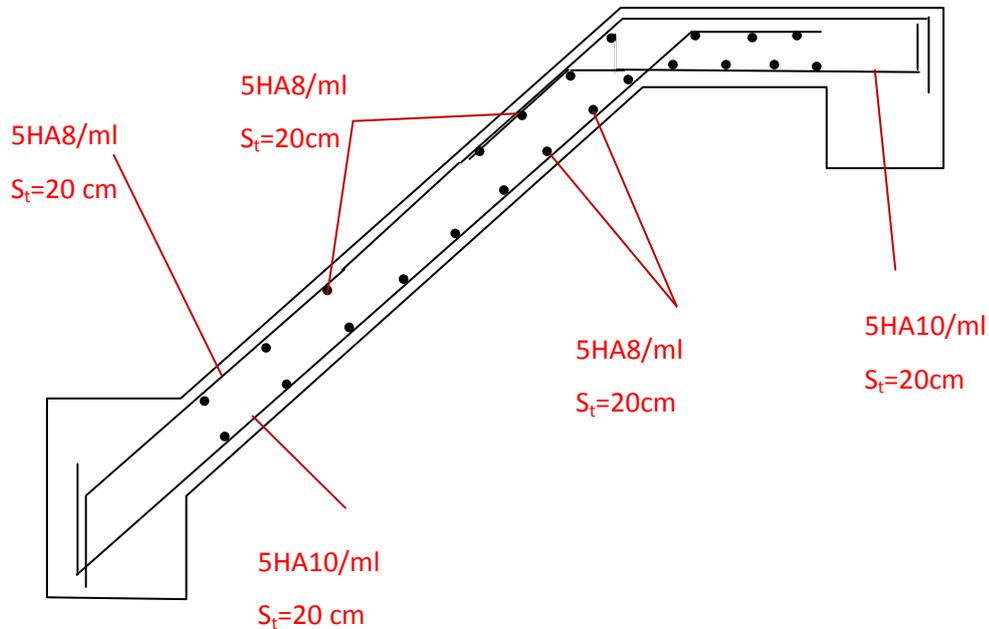


Fig. III.21 : Schémas de ferrailage des volées(1), (3)

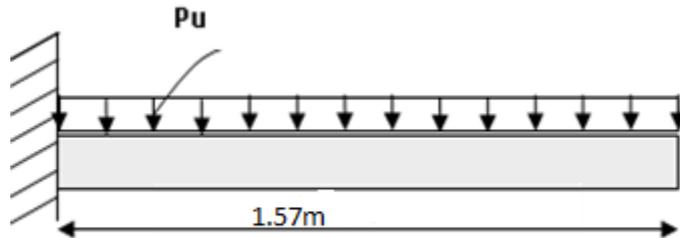
- La charge permanente sur la 3^{ème} volée d'escalier

$$\begin{cases} G=7.067 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

Ce type se calcule comme une console.

Calcul a l'ELU

La charge qui revient sur la volée



$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v$$

$$q_v = (1.35 \times 7.067) + (1.5 \times 2.5) = 13.29 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ² /ml)	A répartition (cm ² /ml)
16.38	0.115	0.153	0.094	5.01	1.2	5HA12/ml 5.65	4HA8/ml 2.01

Tab III.60 .Résultats de ferrailage de la 2^{ème} volée.

- Vérification de l'espacement

$$S_t \leq \min (2,5h, 25\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (2.5 \times 12, 25\text{cm})$$

$$S_t \leq 25\text{cm}$$

On a choisi 5HA12, soit $S_t = 100/5 = 20\text{cm}$ donc c'est vérifiée.

- Vérification de l'effort tranchant

$$V_t = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.209 \text{ Mpa} < \tau = 0.07 \frac{F_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul à l'ELS

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (7.067+2.5) = 9.57 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(9.57 \times 1.57^2)/2] = 14.65 \text{ KN.m.}$$

- **Vérification de σ_{bc} :**

Calcul de y

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 5.65) y - (15 \times 5.65 \times 10) = 0$$

$$50y^2 + 84.75y - 847.5 = 0$$

$$y = 3,35 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3.35^3 + 15 \times 5.65 (10 - 3.35)^2$$

$$I = 5001.03 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad \sigma_{bc} = \frac{14.65 \times 10^{-3}}{5001.03 \times 10^{-8}} \times 0.0335 = 9.81 \text{ Mpa} \dots\dots \text{Pas de risque de fissuration du béton.}$$

- **La fissuration** peut nuire donc la vérification σ_{st} n'est pas nécessaire.

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.57} = 0.076 > \max\left(\frac{3}{80}, \frac{1}{20}\right) = 0.05 \dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0.00565 > \frac{2}{F_e} = 0.005 \dots\dots \text{condition non vérifier.}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

- **Vérification de la flèche**

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

L (m)	b (m)	h (m)	As _t (cm ²)	As _c (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
1.57	1.00	0.12	5.65	0	25	4.58	8.34	10.74	4.92	7

Tab III.61. Evaluation de la flèche dans la partie 2 de l'escalier.

• **Ferraillage :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 5HA12 = 5.65\text{cm}^2/\text{ml.} \\ A_{st}^y = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 20\text{ cm} \end{array} \right.$$

• **Schéma de ferraillage**

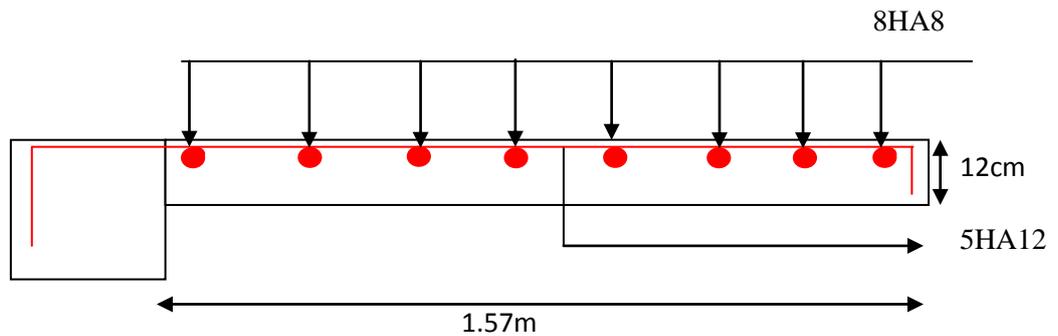


Fig. III.22. Schéma de ferraillage de la volée 2 de l'escalier.

▪ **Calcul de la poutre palière**

Notre poutre palière est une poutre brisée. Elle est soumise à son poids propre, aux charges transmises par les escaliers sous forme de réaction d'appui ainsi qu'aux moments de torsions. Son calcul se fait comme suit ;

-Dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Soit : h=40cm et b=35cm

La poutre brisée est soumise à la flexion simple, en outre elle est soumise à la torsion.

-Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise à son poids propre

$$g_0 = 25 * 0.35 * 0.40 = 3.5\text{KN/ml}$$

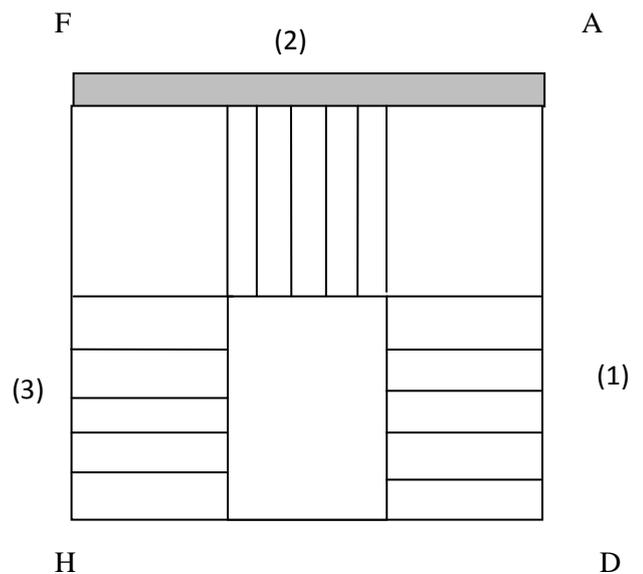
$$g_1 = 25 * 0.40 * 0.35 / \cos 41.13 = 4.65\text{KN/ml}$$

g_0 : étant le poids propre de la partie horizontale.

g_1 : étant le poids propre de la partie inclinée.

En plus de son poids propre elle est soumise aux charges transmises par l'escalier.

$$R_c = 25.27\text{KN/ml} \quad \text{et} \quad R_p = 9.70\text{LN/ml}$$



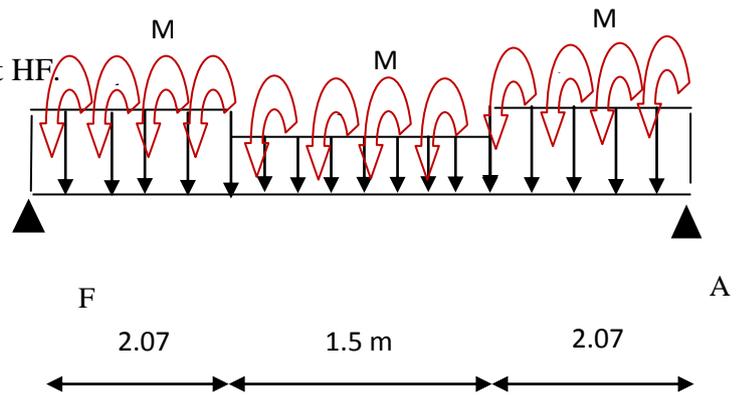
Avec :

- R_c : charge ramenée par la partie DA et HF.
- R_p : charge ramenée par la volée (2)

-Calcul des sollicitations

$0 \leq x \leq 2.07m ;$

$\sum M_{/F} = 0 \Rightarrow$



$$R_A = \frac{(R_c + 1.35g_0) \times 2.07 \times 4.61 + (R_p + 1.35g_1) \times 1.5 \times 2.82 + (R_c + 1.35g_0) \times 2.07^2 / 2}{5.64}$$

$R_A = 35.85 \text{ KN}$

Par raison de symétrie; $R_A = R_B = 35.85 \text{ KN}$

et M_0 se trouve à mi-travée de la poutre

$$M_0 = 2.82R_A - [(R_c + 1.35g_0) \times 2.07 \times 1.79 + (R_p + 1.35g_1) \times 1.04^2 / 2 = 48.52]$$

$V_u = 35.85 \text{ KN}$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des moments et leurs ferrailages correspondant ainsi que la contrainte de cisaillement.

	Moment (kN.m)	$A_{cal} (cm^2)$	$\tau_{Fs} (MPa)$
En travée	$0.85M_0 = 41.24$	3.33	0.32
En appui	$0.4M_0 = 19.41$	1.53	0.32

Tab III.62. Résultats de calcul des moments.

▪ **Vérifications**

Vérifications à L'ELU

Condition de non fragilité

$A_t = 3.33 > A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.35 \times 0.37 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 cm^2$ Vérifiée

$A_a = 1.53 < A_{min} = 1.56 cm^2$

Contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.32 MPa$ Et $\tau_{adm} = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa) = 3.33 MPa.$

$\tau_u = 0.32 MPa \leq \tau_{adm} = 3.33 MPa$ Vérifiée

▪ **Calcul des armatures transversales à la flexion simple**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_i^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 12mm ; \text{ On adopte } S_t=15cm$$

$$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj}) / 0.8 \times 400 = 0.35 \times 0.15 \times (0.32 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 400$$

$$A_t \leq 0$$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / 400 = 0.4 \times 0.35 \times 0.15 / 400$$

$$A_t \geq 0.53$$

On adopte $A_t=0.53cm^2$

-Calcul à la Torsion

La poutre est soumise à trois moments de torsion uniformément réparties dues aux différentes Parties de l'escalier.

– $M_1 = 6.32KN.m$ par mètre, du à la partie AD et FH.

– $M_2 = 1.75KN.m$ par mètre, du à la volée (2).

Le moment de torsion max est concentré aux extrémités.

$$M_{Tmax} = 2 * M_1 * 1.4 + M_2 * 1.5 = 20.32KN.m$$

-Ferrailage

Armatures longitudinales en torsion

Le moment de torsion $M_T = 20.32KN.m$ est le moment statique au niveau de l'appui B

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive

Ω (section creuse d'épaisseur e)

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5.83cm$$

$$\Omega = (35 - 5) \times (40 - 5) = 1050cm^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(35 - 5) + (40 - 5)] = 130cm$$

$$A_t = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} \quad (\text{CBA93})$$

$$A_t = \frac{20.32 \times 10^{-3} \times 1.30}{2 \times 0.1050 \times 348} = 3.61cm^2$$

Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20.32 \times 10^{-3}}{2 \times 1050 \times 10^{-4} \times 0.05} = 1.94 \text{MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa} \quad \text{vérifier}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 1.94 \text{MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{MPa} \quad \text{vérifier}$$

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = 1.97 \text{MPa} < 3.25 \text{MPa} \quad \text{vérifiée} \quad (\text{CBA93})$$

Calcul des armatures transversales à la torsion

On fixe l'espacement comme suit :

En travée ; $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{20.32 \times 10^{-3} \times 0.20}{2 \times 1050 \times 10^{-4} \times 348} = 0.56 \text{cm}^2$$

En appuis ; $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{20.32 \times 10^{-3} \times 0.10}{2 \times 1050 \times 10^{-4} \times 348} = 0.28 \text{cm}^2$$

Choix d'armature

La section totale des armatures à adoptée est :

En travée

$$A_T = \frac{1}{2} A_L(\text{tor}) + A_L(\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 3.61 + 3.33 = 5.14 \text{cm}^2$$

On opte pour : 3HA16 = 6.03 cm²

$$\text{En appuis : } A_a = \frac{1}{2} A_L(\text{tor}) + A_L(\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 3.61 + 1.53 = 3.34 \text{cm}^2$$

On opte pour : 2HA14 + 1HA12 = 4.21 cm²

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_T = 0.5 + 0.78 = 1.31 \text{cm}^2. \text{ On opte pour un cadre } \Phi 8 \text{ et un Etrier } \Phi 8 = 2.01 \text{cm}^2$$

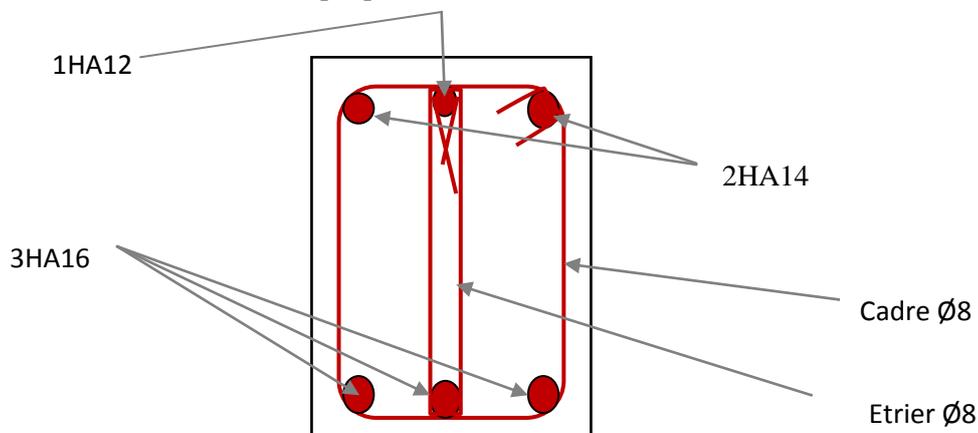


Fig. III.23 : Schémas de ferrailage de la poutre brisée.

III.6. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

- **Évaluation des charges et surcharge**

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur $h = 12$ cm

La charge nominale = 6.3 KN

$$P = PM + DM + \text{charge nominale} = 15 + 51 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

Poids propre de la dalle et des revêtements

On a un revêtement en béton d'épaisseur ($e = 5$ cm)

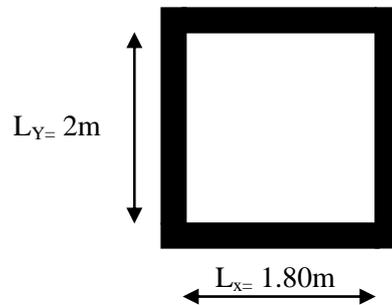
$$G = 25 \times 0.12 + 22 \times 0.05 = 4.1 \text{ KN}$$

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

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 4.1 + 1.5 \times 1 = 7.035 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 4.1 + 1 = 5.1 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.8}{2} = 0.9 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$



- ❖ **Les sollicitations**

à l'ELU : ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases} \quad (\text{Annexe IV})$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0456 \times 7.035 \times 1.8^2 = 1.039 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.7834 \times 1.039 = 0.8140 \text{ KN.m}$$

-Moment en travées :

$$M_t^x = 0.75 M_x = 0.75 \times 1.039 = 0.78 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 M_y = 0.75 \times 0.8140 = 0.61 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 M_x = 0.5 \times 1.039 = 0.52 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{12}{10} = 1.2 \text{ cm}$$

On prend des barres de $\phi = 12$ mm pour le ferraillage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 12 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 10 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 12 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2\right) = 8.2 \text{ cm}$$

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculée (cm ²)	A_a calculée (cm ²)	A_t adoptée (cm ²)	A_a adoptée (cm ²)
Sens xx	0.78	0.52	0.22	0.15	5HA8=2.51	5HA8=2.51
Sens yy	0.61	0.52	0.21	0.15	5HA8=2.51	5HA8=2.51

Tab III.63. Tableau de ferrailage de la dalle de locale des machines.

- Vérification de condition de non fragilité

Pour $h > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

En travée : Sens xx : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$

$$\Rightarrow A_x = 2.51\text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.9}{2} \right) \times 100 \times 12 = 1.01\text{cm}^2.$$

Sens yy : $A_y \geq \rho_0 b h \Rightarrow A_y = 2.51\text{cm}^2 \geq \rho_0 b h = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96\text{cm}^2$

En appui : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$

$$\Rightarrow A_x = 2.51\text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.9}{2} \right) \times 100 \times 12 = 1.01\text{cm}^2$$

- Espacement des armatures :

-Armatures // L_x : $S_t = 20\text{ cm} \leq \min(3 h, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$...c.vérifiée

-Armatures // L_y : $S_t = 20\text{ cm} \leq \min(4 h, 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$...c.vérifiée

-Vérification au cisaillement:

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2 \times \left(1 + \frac{\rho}{2} \right)} = \frac{7.035 \times 1.8}{2 \times \left(1 + \frac{0.9}{2} \right)} = 4.367\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{4.367 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.044\text{MP} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa} \dots \dots \text{pas d'armatures}$$

transversales.

- Vérification à l'ELS :

-État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

$$q_s = G + Q = 5.1\text{ KN/m}$$

à l'Els : ($\nu = 0.2$)

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0528 \times 5.1 \times 1.8^2 = 0.872 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.8502 \times 0.872 = 0.742 \text{ KN.m}$$

-Moment en travées :

$$M_t^x = 0.75 M_x = 0.75 \times 0.872 = 0.654 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 M_y = 0.75 \times 0.742 = 0.556 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -0.5 \times 0.872 = -0.436 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes :

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

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

Localisation	Sens	M _{ser} (kN.m)	A(cm ²)	Y (m)	I(m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	xx	0.654	2.51	0,0326	8,68*10 ⁻⁵	0,387	15
	yy	0.556	2.51	0,0313	7,45*10 ⁻⁵	0,369	15
Appui	/	0.436	2.51	0,0326	8,68*10 ⁻⁵	0,136	15

Tab III.64. Résultats de calcul des contraintes.

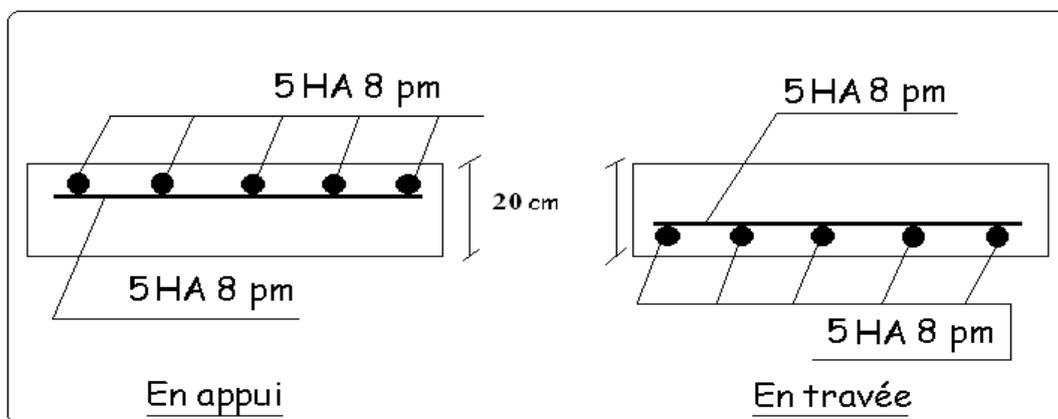


Fig. III.24. Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.

III.7. Etude de l'acrotère

❖ Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

Dans notre cas on a deux types d'acrotères :

- Acrotère de la terrasse accessible (dalle du 1^{er} étage) : H=100cm
- Acrotère de la terrasse inaccessible (toiture) : H= 60 cm

On calcul l'acrotère le plus défavorable tel que :

- Acrotère de la terrasse accessible (dalle du 1^{er} étage) : H=100cm

On a les données suivantes :

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

$$G = 3.12\text{KN/ml}$$

$$A = 0.15$$

$$C_p = 0.8$$

$$W_p = 3.12\text{KN/ml}$$

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

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.12$$

$$F_p = 1,50 \text{ KN}$$

▪ Calcul des sollicitations

a) Calcul du centre de pression

$$x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

Tel que : $\sum A_i = S$: (surface de l'acrotère)

$$x_c = \frac{1,1 \times 0,1 \times (0,1 / 2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,1 + 0,1 / 2) + 0,5 \times 0,1 \times 0,03 \times (0,1 + 0,1 / 3)}{0,1185}$$

$$x_c = 0,056\text{m}$$

$$y_c = 0,65\text{m}$$

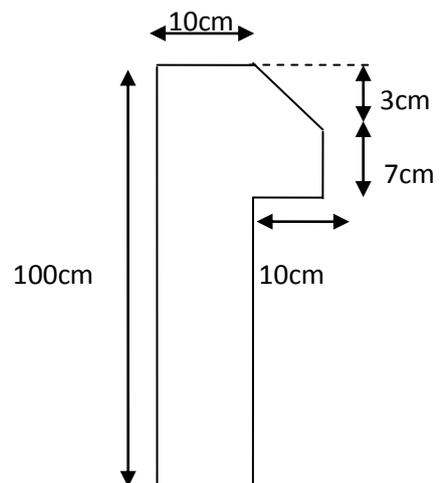


Fig. III.25: acrotère

b) Moment engendré par les efforts normaux

$$N_G = 3.12 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1,5 \times 1 \Rightarrow M_Q = 1,5 \text{ KN.m.}$$

$$F_p = 1,50 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p \times y_c = 1,5 \times 0,50 \Rightarrow M_{F_p} = 0,75 \text{ KN.m.}$$

La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35G + 1,5Q	G+Q
N (KN)	3.12+0+0= 3.12	1,35 x 3, 12+1,5x 0 = 4.21	3.12+0= 3.12
M (KN)	0+1+0,75= 1,75	1,35 x 0+1,5x 1 = 1,50	0+1= 1

Tab III.65. Différentes combinaisons à utiliser.

c) Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.5}{4.21} = 0.356m \\ \frac{H}{6} = 0.167m \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Un élément soumis à un effort composé dû à une force de compression doit être justifié à l'état limite ultime de stabilité de forme selon (B.A.E.L 91 Art 4.4.1).

Pour l'excentricité selon (C.B.A Art 4.3.5).

$$e_2 = e_1 + e_a$$

Tel que:

e_a : Excentricité additionnelle

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{H}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{100}{250}\right) = 2cm$$

$$d'où : e_2 = 0.356 + 0.02 = 0.376m$$

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

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

Tel que :

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égale à 2.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 1,5} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 1)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.1} = 2.4 \text{ cm.}$$

$$d' \text{ où : } e_t = e_2 + e_3 = 37,6 + 2.4 = 40 \text{ cm.}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 4.21 \text{ KN}$$

$$M_U = N_U \times e_t = 4.21 \times 0.40 = 1,68 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage

À l'ELU

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa;}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times (d - \frac{h}{2})$

Tel que :

M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\Rightarrow M_{uA} = 1.7 + 4.21 \times (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 1.826 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1.826 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.020 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E 400)$$

$$d' \text{ où } : A'_s = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.025$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079$$

$$A_U = \frac{M_{uA}}{z \times \sigma_s} = \frac{1.826 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 0.664 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_U \Rightarrow \text{on adopte } A_U = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = A_u / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ HA6} (1,12 \text{ cm}^2/\text{ml}).$$

- **Espacement**

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

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

- **Vérification au cisaillement**

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

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min (0,1 \times f_{c28} ; 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min (2,5 ; 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1.5 \times G = 1,5 \times 3.12 = 4.68 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,059 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

▪ **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.04 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{4.68 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 10.04 \times 10^{-2}} = 0.647 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

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

❖ **à l'ELS :** (vérification des contraintes).

$$\text{On doit vérifier que } \begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

D'après le **CBA 93**, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

Position de l'axe neutre

$$C = d - e_A;$$

Tel que e_A : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1}{3.12} = 0.32 \text{ m}$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0.16 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0.05 - 0.32 = -0.27 \text{ m} = -27 \text{ cm}$$

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

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

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

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow$$

$$P = -3 \times 0.27^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.27) = -0.222 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0.27^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.27)^2 = -0.04 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.476 y_c - 0.12 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c$$

$$\Rightarrow -0.27 \leq y_c \leq -0.17$$

$$y_c = -0.23\text{m}$$

$$y = -0.23 + 0.27 = 0.04\text{m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.04) = -6.79 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{\mu_t} \times y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1 \times 10^{-3} \times 0.04}{-6.79 \times 10^{-4}} = -0.2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta) = 240 \text{ Mpa}$

$$\bar{\sigma}_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} \cdot (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3.12 \times 10^{-3}}{-6.79 \times 10^{-4}} (0.08 - 0.01) = -4.82 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

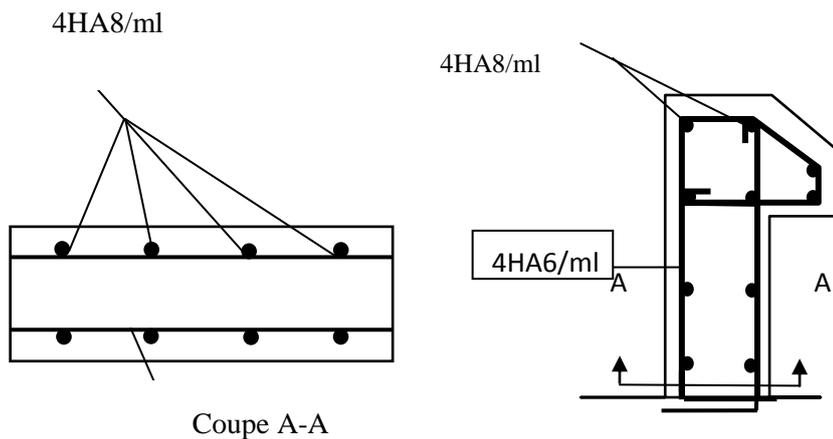


Fig. III.26. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.8. 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.

Notre structure présente deux types d'escaliers, deux et trois volées. Dans ce chapitre il a été procédé à leurs études et leurs ferrillages.

Nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle de locale des machines. En dernier, L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrillage a été déterminé en respectant les règles.

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute les plus dévastatrices dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de prévoir ces catastrophes naturelles, il est recommandé de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin de limiter des édifices construits et préservés des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2. Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) l'étude peut être menée suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse largement les 23m à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan et en élévation, se situe en zone II_a et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

IV.3. Analyse sismique de la structure

La méthode retenue pour l'analyse du comportement sismique de notre structure est la méthode d'analyse modale spectrale.

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

➤ 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 donnée par la méthode statique

équivalente (MSE) : $V_{\text{analytique}} \geq 0,8V_{\text{MSE}}$

$$V_{MSE} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

Détermination des paramètres du spectre de réponse :

- A : Coefficient d'accélération de la zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

Pour notre cas nous avons : groupe d'usage 2, zone II_a $\Rightarrow A = 0.15$ selon le tableau 4.1 (RPA99/version2003).

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$.

- Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule 4.4 donnée au RPA :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

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

Les valeurs à retenir pour les deux sens (x et y) sont dans le tableau suivant :

Critère q	P _x	P _y
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2- Redondance en plan	0.05	0.05
3- Régularité en plan	0.05	0.05
4- Régularité en élévation	0.05	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	0	0
6- Contrôles d'exécution	0	0
Somme	0.2	0.2

Tab IV.1. Valeurs des pénalités P_q

$$Q_x = Q_y = 1,20$$

W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99).

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel Robot V2011 la valeur trouvée est :

$$W = 36077.7KN$$

- D : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Valeur de T_1 et T_2 :

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA99/2003 tableau 4.7)

$$\text{Sol ferme} \Rightarrow \text{site } S_3 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.5 \text{ sec} \end{cases}$$

Selon le professeur (Rafik TALEB), la période utilisé pour le calcul de l'effort tranchant à la base est sujette à une borne supérieure, qui est $1,3.T_{\text{empirique}}$

Le tableau ci-dessous montre comment choisir la période de calcul de V_{MSE} : (ANNEXE3)

Si:	La période choisie pour le calcul du facteur D est:
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$1,3T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1,3T_{\text{empirique}}$

$$T_{\text{empirique}} = C_T * (h_N)^{3/4} \text{ avec :}$$

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

$$\Rightarrow h_N = 36.21m$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \quad (\text{tableau 4.6 du RPA 99/2003}). \quad \text{D'où : } T = 0,74s.$$

Selon l'article 4.2.4 (4) R.P.A99/v2003, la période doit être majorée de 30%

$$T_{\text{empirique}} = 0.962 \text{ s}$$

$$T = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T.

$$\begin{cases} L_x = 21.94 \text{ m} \\ L_y = 17.05 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.70 \text{ sec} \\ T_y = 0.79 \text{ sec} \end{cases}$$

$$1.3T_x = 0.91 \text{ sec} = T_{\text{analytique}} = 0.91 \text{ sec} \longrightarrow T = 0.91 \text{ sec}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0.74 < T_y \longrightarrow T = T_{\text{analytique}} = 0.74 \text{ sec}$$

Tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$ → facteur de correction d'amortissement.

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (**RPA 99/2003 tableau 4.2**).

Portique auto stable → $\xi = 7 \%$.

Voiles → $\xi = 10 \%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne ⇒ $\xi = 8,5 \%$.

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}, T_2 < T < 3 \text{ sec}$$

$$\begin{cases} D_x = 1.369 \\ D_y = 1.572 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} V_x = 1704.10 \text{ KN} \\ V_y = 1956.34 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.4. Modélisation de la structure

Robot Versions 11 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau...) et des travaux publics (ponts, tunnels...). Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique.

L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

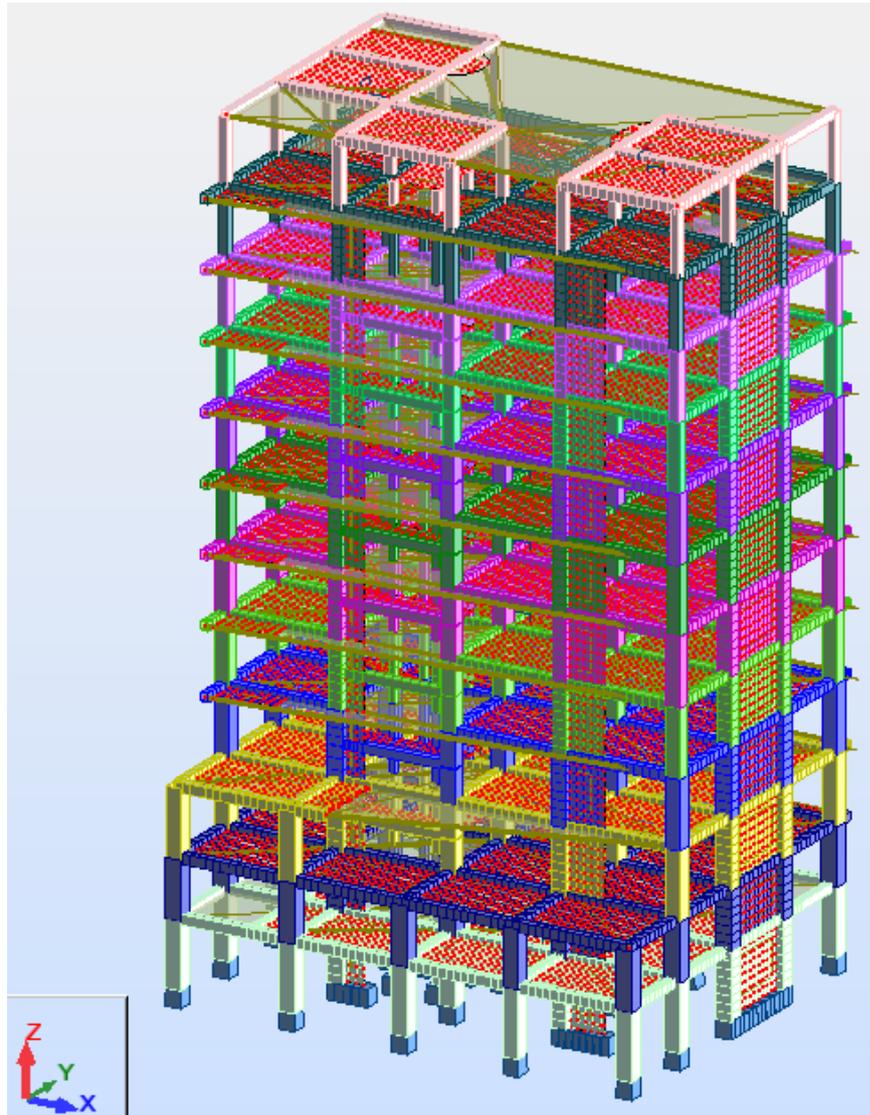


Fig. IV.1. *Vue en 3D (Robot V 2011)*

- **Principe de modélisation**

Le logiciel Robot versions 11 permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement, caractéristiques des matériaux ...etc.) de façon entièrement graphique numérique ou combinés, en utilisant les innombrables outils disponibles. En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treilles, dalles, voiles ou autres). Chaque élément est défini dans sa base graphique correspondante, ensuite ces éléments sont assemblés en un modèle final de calcul. Quant à la compatibilité, elle s'effectue de façon automatique.

IV.5. Disposition des voiles

Après plusieurs essais effectués pour la disposition des voiles de sorte à satisfaire toutes les conditions du RPA, nous avons opté pour la disposition suivante :

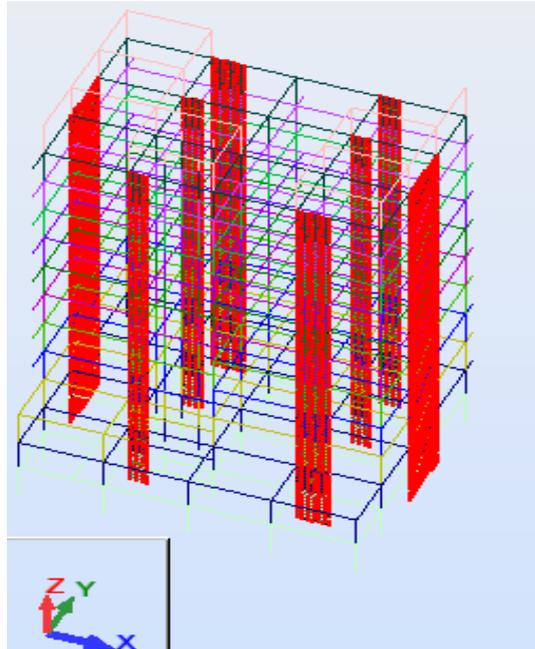


Fig. IV.2. Disposition des voiles.

IV.6. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique

- Mode de vibration et taux de participation des masses

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

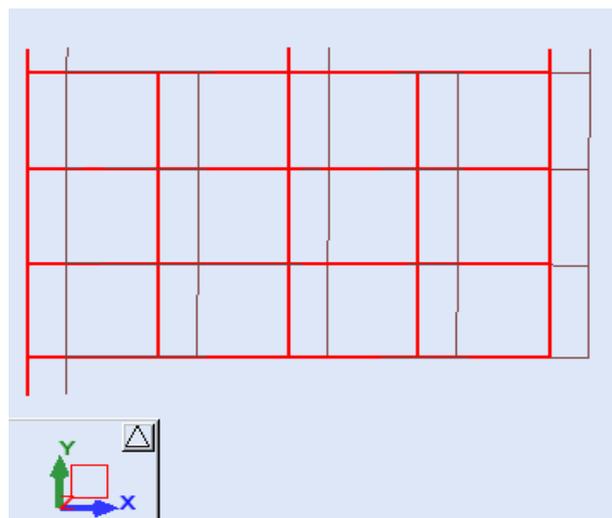


Fig. IV.3. Mode 1 translation selon $x-x'$ ($T=0,91$ s).

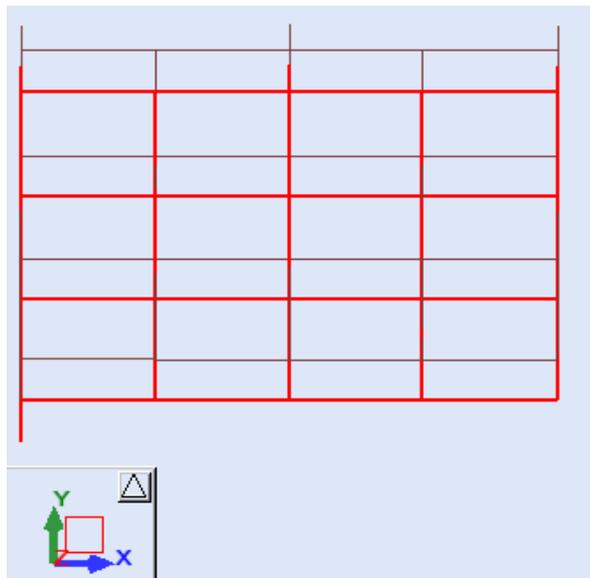


Fig. IV.4. Mode 2 translation selon y-y' ($T=0,74$ s).

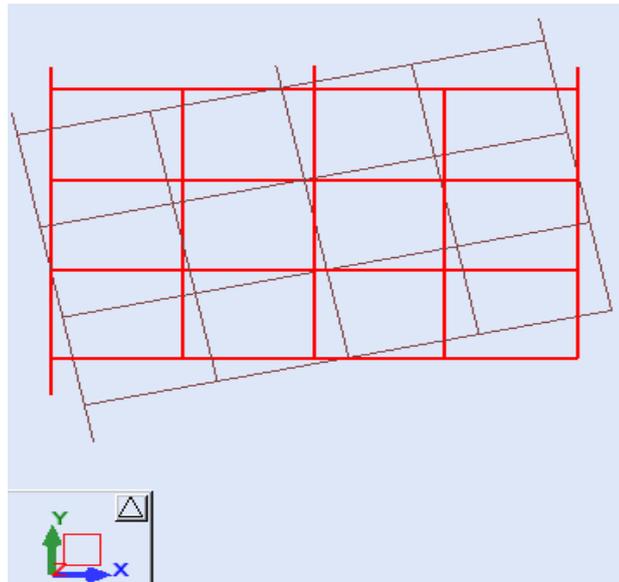


Fig. IV.5. Mode 3 torsion ($T=0,56$ s).

Le RPA (art 4.3.4, a) exige que le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation soit comme suit :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Mode	Période	Mode individuel (%)		Somme cumulée (%)	
	T(s)	UX	UY	UX	UY
1	0.91	69.58	0.00	69.58	0.00
2	0.74	69.58	64.01	0.00	64.00
3	0.56	69.59	64.01	0.01	0.00
4	0.29	82.08	64.01	12.49	0.00

5	0.20	82.08	81.54	0.00	17.53
6	0.17	82.11	81.62	0.03	0.08
7	0.17	82.11	81.67	0.00	0.04
8	0.17	82.12	81.77	0.01	0.10
9	0.17	82.74	81.80	0.62	0.03
10	0.17	83.38	81.80	0.63	0.00
11	0.16	87.09	81.80	3.71	0.00
12	0.16	87.87	86.09	0.78	0.00
13	0.12	87.87	86.09	0.00	4.28
14	0.12	90.78	86.09	2.90	0.00
15	0.11	90.78	86.09	0.01	0.00
16	0.11	90.79	86.09	0.00	0.01
17	0.11	90.85	86.09	0.07	0.00
18	0.11	90.85	86.10	0.00	0.00
19	0.11	90.86	86.10	0.00	0.00
20	0.10	90.87	86.10	0.01	0.00
21	0.09	91.34	86.36	0.47	0.26
22	0.09	91.59	91.60	0.25	5.24

Tab IV.2. Période de vibration et taux de participation massique

Concernant les modes à retenir, nous constatons que le pourcentage de participation modale atteint plus de 90% à partir du 14^{ème} mode (sens x) et 22^{ème} mode (sens y) ce qui vérifie la condition du RPA99/2003.

IV.7. Justification de l'interaction voile-portique

Les tableaux (V.3), (V.4) et (V.5) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales. L'article (3.4.A.4.a) du RPA99/version 2003 stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

IV.7.1. Sous charges verticales

- Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques : $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$

- Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
RDC	28920.06	6375.37	35295.43	81.9371	18.062	vérifiée
SOUPENTE	25685.95	5939.36	31625.32	81.2195	18.780	vérifiée
Etage 1	22887.27	5472.81	28360.08	80.7024	19.297	vérifiée
Etage 2	19899.17	4669.86	24569.04	80.9928	17.007	vérifiée
Etage 3	17162.51	4142.32	21304.83	80.5568	19.443	vérifiée

<i>Etage 4</i>	14452.33	3588.90	18041.24	80.1071	19.892	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 5</i>	11984.36	2880.62	14864.99	80.6213	19.378	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 6</i>	9395.26	2344.50	11739.77	80.0293	19.970	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 7</i>	6894.95	1794.88	8689.84	79.3449	20.654	<i>non vérifiée</i>
<i>Etage 8</i>	4524.67	1207.50	5732.18	78.9345	21.065	<i>non vérifiée</i>
<i>Etage 9</i>	2408.53	568.21	2976.74	80.9116	19.088	<i>vérifiée</i>

Tab IV.3. Interactions sous charges verticales

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voiles- portiques est vérifiée sous chargement verticale avec quelques écarts très minimes des deux avant dernier étage.

IV.7.2. Sous charges horizontales

-Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés sur les tableaux suivants :

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
<i>RDC</i>	-970.64	-651.26	-1621.90	59.8458	40.15	<i>vérifiée</i>
<i>SOUPENTE</i>	-1014.59	-567.38	-1581.97	64.1345	35.86	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 1</i>	-874.87	-651.4	-1526.27	57.3207	42.67	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 2</i>	-842.33	-594.83	-1437.16	58.6107	41.38	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 3</i>	-806.97	-522.75	-1329.72	60.6872	39.31	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 4</i>	-746.68	-466.89	-1213.57	61.5275	38.47	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 5</i>	-638.42	-432.75	-1070.48	59.6386	40.36	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 6</i>	-585.04	-332.75	-917.79	63.7444	36.25	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 7</i>	-464.61	-269.68	-734.29	63.2733	36.72	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 8</i>	-355.73	-185.48	-541.21	65.7286	34.27	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 9</i>	-324.57	-103.77	-428.34	75.7739	24.22	<i>vérifiée</i>

Tab IV.4. Interactions sous charges horizontales dans le sens (x-x)

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
<i>RDC</i>	-549.85	-1207.88	-1757.74	31.2816	68.71	<i>vérifiée</i>
<i>SOUPENTE</i>	-451.08	-1293.88	-1744.96	25.8504	74.14	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 1</i>	-449.35	-1205.78	-1655.13	27.1489	72.85	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 2</i>	-455.19	-1110.29	-1565.47	29.0768	70.92	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 3</i>	-482.27	-979.96	-1462.48	32.9925	67.00	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 4</i>	-528.27	-816.28	-1344.55	39.2897	60.71	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 5</i>	-494.28	-698.57	-1192.85	41.4368	58.56	<i>vérifiée</i>

Etage 6	-522.64	-510.38	-1033.02	50.5934	49.40	vérifiée
Etage 7	-469.42	-389.8	-859.22	54.6332	45.36	vérifiée
Etage 8	-404.47	-267.07	-671.55	60.2293	39.76	vérifiée
Etage 9	-492.18	-223.8	-715.98	68.7421	31.25	vérifiée

Tab IV.5. Interactions sous charges horizontales dans le sens (y-y)

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voiles- portiques est vérifiée sous chargement horizontale.

IV.7.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , nous avons :

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	1704.40	1363.52	1621.77	Vérifiée
Sens yy	1956.34	1565.07	1756.53	Vérifiée

Tab IV.6. Vérification de l'effort tranchant à la base

IV.7.4. 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, le RPA (art 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{cj}} < 0,3 \quad (\text{Formule 7.2})$$

Avec : N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : Est la résistance caractéristique du béton= 25 MPa

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci à été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
RDC, Soupente	75	75	5625	2907.38	0.207	vérifiée
Etage 1,2	70	70	4900	2138.6	0.175	vérifiée
Etage 3,4	65	65	4225	1391.86	0.132	vérifiée
Etage 5,6	60	60	3600	920.55	0.102	vérifiée
Etage 7	55	55	3025	544.11	0.072	vérifiée
Etage 8	50	50	2500	385.32	0.062	vérifiée
Etage 9	45	45	2025	272.41	0.054	vérifiée
TERASSE	40	40	1600	150.97	0.038	vérifiée

Tab IV.7. vérification de l'effort normal réduit

IV.7.5. Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement ($R=3.5$).

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' est à dire $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	observation
RDC	0.1	0.5	0	0.5	300,0	0.167	<i>vérifiée</i>
SOUPENTE	0.2	1	0.5	0.5	261,0	0.192	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0.4	2	1	1	306,0	0.327	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0.6	3	2	1	306,0	0.327	<i>vérifiée</i>
Etage 3	0.8	4	3	1	306,0	0.327	<i>vérifiée</i>
Etage 4	1.0	5	4	1	306,0	0.327	<i>vérifiée</i>
Etage 5	1.2	6	5	1	306,0	0.327	<i>vérifiée</i>
Etage 6	1.4	7	6	1	306,0	0.327	<i>vérifiée</i>
Etage 7	1.5	7.5	7	0.5	306,0	0.163	<i>vérifiée</i>
Etage 8	1.6	8	7.5	0.5	306,0	0.163	<i>vérifiée</i>
Etage 9	1.7	8.5	8	0.5	306,0	0.163	<i>vérifiée</i>
TERASSE	1.8	9	8.5	0.5	306,0	0.163	<i>vérifiée</i>

Tab IV.8. Vérification des déplacements pour le sens xx.

niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	observation
RDC	0.0	0.0	0.0	0.0	300,0	0.0	<i>vérifiée</i>
SOUPENTE	0.1	0.5	0.0	0.5	261,0	0.192	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0.2	1.0	0.5	0.5	306,0	0.163	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0.3	1.5	1.0	0.5	306,0	0.163	<i>vérifiée</i>
Etage 3	0.5	2.5	1.5	0.5	306,0	0.327	<i>vérifiée</i>
Etage 4	0.6	3.0	2.5	0.5	306,0	0.163	<i>vérifiée</i>
Etage 5	0.8	4.0	3.0	1.0	306,0	0.327	<i>vérifiée</i>
Etage 6	0.9	4.5	4.0	0.5	306,0	0.163	<i>vérifiée</i>
Etage 7	1.1	5.5	4.5	1.0	306,0	0.327	<i>vérifiée</i>
Etage 8	1.2	6.0	5.5	0.5	306,0	0.163	<i>vérifiée</i>
Etage 9	1.4	7.0	6.0	1.0	306,0	0.327	<i>vérifiée</i>
TERASSE	1.5	7.5	7.0	0.5	306,0	0.163	<i>vérifiée</i>

Tab IV.9. Vérification des déplacements relatifs yy.

A travers ces deux tableaux on constate que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.7.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (RPA99/version 2003(Art 5.9)

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ;

avec : $P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

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

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- 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 $\frac{1}{1 - \theta_k}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

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 /
300.0	35295.43	0.5	1621.90	0.036	0.0	1757.74	0.0
261.0	31625.32	0.5	1581.97	0.038	0.5	1744.96	0.035
306.0	28360.08	1.0	1526.27	0.061	0.5	1655.13	0.028
306.0	24569.04	1.0	1437.16	0.056	0.5	1565.47	0.026
306.0	21304.83	1.0	1329.72	0.052	0.5	1462.48	0.024
306.0	18041.24	1.0	1213.57	0.049	0.5	1344.55	0.022
306.0	14864.99	1.0	1070.48	0.045	1.0	1192.85	0.041
306.0	11739.77	1.0	917.79	0.042	0.5	1033.02	0.019
306.0	8689.84	0.5	734.29	0.019	1.0	859.22	0.033
306.0	5732.18	0.5	541.21	0.017	0.5	671.55	0.014
306.0	2976.74	0.5	428.34	0.011	1.0	715.98	0.014

Tab IV.10. Vérification à L'effet P-Δ.

D'après les résultats obtenus dans ce tableau, les effets P-Δ peuvent être négligés.

IV.8. Conclusion

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique.

Pour notre ouvrage, après plusieurs dispositions nous avons retenue celle qui vérifie tous les exigences du RPA, (période de vibration, interaction, taux de participation massique, effet P- Δ , effort normal réduit)

Dans le but de vérifier l'interaction verticale, les sections des portiques déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.

Chapitre V

Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable.

On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (RobotV2011), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion déviée.

V.2. Etude des poteaux

Le rôle des poteaux dans une construction est la transmission des charges de la super-structure vers les fondations, ces poteaux sont sollicités en flexion composée dans les deux sens. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations suivantes :

$$\checkmark 1,35G + 1,5Q \quad (1)$$

$$\checkmark Q + G \quad (2)$$

$$\checkmark G + Q \pm E_{x,y} \quad (3)$$

$$\checkmark 0,8G \pm E_{x,y} \quad (4)$$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitation :

- Moment maximal avec son effort normal correspondant.
- Effort normal maximal avec son moment correspondant.
- Effort normal minimal avec son moment correspondant.

V.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003

a) Les armatures longitudinales

- 1). Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- 2). Le pourcentage minimal est de : 0.8 % (Zone II).
- 3). Le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes.
6 % en zones de recouvrement.
- 4). Le diamètre minimal est de 12mm.
- 5). La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II).
- 6). La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).
- 7). Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1 :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

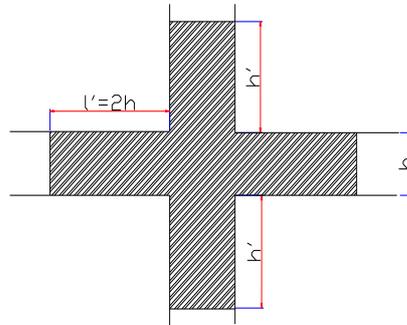


Figure V.1 : zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone recouvrement
Sous-sol, RDC, soupenne	75×75	45	225	337.5
1 ^{er} , 2 ^{ème} étages	70×70	39.2	196	294
3, 4 ^{ème} étages	65×65	33.8	169	253.5
5, 6 ^{ème} étages	60×60	28.8	144	216
7 ^{ème} étages	55×55	24.2	121	181.5
8 ^{ème} étages	50×50	20	100	150
9 ^{ème} étages	45×45	16.2	81	121.5
Terrasse	40×40	12.8	64	96

Tab V.1. Armatures longitudinales et maximales selon le RPA dans les poteaux.

b) Armatures transversales

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

RPA2003 (Article 7.4.2.2)

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale** : $t = \min(10\phi_l, 15\text{cm})$ en zone **IIa**

- **Dans la zone courante** : $t \leq 15\Phi$ en zone **IIa**

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **Dans la zone nodale** : $t = \min(10 \cdot 1,6\text{cm}, 15\text{cm})$

$t = 15\text{ cm.}$

- **Dans la zone courante** : $t \leq 15 \cdot 1,6 \rightarrow t \leq 24\text{ cm.}$

$t = 20\text{ cm.}$

- La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A}{t \times b_1}$ En % est donnée comme suit :

$A_t^{\min} = 0,3\%(t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

$A_t^{\min} = 0,8\%(t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

Si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau.

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

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

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants $\phi_{che} \text{ min ées} \geq 12\text{cm}$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur de poteau.

V.2.2. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Robot V11 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

poteau	M_{Max}, N_{cor}			$N_{Max}; M_{cor}$			N_{Min}, M_{cor}			V KN
	M_{Max} KN.m	N_{cor} KN	Com	N_{Max} KN	M_{cor} KN.m	Com	N_{Min} KN	M_{cor} KN.m	Com	
75×75	269.09	1736.67	4	3296.26	3.71	1	-1064.02	133.67	4	184.34
70×70	-205.43	1746.63	3	2312.68	6.06	1	-348.12	51.39	4	100.86
65×65	-155.86	151.03	3	1736.54	7.64	1	313.11	-124.11	1	81.66
60×60	-157.42	150.72	3	1189.28	9.49	1	249.51	-130.61	1	66.84
55×55	-145.95	158.41	3	665.83	9.56	1	237.28	-124.88	1	53.46
50×50	-131.37	163.67	3	428.16	-32.65	1	134.78	-58.54	1	52.50
45×45	-129.33	175.19	3	264.06	-57.97	1	-67.74	29.59	4	42.70
40×40	110.59	-82.64	1	172.43	68.82	1	-82.64	110.59	1	27.64

Tab V.2. Sollicitations dans les poteaux.

V.2.3. Ferrailage

a) Les armatures longitudinales

Le ferrailage des poteaux se fait dans les deux plans et selon la combinaison la plus défavorable, les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci après :

Niveau	Section (cm ²)	M	N	A_{min} (cm ²) (RPA)	A (cm ²) Calculée	A adoptée (cm ²)
Sous-sol, RDC, Soupente	75×75	133.67	-1064.02	45	36.2	16HA20=50.27
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	70×70	51.39	-348.12	39.2	12.6	8HA20+8HA16=41.22
3, 4 ^{ème} étages	65×65	7.64	1736.54	33.8	10.4	4HA20+12HA16=36.69
5, 6 ^{ème} étages	60×60	-157.42	150.72	28.8	10.2	4HA14+12HA16=30.28
7 ^{ème} étages	55×55	-145.95	158.41	24.2	10.4	12HA14+4HA16=26.52
8 ^{ème} étages	50×50	-131.37	163.67	20.0	10.2	12HA14+4HA12=23.00
9 ^{ème} étages	45×45	-129.33	175.19	16.2	11.6	8HA14+4HA12=16.84
Terrasse	40×40	68.82	172.43	12.8	6.4	12HA12=13.57

Tab V.3. Les Armatures longitudinale dans les poteaux.

b) Les armatures transversales

Niveau	B (cm ²)	ϕ_1^{\max} (cm)	ϕ_1^{\min} (cm)	l_f (cm)	Λ_g	V_u (KN)	S_t zone nodale (cm)	S_t zone courante (cm)	A_t (cm ²)	A_t^{\min} (cm ²)	A_t^{opt} (cm ²)
Sous-sol	75×75	2.0	2.0	285.6	5.44	184.34	9	15	2.30	2.25	6HA10=4.71
RDC	75×75	2.0	2.0	210	4.00	184.34	9	15	3.48	4.125	6HA10=4.71
Soupende	75×75	2.0	2.0	182.7	3.48	184.34	9	15	3.46	4.125	6HA10=4.71
1 ^{er} étage	70×70	2.0	1.6	214.2	4.37	100.86	9	15	2.03	3.575	6HA8=3.92
2 ^{ème} étage	70×70	2.0	1.6	214.2	4.37	100.86	9	15	2.03	3.575	6HA8=3.92
3 ^{ème} étage	65×65	2.0	1.6	214.2	4.71	81.66	9	15	1.77	3.575	6HA8=3.92
4 ^{ème} étage	65×65	2.0	1.6	214.2	4.71	81.66	9	15	1.77	3.575	6HA8=3.92
5 ^{ème} étage	60×60	1.6	1.4	214.2	5.10	66.84	9	15	1.04	1.80	6HA8=3.92
6 ^{ème} étage	60×60	1.6	1.4	214.2	5.10	66.84	9	15	1.04	1.80	6HA8=3.92
7 ^{ème} étage	55×55	1.6	1.4	214.2	5.56	53.46	9	15	0.91	1.65	6HA8=3.92
8 ^{ème} étage	50×50	1.4	1.4	214.2	6.12	52.50	9	15	0.98	1.5	4HA8=2.01
9 ^{ème} étage	45×45	1.4	1.2	214.2	6.8	42.70	9	15	0.89	1.35	4HA8=2.01
Terrasse	40×40	1.2	1.2	214.2	7.65	27.64	9	15	0.65	1.2	4HA8=2.01

Tab V.4 .Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Conformément au RPA et au BAEL 99, le diamètre des armatures transversales est

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1^{\max}}{3} \Rightarrow \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2.0 = 80\text{cm}.$$

On adopte : $L_r = 80\text{cm}.$

$$\phi = 1.6\text{mm} \rightarrow L_r = 40 * 1.6 = 64$$

On adopte : $L_r = 70\text{cm}.$

$$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56$$

On adopte : $L_r = 60\text{cm}.$

$$\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48$$

On adopte : $L_r = 50\text{cm}.$

V.2.4. Vérification au flambement

Selon BAEL91, (art 4.4.1) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le plus élancé.

Critère de la stabilité de forme :

Le poteau le plus élancé : ($l_0=4.08m$)

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots \text{CBA93 (Art : B. 8.2.1)}$$

Avec : 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 : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ_g .

A_s : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

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

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

D'où : $\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{b}$ avec l_f : Longueur de flambement

Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$

$B_r = (a - 2)(b - 2)$ Avec : $\begin{cases} b : \text{hauteur de la section nette} \\ a : \text{largeur de la section nette} \end{cases}$

A_s : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux (m)	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	i (m)	λ	α	As (m ²)	B _r (m ²)	N _{ultime} (KN)	N _{max} (KN)
-4.08	75×75	4.08	285.6	0.2165	13.191	0.827	42.632	5329	8168.77	3296.26
3.00	75×75	3.00	210	0.2165	9.699	0.837	42.632	5329	8273.76	3296.26
5.61	75×75	261	182.7	0.2165	8.439	0.840	42.632	5329	8304.30	3296.26
8.67	70×70	3.06	214.2	0.2021	10.60	0.835	36.992	4624	7158.14	2312.68
11.73	70×70	3.06	214.2	0.2021	10.60	0.835	36.992	4624	7158.14	2312.68

14.79	65×65	3.06	214.2	0.1876	11.41	0.832	31.752	3969	6126.54	1736.54
17.85	65×65	3.06	214.2	0.1876	11.41	0.832	31.752	3969	6126.54	1736.54
20.91	60×60	3.06	214.2	0.1732	12.367	0.829	26.912	3364	5173.95	1189.28
23.97	60×60	3.06	214.2	0.1732	12.367	0.829	26.912	3364	5173.95	1189.28
27.03	55×55	3.06	214.2	0.1588	13.491	0.825	22.472	2809	4300.43	665.83
30.09	50×50	3.06	214.2	0.1443	14.840	0.820	18.432	2304	3506.05	428.16
33.15	45×45	3.06	214.2	0.1299	16.489	0.814	14.792	1849	2790.95	264.06
36.21	40×40	3.06	214.2	0.1155	18.55	0.805	11.552	1444	2155.29	172.43

Tab V.5. Justification de l'effort normale ultime.

$N_{max} < N_u \Rightarrow$ Pas de risque de flambement.

V.2.5. Vérification des contraintes

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ et } d = 0,9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

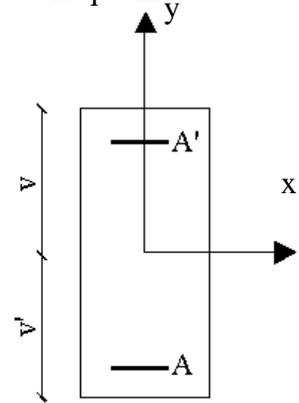


Fig. V.2 : Section d'un poteau.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	D (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Sous-sol, RDC et soupenle	75×75	67.5	50.27	46.55	28.45	0.034	2395.82	2.78	4.29	15
1, 2 ^{ème} étages	70×70	63	41.22	42.95	27.05	0.026	1685.09	4.37	3.51	15
3, 4 ^{ème} étages	65×65	58.5	36.69	40.12	24.88	0.015	1265.18	5.51	3.14	15
5, 6 ^{ème} étages	60×60	54	30.28	36.81	23.19	0.014	866.45	6.85	2.59	15
7 ^{ème} étages	55×55	49.5	26.52	34.00	21.00	0.010	485.19	6.89	1.84	15
8 ^{ème} étages	50×50	45	24.11	30.82	19.18	0.007	312.61	9.11	1.65	15
9 ^{ème} étages	45×45	40.5	16.84	27.55	17.45	0.005	192.26	41.94	3.26	15
Terrasse	40×40	36	13.57	24.58	15.42	0.003	126.12	11.62	0.884	15

Tab V.6. Vérification des contraintes dans le béton.

V.2.6 .Vérification des sollicitations tangentés

Selon le **RPA2003**(Article 7.4.2.2)

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

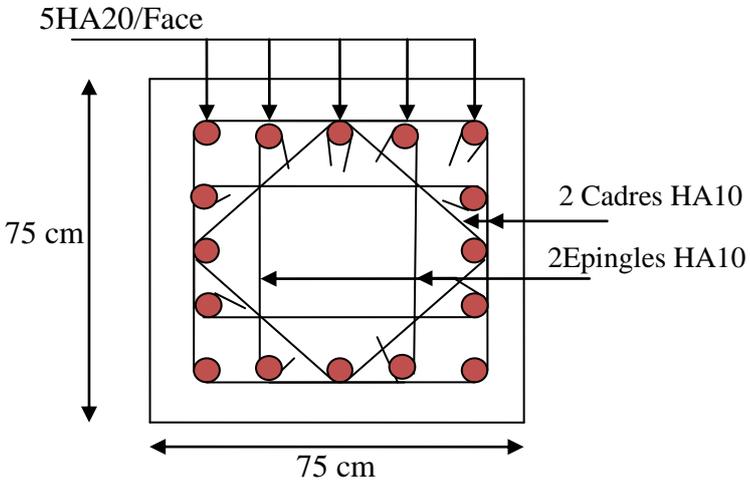
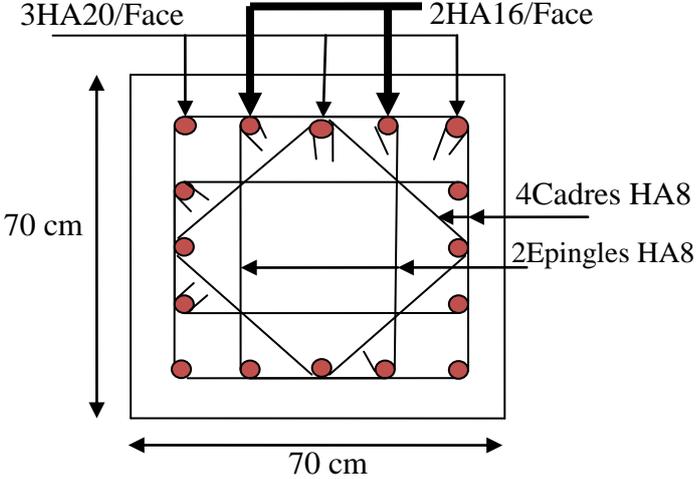
$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tous les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	B (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	D (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)
Sous-sol	75×75	285.6	5.44	0.075	67.5	184.34	0.364	1.875
RDC	75×75	210	4.00	0.04	67.5	184.34	0.364	1.0
soupenne	75×75	182.7	3.48	0.04	67.5	184.34	0.364	1.0
1 ^{er} étage	70×70	214.2	4.37	0.04	63.0	100.86	0.229	1.0
2 ^{ème} étage	70×70	214.2	4.37	0.04	63.0	100.86	0.229	1.0
3 ^{ème} étage	65×65	214.2	4.71	0.04	58.5	81.66	0.215	1.0
4 ^{ème} étage	65×65	214.2	4.71	0.04	58.5	81.66	0.215	1.0
5 ^{ème} étage	60×60	214.2	5.10	0.075	54.0	66.84	0.206	1.875
6 ^{ème} étage	60×60	214.2	5.10	0.075	54.0	66.84	0.206	1.875
7 ^{ème} étage	55×55	214.2	5.56	0.075	49.5	53.46	0.196	1.875
8 ^{ème} étage	50×50	214.2	6.12	0.075	45	52.50	0.233	1.875
9 ^{ème} étage	45×45	214.2	6.80	0.075	40.5	42.70	0.234	1.875
Terrasse	40×40	214.2	7.65	0.075	36	27.64	0.192	1.875

Tab V.7. Vérification des sollicitations tangentés.

V.2.7. Schémas de ferrailage des poteaux

Niveau	Schéma de ferrailage des poteaux
<p>Sous sol, RDC, et Soupente</p>	 <p>5HA20/Face</p> <p>75 cm</p> <p>75 cm</p> <p>2 Cadres HA10</p> <p>2Epingles HA10</p>
<p>1,2^{ème} étages</p>	 <p>3HA20/Face</p> <p>2HA16/Face</p> <p>70 cm</p> <p>70 cm</p> <p>4 Cadres HA8</p> <p>2Epingles HA8</p>

<p>3,4^{ème} étages</p>	<p>4HA16/Face</p> <p>1HA20/Face</p> <p>65 cm</p> <p>65 cm</p> <p>2Epingles HA8</p> <p>2Cadres HA8</p>
<p>5,6^{ème} étages</p>	<p>4HA16/Face</p> <p>1HA14/Face</p> <p>60 cm</p> <p>60 cm</p> <p>2Epingles HA8</p> <p>2Cadres HA8</p>
<p>7^{ème} étages</p>	<p>4HA14/Face</p> <p>1HA16/Face</p> <p>55 cm</p> <p>55 cm</p> <p>2Epingles HA8</p> <p>2Cadres HA8</p>

<p>8^{ème} étage</p>	<p>4HA14/Face</p> <p>1HA12/Face</p> <p>55 cm</p> <p>55 cm</p> <p>2EpinglesHA8</p> <p>2CadresHA8</p>
<p>9^{ème} étage</p>	<p>2HA14/Fa</p> <p>2HA12</p> <p>45 cm</p> <p>45 cm</p> <p>2EpinglesHA8</p> <p>1CadresHA8</p>
<p>Terrasse</p>	<p>4HA12/Face</p> <p>40 cm</p> <p>40 cm</p> <p>2EpinglesHA8</p> <p>1CadresHA8</p>

Tab. V.8. Ferrailage des sections des poteaux.

V.3. Les poutres

Les poutres ont pour objectifs la transmission des charges apportées par les planchers aux poteaux. Les efforts normaux dans les poutres seront négligés, elles seront ainsi sollicitées uniquement par des moments fléchissant en travées et en appuis, et par des efforts tranchants, le calcul se fera alors en flexion simple.

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

V.3.1. Recommandation du RPA 99/V2003

a) Ferrailage

RPA (Article 7.5.2)

- Les armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0,5\%b \times h$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 $4\%b \times h$ En zone courante.
 $6\%b \times h$ En zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 40ϕ En zone II_a.
 Avec : ϕ_{\max} est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.6, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

- Les armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003\% \times S \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right)$$

En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre

- La valeur du diamètre ϕ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

- Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale

2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

V.3.2. Recommandation de CBA

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité)}$$

V.3.3. Ferrailages des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

a) Les armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est calculé selon les sollicitations données par RobotV2011, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{\min}).

Les Résultats de sollicitations maximales et de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

	Poutres	Section (cm ²)	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ma} x (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Terrasse inaccessible (toiture)	poutre principale	40×45	Appui	7.18	9.00	72	3HA16+2HA14=9.11
			Travée	3.31		108	3HA12=3.39
	Poutre Secondaire	35×40	Appui	1.95	7.00	56	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	1.28		84	3HA12=3.39
Etages courant	poutre principale	40×45	Appui	13.80	9.00	72	3HA20+3HA14=14.04
			Travée	8.34		108	3HA16+2HA14=9.11
	poutre secondaire	35×40	Appui	11.43	7.00	56	3HA16+3HA14=12.05
			Travée	9.51		84	3HA16+3HA14=10.64
RDC, Soupente et Sous-sol	poutre principale	40×45	Appui	11.05	9.00	72	3HA16+3HA14=12.05
			Travée	7.17		108	3HA16+2HA14=9.11
	poutre secondaire	35×40	Appui	11.03	7.00	56	3HA16+3HA14=12.05
			Travée	9.40		84	3HA16+3HA14=10.64

Tab V.9. Tableau récapitulation du ferrailage des poutres.

b) Armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL99}$$

- **Poutres principales** $\phi \leq \min\left(2; \frac{45}{35}; \frac{40}{10}\right) = \min(2; 1.28; 4)$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Poutres secondaires** $\phi \leq \min\left(1.4; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.4; 1.14; 3.5)$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA99/version 2003(art 7.5.2.2) :

- Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}\right)$,

Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(11.25\text{cm}; 24\text{cm}; 30\text{cm})$ Soit : $S_t = 10\text{cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(10\text{cm}; 14.4\text{cm}; 30\text{cm})$ Soit : $S_t = 10\text{cm}$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm}$; Soit : $S_t = 15\text{cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm}$; Soit : $S_t = 15\text{cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.8\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.4 .Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le **RPA99** (Article 7.4.2.2) exige que :

$$|M_x| + |M_y| \geq 1,25(M_w + M_e)$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0,85 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section (cm ²)	Z (m)	As (cm ²)	M _R (KN.m)
Sous-sol, RDC, Soupente	75*75	0.64	50.27	1119.613
1,2 ^{ème} étages	70*70	0.6	41.22	860.67
3, 4 ^{ème} étages	65*65	0.55	36.69	702.25
5, 6 ^{ème} étage	60*60	0.51	30.28	537.41
7 ^{ème} étages	55*55	0.47	26.52	433.76
8 ^{ème} étages	50*50	0.43	24.11	360.78

Tab V.10. Moment résistant dans les poteaux.

b) Détermination du moment résistant dans les poutres

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Sens	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	1,25(M _w + M _e) (KN.m)
Sous-sol, RDC et Soupente	Sens xx	222.02	222.02	555.07
	Sens yy	204.45	204.45	511.14
1^{er}, 2^{ème} étages	Sens xx	109.70	109.70	274.27
	Sens yy	80.60	80.60	221.49
3, 4^{ème} étage	Sens xx	109.70	109.70	274.27
	Sens yy	80.60	80.60	221.49
5, 6^{ème} étages	Sens xx	109.70	109.70	274.27
	Sens yy	80.60	80.60	221.49
7^{ème} étages	Sens xx	109.70	109.70	274.27
	Sens yy	80.60	80.60	221.49
8^{ème} étage	Sens xx	109.70	109.70	274.27
	Sens yy	80.60	80.60	221.49

Tab V.11. Vérification des zones nodales.

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques sera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

• Vérification de (%) des armatures selon le RPA 99

-Pourcentage maximum des armatures longitudinales

❖ Poutres principales

-En zone courante

$$A_{\max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 45 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A \quad \text{Condition vérifiée}$$

-En zone de recouvrement

$$A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 45 \times 40 = 108 \text{ cm}^2 > A \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Poutres secondaires

-En zone courante

$$A_{\max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2 > A \quad \text{Condition vérifiée}$$

-En zone de recouvrement

$$A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 > A \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Les longueurs de recouvrement

- La longueur minimale des recouvrements est de

$$\emptyset = 12 \text{ mm} : L_r = 40\emptyset = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} : L_r = 40\emptyset = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 16 \text{ mm} : L_r = 40\emptyset = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

V.3.5. Vérifications à l'ELU

- Condition de non fragilité

$$A > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{C28}}{f_e} = 2,199 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée.}$$

- Contrainte tangentielle maximale

- Vérification de l'effort tranchant : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0,13f_{C28}; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$

Poutres	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	282.11	1.84	3,25	vérifiée
Poutres secondaires	166.11	1.39	3,25	vérifiée

Tab V.12. Vérification de l'effort tranchant.

$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} = 3,25\text{MPa}$ donc : Pas de risque de cisaillement

- Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

❖ Poutres principales

✓ Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right] \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \times \left[282,25 - \frac{168,62}{0,9 \times 42,5} \right] = 0,799 \text{ cm}^2$$

⇒ Donc aucune vérification à faire.

✓ Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{1,15 V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15 \times 282,25}{400} = 8,114 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Poutres secondaires

✓ Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right] \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \times \left[166,11 - \frac{63,65}{0,9 \times 37,5} \right] = 0,472 \text{ cm}^2$$

⇒ Aucune vérification à faire.

✓ Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{1,15 V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15 \times 166,11}{400} = 0,478 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3.6. Vérification à l'ELS

➤ L'Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

➤ État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	210.04	0.129	0.00213	12.71	15
	Travées	98.93	0.110	0.00153	7.096	15
Poutres secondaires	Appuis	35.17	0.128	0.00134	3.34	15
	Travées	32.95	0.118	0.00125	3.12	15

Tab V.13 .Vérification de la flèche dans les poutres.

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

❖ **Poutres principales**

(1) : $\frac{h}{L} = \frac{45}{545} = 0,0826 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

(2) : $M_t = 98.93 \text{ KN.m}$

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{64.25 \times 5.45^2}{8} = 238.54 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{545} = 0,0826 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{98.93}{10 \times 181.73} = 0,041 \dots \dots \dots$$
 Condition vérifiée.

(3) : $\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{14.04}{40 \times 42.5} = 0,0083 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Poutres secondaires**

(1) : $\frac{h}{L} = \frac{40}{450} = 0,0889 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

(2) : $M_t = 32.95 \text{ KN.m}$

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{63.3 \times 4.50^2}{8} = 160.22 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{450} = 0,0889 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{32.95}{10 \times 160.22} = 0,02057 \dots \dots \dots$$
 Condition vérifiée.

(3) : $\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{12.05}{40 \times 42,5} = 0,0071 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.7. Schéma de ferrailage des poutres

Les schémas de ferrailage des types de poutres sont représentés dans schémas ci après :

Exemple de ferrailage d'une poutre principale de la terrasse inaccessible,

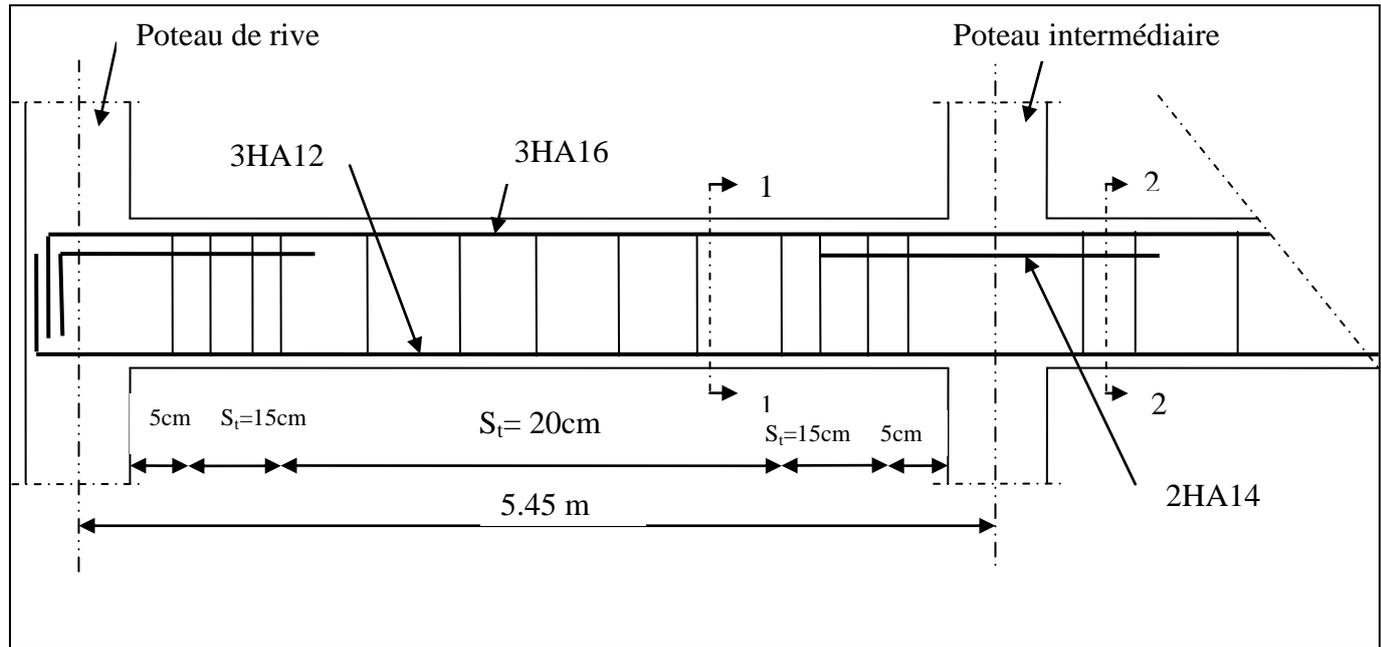
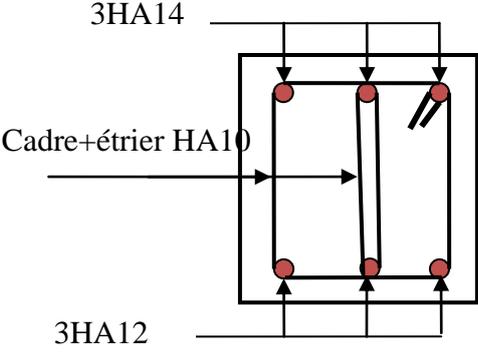
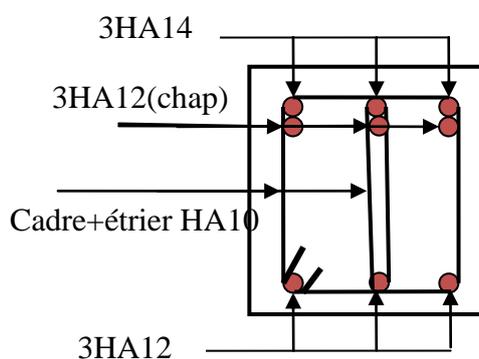
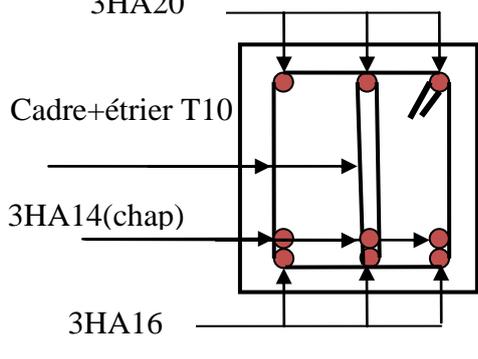
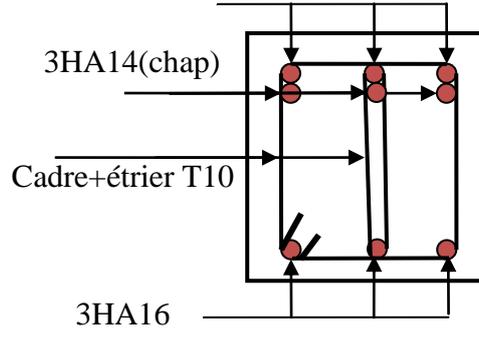
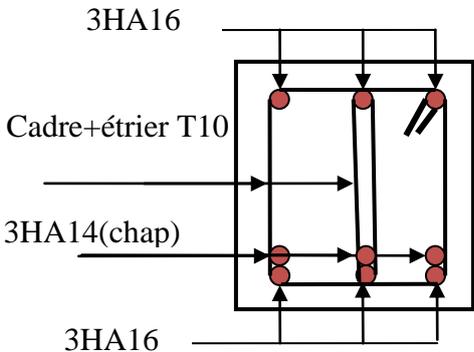
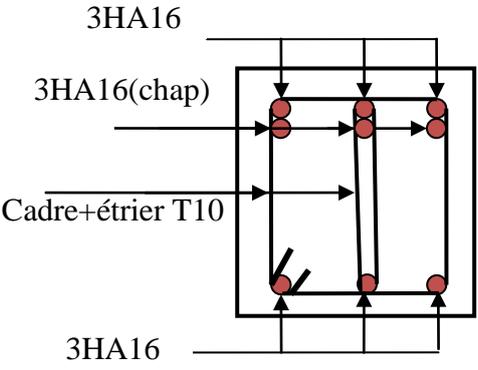
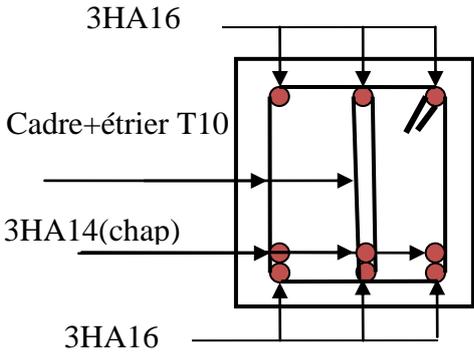
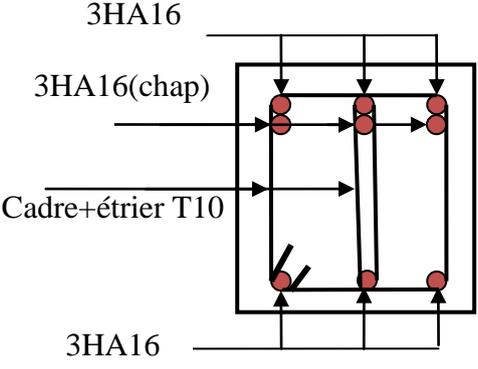
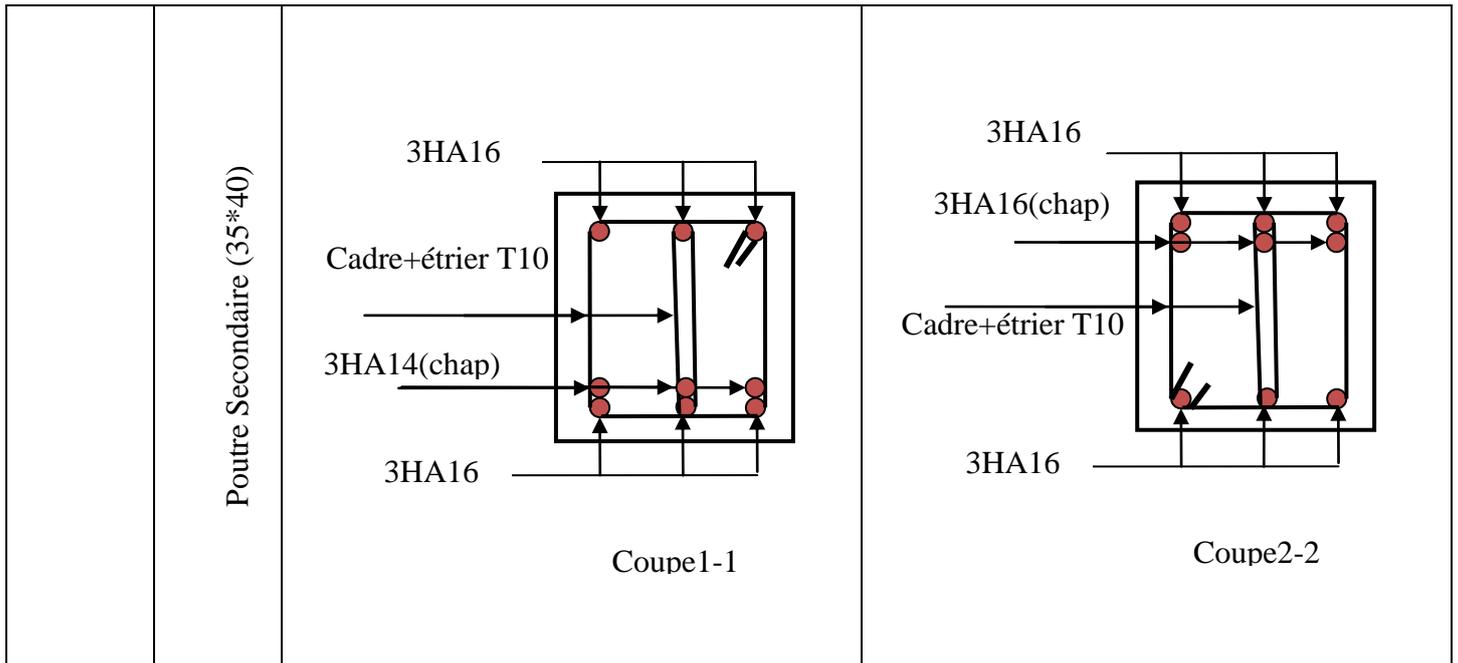


Fig. V.4 : Ferrailage des poutres.

Niveau	Poutre	Schéma de ferrailage des poutres	
		En travée	En appuis
Terrasse inaccessible	Poutre Principale (40*45)	<p>Coupe1-1</p>	<p>Coupe2-2</p>

	<p>Poutre Secondaire (35*40)</p>	 <p>Coupe1-1</p>	 <p>Coupe2-2</p>
<p>Etage courant</p>	<p>Poutre Principale (40*45)</p>	 <p>Coupe1-1</p>	 <p>Coupe2-2</p>

	<p>Poutre Secondaire (35*40)</p>	 <p>3HA16</p> <p>Cadre+étrier T10</p> <p>3HA14(chap)</p> <p>3HA16</p> <p>Coupe1-1</p>	 <p>3HA16</p> <p>3HA16(chap)</p> <p>Cadre+étrier T10</p> <p>3HA16</p> <p>Coupe2-2</p>
<p>RDC1, Soupente et Sous-sol</p>	<p>Poutre Principale (40*45)</p>	 <p>3HA16</p> <p>Cadre+étrier T10</p> <p>3HA14(chap)</p> <p>3HA16</p> <p>Coupe1-1</p>	 <p>3HA16</p> <p>3HA16(chap)</p> <p>Cadre+étrier T10</p> <p>3HA16</p> <p>Coupe2-2</p>



Tab.14. *Ferrailage des sections des poutres.*

V.4. Etude des voiles

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion,
- Rupture en flexion par effort tranchant,
- Rupture par écrasement ou traction du béton,

Dans une structure on peut trouver uniquement des voiles pleins comme on peut trouver des voiles avec ouverture (linteaux et trumeaux).

Les voiles pleins et les trumeaux se ferrailent à la flexion composée et les linteaux à la flexion simple avec effort tranchant pour les deux cas.

Les combinaisons de calculs sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

V.4.1. Recommandation du RPA

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

a) Armatures verticales

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0,2 \times L_t \times e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).

- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants,

Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

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) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{min} = \begin{cases} 0,15\%b \times h & \dots \dots \dots \text{dans la section globale de voile.} \\ 0,10\%b \times h & \dots \dots \dots \text{dans la zone courante.} \end{cases}$$

- $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement : $S_t = \min(1,5 \times e; 30cm)$. ;

- 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 :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

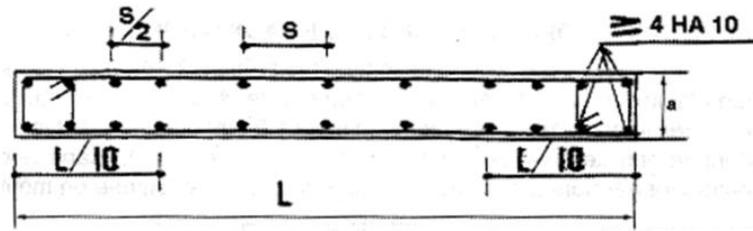


Fig. V.5. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.2. Le ferrailage

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e x L) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

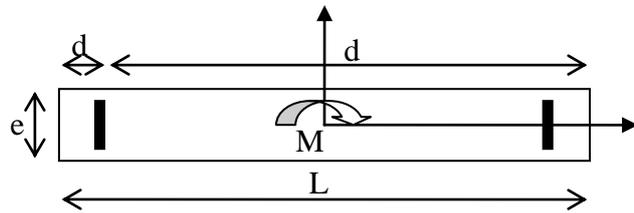


Fig. V.6. Schéma d'un voile plein

- $N_{max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{max} \rightarrow N$ correspondant.

$d = 0.9 L ; \quad d' = 0.1 L$

$A_{min}^{BAEL} = 0,23 \times d \times e \times \frac{f_{c28}}{f_e}$

$A_{min}^{RPA} = 0,0015 \times h \times e$

$A = \max(A^{cal}, A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$

• **Armatures horizontales**

On fixe St et on calcul A_t avec la formule suivante :

$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$ $K=0$ (pas reprise de bétonnage) ; $\alpha = 90^\circ$

$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$

$\tau_u = \frac{1.4 \times v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$

$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St$

• **La longueur de recouvrement**

$L_r = \begin{cases} 40\emptyset & \dots \dots \dots \text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\emptyset & \dots \dots \dots \text{zone comprime sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$

- **Diamètres des barres**

$$\phi < e/10 \dots\dots \text{zone courante.}$$

- **Espacement des barres horizontales et verticales**

$$S_t \leq \min(1,5e; 30 \text{ cm})$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

$A_v \text{ cal/face}$: Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_v \text{ min/face}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

$A_v \text{ adop/face}$: Section d'armature verticale adoptée par face.

$N^{\text{barre}}/\text{face}$: nombre de barres adoptées par face.

S_t : Espacement (il ya deux espacements l'un aux deux extrémités du voile sur une longueur $L/10$ et l'autre au milieu du voile).

$A_h \text{ min/face/ml}$: Section d'armature horizontale minimale pour 1mètre linéaire.

$A_h \text{ cal/face/ml}$: Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

$A_h \text{ adop/face}$: Section d'armature horizontale adoptée pour 1mètre linéaire.

$N^{\text{barre}}/\text{face/ml}$: nombre de barres adoptées pour 1mètre linéaire.

V.4.3. Calcul du ferrailage des voiles pleins

NB : les sollicitations obtenue avec le RobotV2011 son par 1m de longueur.

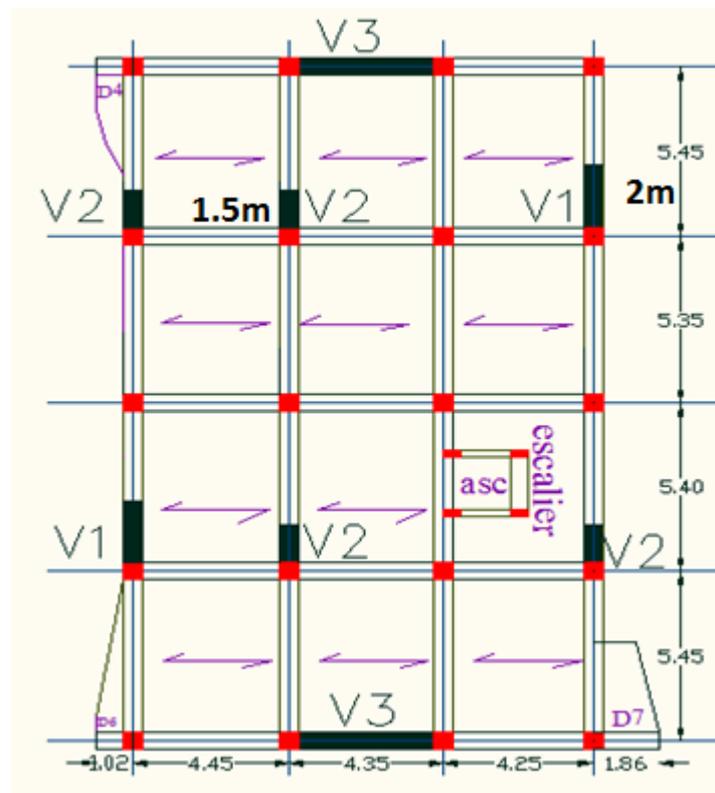


Fig. V.7. Disposition des voiles.

Exemple de calcul : Voile V1 Sous-sol**a) Armatures verticales**✓ **Calcul par $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant**

$$N_{\max} = -1858.84 \text{ KN} \text{ et } M_{\text{corr}} = -547.95 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{-547.95}{-1858.84} = 0,295 \text{ m} < \frac{h}{6} = \frac{4.08}{6} = 0,68 \text{ m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Solution avec des armatures symétriques :

$$A_1 = A_2 \geq \left[\frac{N}{2f_e/\gamma_s}; A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} \right]$$

$$A_1 = A_2 \geq \left[\frac{1858.84}{2 \times 400/1,15}; A_{\min} = \frac{20 \times 100 \times 2,1}{400} \right]$$

Avec B : c'est la section de voile c'est **e x 1m**.

$$A_1 = A_2 \geq [26.72 \text{ cm}^2; A_{\min} = 10,50 \text{ cm}^2]$$

$$A_1 = A_2 \geq 26.72 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul par $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant :**

$$M_{\max} = 581.19 \text{ KN.m} \text{ et } N_{\text{corr}} = -154.17 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{581.19}{-154.17} = 0,37 \text{ m} < \frac{h}{6} = \frac{4.08}{6} = 0,68 \text{ m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Solution avec des armatures symétriques :

$$A_1 = A_2 \geq \left[\frac{N}{2f_e/\gamma_s}; A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} \right]$$

$$A_1 = A_2 \geq [8.86 \text{ cm}^2; A_{\min} = 10,50 \text{ cm}^2]$$

$$A_1 = A_2 \geq 10.5 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul par $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant :**

$$N_{\min} = 0.45 \text{ KN} \text{ et } M_{\text{corr}} = -291.18 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{291.18}{0.45} = 0,64 \text{ m} < \frac{h}{6} = \frac{4.08}{6} = 0,68 \text{ m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Solution avec des armatures symétriques :

$$A_1 = A_2 \geq \left[\frac{N}{2f_e/\gamma_s}; A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} \right]$$

$$A_1 = A_2 \geq [6.46 \text{ cm}^2; A_{\min} = 10,50 \text{ cm}^2]$$

$$A_1 = A_2 \geq 10.5 \text{ cm}^2$$

b) Armatures horizontales : on calcul une section de (20*200) cm²

On fixe S_t et on calcul A_t avec la formule suivante : on prend $S_t = 20 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{e \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K}{0,8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}; K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage)}; \alpha = 90^\circ$$

$$S_t \leq \min(15 \times e, 30 \text{ cm})$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V_u}{e \times d} = \frac{1,4 \times 4.16}{20 \times 0,9 \times 2.0} = 1.98 < 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,0015 \times e \times S_t = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.77 \text{ cm}^2 > A_{\min}^{\text{RPA}} \quad : \text{ Donc on ferraille avec } A_t$$

Pour les autres étage et autre voiles les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau

• VOILE V1

Niveau	Sous sol	RDC, Soupente	1 ^{er} , 2 ^{ème}	3 ^{ème} , 4 ^{ème}	5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×2.0	0,15×2,0	0,15×2,0	0,15×2,0	0,15×2,0	0,15×2,0
M(KN.m)	547.95	785.1	20.09	33.67	166.7	25.45
N(KN)	1858.84	1217.34	906.98	637.63	489.35	200.22
V(KN)	581.19	289.51	310.35	254.75	160.53	6.85
τ_U MPa	1.98	1.5	1.61	1.27	0.83	0.7
$\bar{\tau}_U$ MPa	5	5	5	5	5	5
Av cal /face (cm ²)	26.72	17.5	13.47	10.63	9.89	6.85
Av min/face (cm ²)	8	6	6	6	6	6
Av adop/face(cm ²)	28.16	18.47	13.57	11.31	11.31	11.31
N ^{barre} /face	14HA16	12HA14	12HA12	10HA12	10HA12	10HA12
S _t (cm)	extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20
Ah cal/face/ml (cm ²)	1.77	1.5	1.45	1.19	0.78	0.70
Ah min/face/ml (cm ²)	0.6	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
Ah adop/face (cm ²)	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51
N ^{barre} /face/ml	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tab V.15. Ferrailage des voiles pleins V₁.

- VOILE V2

Niveau	Sous sol	RDC, Soupente	1 ^{er} , 2 ^{ème}	3 ^{ème} , 4 ^{ème}	5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×1.5	0.15×1.5	0.15×1.5	0.15×1.5	0.15×1.5	0.15×1.5
M(KN.m)	144.2	54.72	42.08	31.71	16.16	16.88
N(KN)	1338.21	868.68	746.5	596.31	311.42	216.81
V(KN)	276.03	251.76	164.22	162.8	154.96	152.24
τ_U MPa	1.073	1.31	0.85	0.84	0.80	0.78
$\bar{\tau}_U$ MPa	5	5	5	5	5	5
Av cal /face (cm ²)	22.35	13.67	11.63	9.26	9.64	6.96
Av min/face (cm ²)	8	6	6	6	6	6
Av adop/face (cm ²)	24.13	15.39	15.39	11.31	11.31	11.31
N ^{barre} /face	12HA16	10HA14	10HA14	10HA12	10HA12	10HA12
S _t (cm)	extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20
Ah cal/face/ml (cm ²)	1.34	1.22	0.85	0.79	0.79	0.74
Ah min/face/ml (cm ²)	0.6	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
Ah adop/face (cm ²)	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51
N ^{barre} /face/ml	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tab V.16. Ferrailage des voiles pleins V₂

- VOILE V3

Niveau	Sous sol	RDC, Soupente	1 ^{er} , 2 ^{ème}	3 ^{ème} , 4 ^{ème}	5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0,2×4,35	0,15×4,35	0,15×4,35	0,15×4,35	0,15×4,35	0,15×4,35
M(KN.m)	55.01	1.55	35.81	39.54	65.91	80.22
N(KN)	2437.98	-1811.41	1578.74	1307.49	639.76	419.72
V(KN)	714.63	536.27	480.96	359.95	164.83	144.97
τ_U MPa	1.29	1.29	1.16	0.86	0.35	0.34
$\bar{\tau}_U$ MPa	5	5	5	5	5	5
Av cal /face (cm ²)	35.60	28.15	26.05	19.20	9.85	6.83
Av min/face (cm ²)	11.64	12.90	12.90	12.90	12.90	12.90
Av adop/face (cm ²)	36.19	28.15	28.15	21.55	13.57	13.57
N ^{barre} /face	18HA16	14HA16	14HA16	14HA14	12HA12	12HA12
S _t (cm)	extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20
Ah cal/face/ml (cm ²)	1.61	1.21	1.08	0.81	0.33	0.32
Ah min/face/ml (cm ²)	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Ah adop/fac(cm ²)	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51
N ^{barre} /face/ml	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tab V.17. Ferrailage des voiles pleins V₃.

On voit bien à travers ce tableau que la contrainte de cisaillement dans le béton est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

V.4.4. Schéma de ferrailage

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du sous sol comme exemple, (2*0.2) m :

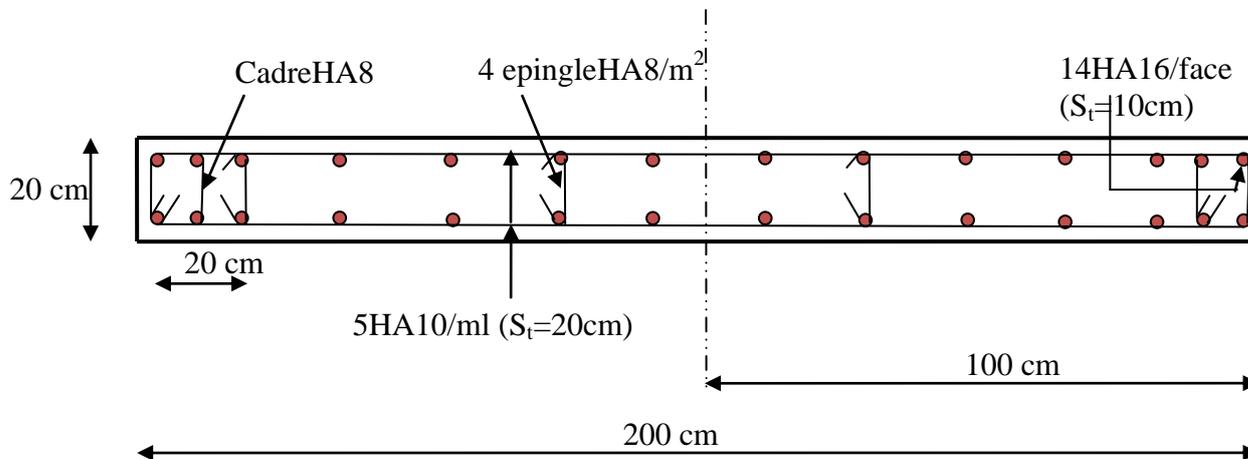


Fig. V.8 : Schéma de ferrailage du voile VI, Sous-sol.

V.5.CONCLUSION

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

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. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Chapitre VI
Etude
de l'infrastructure

VI.1 Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise. Elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels

VI.2. Calcul du voile périphérique

Selon le RPA 99 V 2003, les ossatures au dessous du niveau de base du bâtiment doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base, il doit satisfaire aux conditions suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm
- Il doit contenir 2 nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal d'armature est de 0,1% dans les 2 sens.
- Les ouvertures dans les voiles ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

a) Dimensionnement du voile

On se contentera de prendre le panneau le plus défavorable.

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 4,08 \text{ m} \\ L = 5,45 \text{ m} \\ e = 20 \text{ cm} \geq e_{\min} = 15 \text{ cm (article 10.1.2 du RPA99 V 2003)} \end{array} \right.$$

b) Caractéristique du sol

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique : } \gamma = 18 \text{ KN/m}^3 \\ \text{Angle de frottement : } \varphi = 30^\circ = 0.523599 \text{ radian} \\ \text{Cohésion du sol : } c = 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

c) **Evaluation des charges et surcharges** : Le voile périphérique est soumis à :

- Poussée des terres :

$$\sigma(G) = \gamma \times h \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma(G) = 18 \times 4,08 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{0,523599}{2} \right) - 2 \times 5 \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{0,523599}{2} \right) = 18,706 \text{ KN/m}^2$$

- Surcharges accidentelles : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma(Q) = q \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 3,333 \text{KN/m}^2$$

d) 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.

A l'ELU :

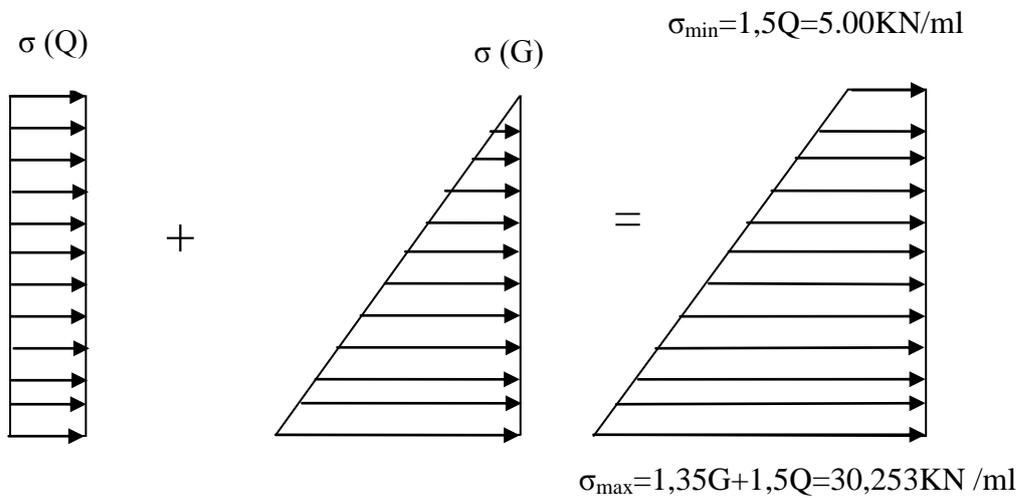


Fig. VI.1. Répartitions des contraintes sur le voile périphérique.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 30,253 + 5}{4} = 23,940 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{m} = 23,940 \text{ kN/m}$$

On se contentera de ferrailer le panneau le plus défavorable $\begin{cases} L_x = 4,08 \text{ m} \\ L_y = 5,45 \text{ m} \end{cases}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,08}{5,45} = 0,74 \geq 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0633 \\ \mu_y = 0,4938 \end{cases} \quad (\text{Annexe 1})$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0633 \times 4,08^2 \times 23,940 = 25,226 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 25,226 \times 0,4938 = 12,457 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_{0x} \\ M_t^y = 0,75 \times M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0,75 \times 25.226 = 18,920 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 \times 12,457 = 9,343 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_a^x = -0,5 \times M_{0x} \\ M_a^y = -0,5 \times M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_a^x = -0,5 \times 25,226 = -12,613 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0,5 \times 12,457 = -6,229 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le pourcentage minimum des armatures exiger par le RPA est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical) : $A_{min} = 0,1\% * b * h$

$$A_{min} = 0,1\% * 20 * 100 = 2 \text{ cm}^2$$

➤ **Tableau récapitulatif des résultats de ferrailages**

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	x-x	18.920	0.041	0.052	0.176	3.09	2	4HA12= 4.52
	y-y	12.457	0.027	0.034	0.178	2.01	2	4HA8= 2.01
Appui		12.613	0.0274	0.0347	0.1775	2.04	2	4HA10= 3.14

Tab VI.1. Section des armatures du voile périphérique.

• **Espacements :**

$$\begin{cases} sensxx : S_t \leq \min(2 \times e; 25cm) = 25cm \Rightarrow S_t = 25cm \\ sensyy : S_t \leq \min(2 \times e; 25cm) = 25cm \Rightarrow S_t = 25cm \end{cases}$$

❖ **Vérifications :**

A L'ELU:

• **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 74 > 0.4$$

$$e \geq 12cm$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour Fe400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.74) \times 100 \times 20$$

$$A_x^{min} = 1.808 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6cm^2$$

$A_t > A_{min}$ condition vérifier.

$A_a > A_{min}$ condition vérifier.

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5 MPa, \text{ (fissuration nuisible).}$$

On a :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{23.940 \times 4.08}{2} \times \frac{5.45^4}{4.08^4 + 5.45^4} = 37.165 KN$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{23.940 \times 5.45}{2} \times \frac{4.08^4}{4.08^4 + 5.45^4} = 15.593 KN$$

$$\tau_u = \frac{37.165 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.206MPa$$

$\tau_u = 0.206MPa < \bar{\tau}$ Condition vérifiée.

A L'ELS

$$\sigma_{max} = 1 \times \sigma(G) = 18,706KN/m$$

$$\sigma_{min} = 1 \times \sigma(Q) = 3,333KN/m$$

$$q_s = \sigma_{max} + \sigma_{min} = 18,706 + 3,333 = 22.039 KN/m$$

$$\rho = 0,74 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0696 \\ \mu_y = 0,6315 \end{cases} \quad (\text{Annexe 1})$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0696 \times 4,08^2 \times 22,039 = 25,534KN.m \\ M_{0y} = 25,534 \times 0,6315 = 16,125KN.m \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_{0x} \\ M_t^y = 0,75 \times M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times 25,534 = 21,704KN.m \\ M_t^y = 0,85 \times 16,125 = 13,706 KN.m \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_a^x = -0,5 \times M_{0x} \\ M_a^y = -0,5 \times M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_a^x = -0,5 \times 25,534 = -12,77 \text{KN.m} \\ M_a^y = -0,5 \times 16,125 = -8,06 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Vérification des contraintes**

La fissuration est nuisible donc la vérification à faire est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \frac{d-y}{y} = \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta}f_{t28}\right) = 201.63 \text{MPa}$$

Avec : $\eta=1.6$

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

• **Contraintes dans le béton**

$y = 4.309 \text{ cm}$

$I = 15375.58 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 6.08 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \Rightarrow$ La contrainte dans le béton est vérifiée.

• **Contraintes dans l'acier**

$\sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \frac{d - y}{y} = 289.89 \text{ Mpa} > \bar{\sigma}_{st}$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$ Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\beta = \frac{21.704 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 201,63} = 3,32 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.31$

$$A_{st} = 6.67 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

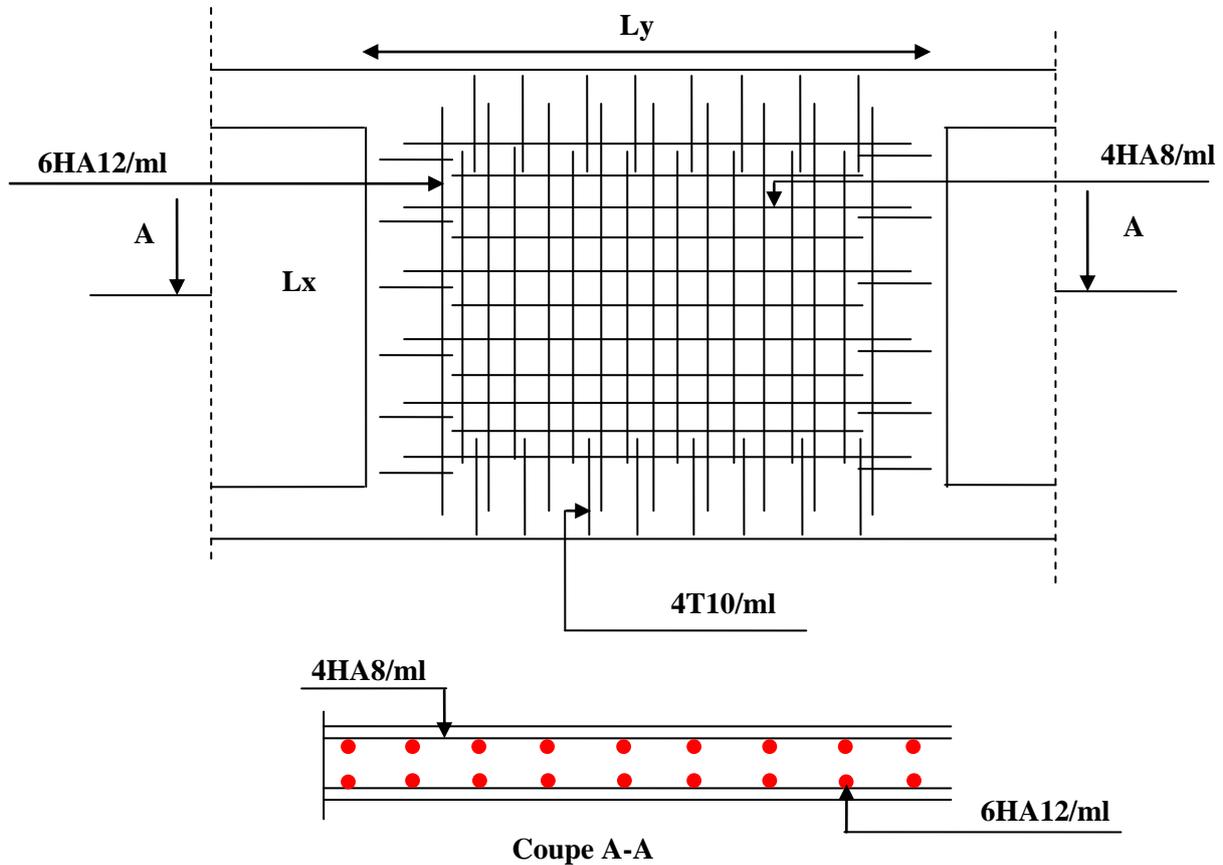


Fig. VI.2. Ferrailage du voile périphérique.

VI.3. Etudes des fondations

a) Choix du type de fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie d'abord les semelles isolées, ensuite les semelles filantes et enfin le radier général afin d'opter pour l'un des types précédents.

b) Contrainte admissible

- La contrainte admissible est calculée selon la formule suivante :

$$q_a = \gamma \times D + \frac{q_u - \gamma \times D}{F}; \quad F \geq 3 \quad \text{article 3.4(DTR-BC2.331)}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} D : \text{encastrement de la fondation} \\ q_u : \text{contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface)} \\ \gamma : \text{Poids volumique} \\ F : \text{coefficient de sécurité} \\ q_a : \text{contrainte admissible du sol} \end{array} \right.$$

- détermination de q_u par l'essai de laboratoire:

Coefficient de forme :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = S_c \times C \times N_c + \frac{1}{2} \times S_\gamma \times \gamma \times B \times N_\gamma + S_q \times \gamma \times D \times N_q \\ S_\gamma = 1 - 0,2 \times \frac{B}{L} \\ S_c = 1 + 0,2 \times \frac{B}{L} \\ S_q = 1 \end{array} \right. \quad \text{Article 3.31(DTR - BC2 - 331)}$$

B : largeur de la fondation.

C : cohésion du sol

N_c, N_γ, N_q sont des paramètres sans dimension dépendant de γ , ils sont donnés par le tableau de l'article 3.31(DTR-BC2.331).

c) Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0,8 \times G \pm E$

Ainsi que les combinaisons citées par le CBA93 :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$

d) Caractéristique du sol

- L'encastrement doit être au moins 2.00m de la cote du terrain naturel.
- Le taux de travail à appliquer est de 1.5bar. (contrainte admissible du sol)

VI.4. Le choix de fondation

Soit la surface de l'ensemble des semelles.

$$S_{calcul\ée} = \frac{N_{total}}{\sigma_{sol}} = \frac{45554.12}{150} = 303.69m^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{b\hat{a}timent} = 398.72m^2$.

On voit bien que $S_{cal} = 0.76 S_{bat}$, d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier général sans débord.

$S_{rad} < S_{bat} = 398,72m^2$ donc on a pas de débord

VI.4.1. Radier général

Le radier travaille comme un plancher renversé.

A. Dimensionnement : le calcul du radier se détermine par 3 conditions sont :

a. Condition de coffrage

• Au niveau des nervures

$$\frac{L_{max}}{7} \geq h_n \geq \frac{L_{max}}{9} \Rightarrow \frac{470}{7} \geq h_n \geq \frac{470}{9} \Rightarrow 67.14cm \geq h_n \geq 52.22cm$$

$$L_{max} = 545 - 75 = 470 \text{ cm}$$

h_n : Hauteur du la nervure

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

• Au niveau de la dalle du radier

$$\Rightarrow h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$$

$$\Rightarrow h_r \geq 23,5 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 25cm$$

h_r : Hauteur du radier

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

b. Condition de rigidité

$$\frac{\pi}{4} L_e \geq L_{max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,216 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h_{ner} \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4,70^4 \times 4 \times 10^4}{3,14^4 \times 3,216 \times 10^7}} \Rightarrow h_{ner} \geq 66,92 \text{ cm}$$

Alors on opte pour une hauteur du nervure $h_{nervure} = 70 \text{ cm}$ qui vérifie les deux conditions de coffrage et de rigidité. Et une hauteur de 25cm pour la dalle du radier.

c. Calcul de la surface du radier

$$S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{On a } S_{bâtiment} = 398,72 \text{ m}^2.$$

$$\text{Avec : } N = N_{ser} + N_{infra}$$

- $N = N_{ser} + (P_{rad} + P_{dalle.f} + P_{remb})$
- N_{ser} : effort normal de la superstructure à l'EIS qui égale à : **45554.12 KN.**
- P_{rad} : poids estime du radier égale à : **$398,72 \times 25 \times 0,25 = 2492 \text{ KN}$.**
- P_{REMB} : poids estime du remblai égale à : **$398,72 \times 18 \times 0,45 = 3229,63 \text{ KN}$**
- $P_{dalle.f}$: le poids de la dalle flottante égale à : **$398,72 \times 25 \times 0,12 = 1196,16 \text{ KN}$**

$$N_{ser} = 45554,12 + 1,35 \times (2492 + 3229,63 + 1196,16)$$

$$N_{ser} = 52471,91 \text{ KN}$$

$$S_{rad} \geq \frac{52471,91}{150} = 349,813 \text{ m}^2$$

$$\text{On opte pour une surface : } S_{radier} = S_{batiment} = 398,72 \text{ m}^2$$

➤ Les vérifications

a. Vérification de la poussée hydrostatique

$$P = F \times H \times S \times \gamma.$$

Avec :

F : Coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 4,08 m

S : surface totale du bâtiment = 398,72 m²

γ : Poids volumique de l'eau = 10kN/m³

$$P = 1,5 \times 4,08 \times 398,72 \text{ m}^2 \times 10 = 24401,664 \text{ kN} < 52471,91 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification au poinçonnement

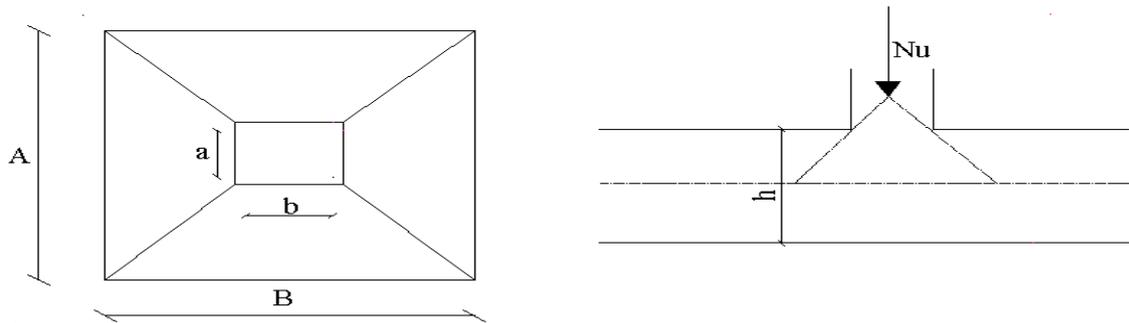


Fig. VI.3. Schéma du poinçonnement.

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (BAEL, A.5.2.42)

N_u : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$U_c = 2(A + B)$$

h : hauteur de la nervure .

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A = 0,70 + 0,75 = 1,45 \text{ m} \\ B = 0,70 + 0,75 = 1,45 \text{ m} \end{cases}$$

On trouve : $U_c = 5.8 \text{ m}$.

$$N_u = 3296,26 \text{ kN}$$

$$N_u \leq 0,045 \times 5,8 \times 0,7 \times \frac{25}{1,15} = 3,97 \text{ MN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$N_u = 3,29626 \text{ MN} \leq 3,97 \text{ MN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1\text{m}$.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2 \times S_{\text{radier}}}$$

N_u : l'effort de calcul de la combinaison la plus défavorable.

$$N_u = 62512.21 + 1.35 \times (2492 + 3229.63 + 1196.16)$$

$$N_u = 71851.23 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{71851.23 \times 5,45 \times 1}{2 \times 398,72} = 491,06 \text{ KN}$$

$$d = 0,9 \times h_r = 0,9 \times 25 = 22,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{491,06 \times 10^{-3}}{1 \times 0,225} = 2,18 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

d. Vérification des contraintes dans le sol

Il faut vérifier que les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversaux et longitudinaux, sous les combinaisons :

$G + Q \pm E$: Pour les contraintes maximales.

$0.8 G \pm E$: Pour vérifier le non soulèvement des fondations.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Dans le sens XX

$$\sigma_{2,1} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \mp \frac{M_y X_g}{I_y}$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base

$$N = 71851.23 \text{ KN et } M_y = 1655.04 \text{ KN.m}$$

En utilisant logiciel AUTOCAD on obtient :

$$X_g = 11,20 \text{ m}$$

$$Y_g = 8,90 \text{ m}$$

$$I_{xx} = 10527.5371 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 16671,8123 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{71.85123}{398.72} + \frac{1.65504 * 11,20}{16671.8123} = 0,181 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{71.85123}{398.72} - \frac{1.65504 * 11,20}{16671.8123} = 0.179 \text{MPa} > 0 \text{ SEC}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0,181 + 0,179}{4} = 0,181 \text{ MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0,23 \text{MPa}$$

La contrainte est vérifiée dans le sens xx

Dans le sens YY

$$\sigma_{2,1} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \mp \frac{M_x Y_g}{I_x}$$

$$N=71851.23 \text{ KN et } M_x=8503.79 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{71.85123}{398.72} + \frac{8.50378 * 8,90}{10527.5371} = 0,187 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{71.85123}{398.72} - \frac{8.50378 * 8,90}{10527.5371} = 0,173 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0,187 + 0,173}{4} = 0,184 \text{MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0,23 \text{MPa}$$

La contrainte est vérifiée.

e. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA99 (Article 10.1.5), on doit vérifier que : $N_U = 67222.09 \text{KN}$

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens xx : } e = \frac{1655.04}{71851.23} = 0,023 \text{ m} < \frac{17,8}{4} (4,45 \text{m})$$

$$\text{Sens yy : } e = \frac{8503.78}{71851.23} = 0,118 \text{ m} < \frac{22.40}{4} (5,6 \text{m})$$

VI.4.2. Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

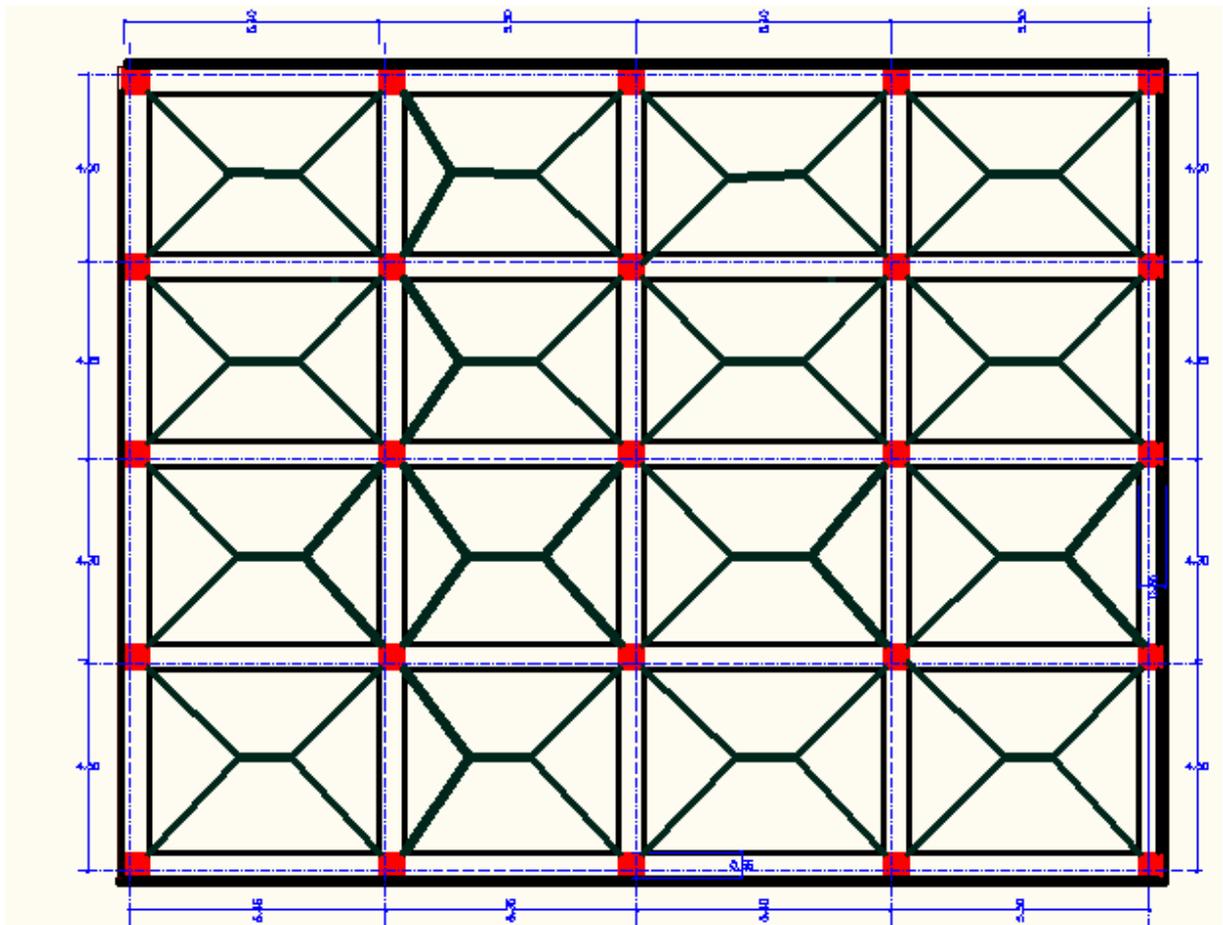


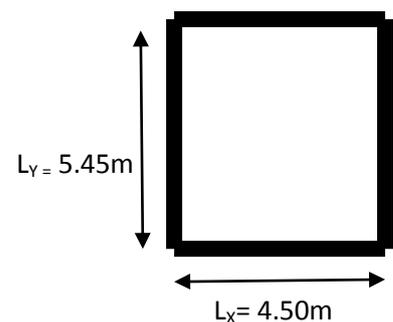
Fig. VI.4. Schéma de rupture de dalle de radier.

a. Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{71851.23}{398.72} = 180.205 \text{KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{radier}} = \frac{52471.91}{398.72} = 131,601 \text{KN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,82 > 0,4 \text{ La dalle travaille dans les deux directions}$$



ELU (v=0)

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0539 \\ \mu_y = 0,6313 \end{cases} \quad (\text{Annexe 1})$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0539 \times 4,50^2 \times 180.205 = 196,690 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 196.690 \times 0,6313 = 124.170 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_{0x} \\ M_t^y = 0,85 \times M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times 196,690 = 167.187 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times 124.170 = 105.545 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.3 M_{0X} = -59.01 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant

$$V_u = \frac{q_u L_{max}}{2} = \frac{180,205 \times 5,45}{2} = 491.059 \text{ KN}$$

ELS (v=0)

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0607 \\ \mu_y = 0,7381 \end{cases} \quad (\text{Annexe 1})$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0607 \times 4,50^2 \times 131,601 = 161,761 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 161.761 \times 0,7381 = 119,396 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_{0x} \\ M_t^y = 0,85 \times M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times 161.761 = 137,497 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times 119.396 = 101,487 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_a^x = -0,3 \times M_{0x} \\ M_a^y = -0,3 \times M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_a^x = -0,3 \times 161.761 = -48,528 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0,3 \times 119.396 = -35,819 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b. Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de (1×0.25) m²

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /m)	A _{min} (cm ²)	A _{opt} (cm ² /m)	Choix par (m)	S _t (cm)
Sens X-X	travée	167.187	24.01	2.18	25.13	8HA20	15
	appui	59.01	7.69	2.18	7.70	5HA14	20
Sens Y-Y	travée	105.545	14.27	2.00	15.71	5HA20	20
	appui	59.01	7.69	2.00	7.70	5HA14	20

Tab VI.2 .Tableau du ferrailage du radier.

Pour une dalle d'épaisseur e>12 cm ; et ρ > 0.4, la section minimale d'armatures est :

$$\begin{cases} A_x = \rho_0 \times (3-\rho) \times b \times h/2. \\ A_y = \rho_0 \times b \times h. \end{cases}$$

Pour des HAFeE400 ρ₀ = 0.0008.

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 2.18 \text{ cm}^2 \\ A_y = 2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

c. Espacement des armatures

Conformément au RPA l'espacement doit vérifier la condition suivant:

Armature // à Lx $S_t \leq \min (3 h, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$. Pour notre cas $S_t=20\text{cm}$.

Armature // à Lx $S_t \leq \min (4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. Pour notre cas $S_t=20\text{cm}$.

➤ **Vérifications à l'ELS**

a) État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,06 \times f_{C28} = 15\text{MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		$M_{ser}(\text{KN.m})$	Y(cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{Mpa})$	Observation
Sens xx	En travée	137,497	9,93	97031	12,41	15	Vérifiée
	En appuis	48,528	6,22	40543	12,42	15	Vérifiée
Sens yy	En travée	101,487	8,32	69981	10.64	15	Vérifiée
	En appuis	35,819	6,22	40543	9.17	15	Vérifiée

Tab VI.3. Vérification des contraintes dans le béton.

b) Les contraintes dans l'acier

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63\text{MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}(d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa}$$

Localisation		$M_{ser}(KN.m)$	$A(cm^2)$	$\sigma_{st}(MPa)$	$\sigma_{st}^-(Mpa)$
Sens xx	En travée	137,497	25.13	245.18	201.63
	En appuis	48,528	7.70	281,80	201.63
Sens yy	En travée	101,487	15.71	501,98	201.63
	En appuis	35,819	7.70	370,51	201.63

Tab VI.4. Vérification des contraintes dans l'acier.

La contrainte de l'acier n'est pas vérifiée selon les deux sens, donc on augmente la section d'acier

$$\text{Soit } A_{tx} = 5HA25 + 2HA20 = 30,82cm^2 \text{ et } A_{ax} = 8HA20 = 25,13cm^2$$

$$A_{ty} = 6HA25 = 29,45cm^2 \text{ et } A_{ay} = 8HA16 = 16,08cm^2$$

Localisation		$M_{ser}(KN.m)$	A_s (cm^2)	Y (cm)	$\sigma_s(MPa)$	Observation	S_t (cm)
Sens xx	En travée	137,497	30.82	10,506	192,83	Vérifiée	10
	En appuis	48,528	25.13	7.49	163,45	Vérifiée	10
Sens yy	En travée	101,487	29,45	10,506	155,95	Vérifiée	10
	En appuis	35,819	16.08	8,39	183,77	Vérifiée	10

Tab VI.5. Vérification des contraintes dans l'acier après augmentation de A_s .

a. Espacement des armatures

Conformément au RPA l'espacement doit vérifier la condition suivant:

Armature // à $Lx S_t \leq \min(3h, 33cm) = 33 \text{ cm}$. Pour notre cas $S_t=10cm$.

Armature // à $Lx S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. Pour notre cas $S_t=10cm$.

Schéma de ferrailage du radier

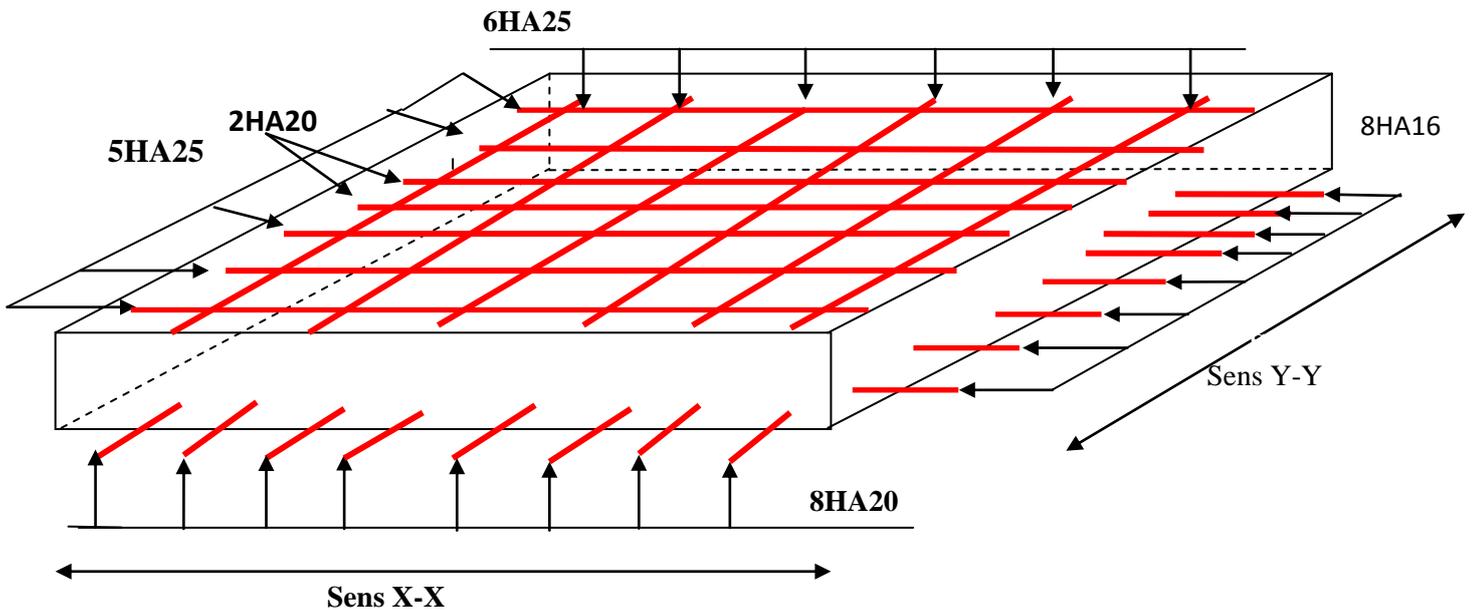


Fig.VI.5. Schéma de ferrailage de radier.

VI.5. Les sollicitations sur les nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures (voir Fig. VI.2), 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
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$
$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	

Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} ; \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$Q_u = 180.205 \text{ KN/m}^2, Q_s = 131.601 \text{ KN/m}^2$$

A. Calcul des sollicitations : (méthode Caquot)

1. Moments aux appuis :

$$M_a = -\frac{P_g l'_g + P_d l'_d}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

Les longueurs fictives l' : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0,8l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = -0,15 \times M_0 \text{ Avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

2. Moment en travée :

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

● Sens longitudinal (x-x):

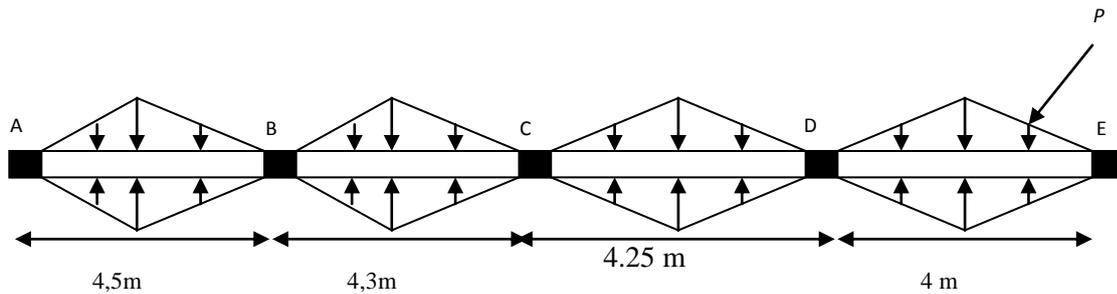


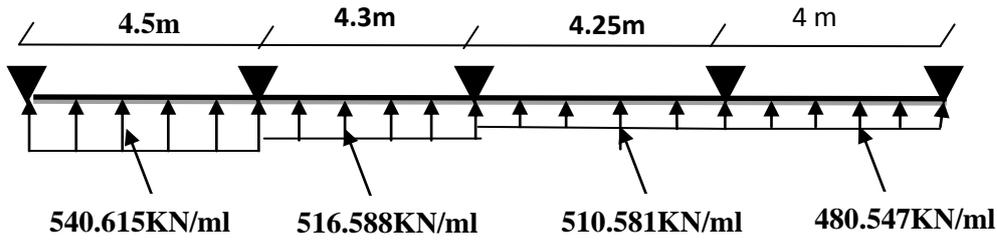
Fig. VI.6 .Sollicitations sur les nervures longitudinales.

On a:

$$P = \frac{2}{3} \times Q_u \times l_x = \frac{2}{3} \times 180.205(4.5)$$

$$P = 540,615 \text{ KN/m}$$

• Schéma statique équivalent



Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	P (KN/m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t (KNm)
				M _g	M _d		
A-B	4,5	4,5	540,615	-205,26	-1056,018	1,82	891,351
B-C	4,30	3,44	540,615	-1056,018	-743,99	2,28	354,358
C-D	4,25	3,40	540,615	-743,99	-887,881	2,06	405,730
D-E	4	4	540,615	-887,881	-162,185	2,41	682,859

Tab VI.6. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal à l'ELU.

• Sens Y-Y

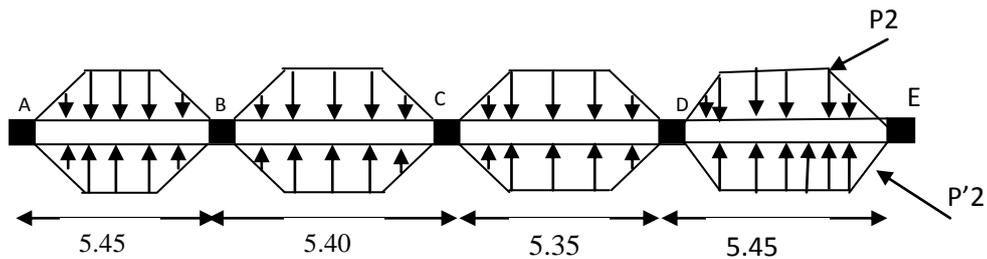


Fig. VI.7. Sollicitations sur les nervures

• transversal (y-y):

$$P = P_2 + P'_2 = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right]$$

$$P = P_2 + P'_2 = \frac{180.205}{2} \left[\left(1 - \frac{0,83^2}{3} \right) \times 4,5 + \left(1 - \frac{0,79^2}{3} \right) \times 4,30 \right] = 619,194 \text{KN/m}$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$l_y(m)$	$l'_y(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KN.m)$		$X (m)$	$M_t (KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	5,45	5,45	619,194	-344,843	-1808,112	2,19	1483,774
B-C	5,40	4,32	619,194	-1808,112	-1347,016	2,84	685,284
C-D	5,35	4,28	619,194	-1347,016	-1798.933	2,54	648,147
D-E	5.45	5.45	619,194	-1798.933	-344.843	2.19	1134.278

Tab VI.7. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.

VI.5.1. Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

- $h=0,70$ m
- $h_0=0,25$ m
- $b_0=0,75$ m
- $d=0,65$ m

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.50}{10}; \frac{4,50}{2}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq \min(0,550m ; 2,25m)$$

Soit $b_1= 0,55$ m

Donc : $b=b_1 \times 2 + b_0 = 1,85$ m

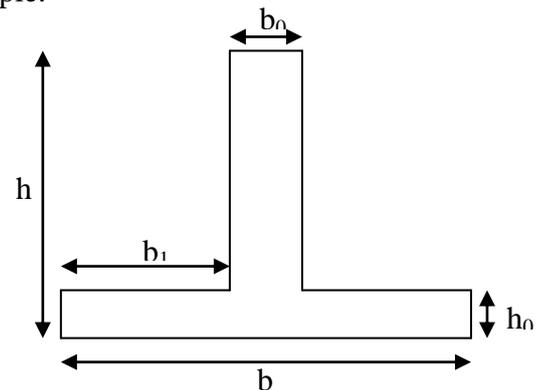


Fig. VI.8. Section à ferrailer.

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	$M_u (KNm)$	$A_{cat} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
X-X	Travée	891,351	42.90	14,52
	Appui	1056,018	51.69	14,52
Y-Y	Travée	1483,774	76.68	14,52
	Appui	1808,112	98.03	14,52

Tab VI.8. Résumé des résultats.

On remarque que la section d'acier est très importante donc on opte pour une augmentation de la section du beton on opte pour $h_{ner} = 1.00$ m. On obtient les résultats suivants :

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix par (m)	Section choisix(cm ²)
X-X	Travée	891,351	27.99	14,52	9HA20	28.27
	Appui	1056,018	33.38	14,52	7HA25	34.36
Y-Y	Travée	1483,774	47.85	14,52	10HA25	49.09
	Appui	1808,112	59.24	14,52	6HA25+4HA32	61.62

Calcul à l'ELS : $q_s = 131,601\text{KN/m}^2$

Sens	Travée	$l_y(m)$	$l'_y(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$X (m)$	$M_t (KNm)$
					M_g	M_d		
X-X	A-B	4,5	4,5	394.803	-149,902	-771.194	1.82	650.940
	B-C	4,30	3,44	394.803	-771.194	-543,323	2.28	258,783
	C-D	4,25	3,40	394.803	-543,323	-648,406	2,06	242.151
	D-E	4	4	394.803	-648,406	-118.441	2,41	498,681
Y-Y	A-B	5,45	5,45	452.188	-251,833	-1320,437	2,19	1083.578
	B-C	5,40	4,32	452.188	-1320,437	-983,706	2,84	500.452
	C-D	5,35	4,28	452.188	-983,706	-792.176	2,54	720,949
	D-E	5.45	5.45	452.188	-792.176	-1313.734	2.19	1140.323

Tab VI.9. Sollicitations sur la nervure a l'ELS

- **Vérifications**

A l'ELU

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 1.36\text{MN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
Sens Y-Y	1357.224	0.77	2.5	Vérifiée
Sens X-X	1040.684	0.59	2.5	Vérifiée

Tab VI.10 .Vérification de l'effort tranchant.

A P'ELS

- **État limite de compression du béton**

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

- **Les contraintes dans l'acier**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

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

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens		M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
Y-Y	travée	1140.323	23.81	4564227	5.95	15	266.80	201.63
	appui	1320,437	26.22	5484175	6.31	15	248.42	201.63
X-X	travée	650.940	18.70	2871938	4.24	15	259.40	201.63
	appui	771.194	20.39	3391812	4.64	15	254.46	201.63

Tab VI.11. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

On remarque que la contrainte dans les aciers dans les deux sens n'est pas vérifiée donc on va augmenter la section d'acier et a fin d'économiser la section d'armature en augmente la section du béton aussi.

On a pour $h_{ner} = 100 \text{ cm}$.

Dans le règlement BAEL si la hauteur de la poutre dépasse 50 cm il faut prévoir des armatures de peau au milieu de la section.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		Choix par (m)	A_s (cm ²)	σ_s (MPa)
Y-Y	travée	9HA20	28.27	172.17
	appui	7HA25	34.36	160.07
X-X	travée	10HA25	49.09	167.9
	appui	6HA25+4HA32	61.62	164.54

➤ **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) mm = \min(20; 75; 25) = 25 mm \quad \text{soit } \Phi = 10 \text{ mm}$$

➤ **Espacement des aciers transversaux**

Soit 5HA10=3.93 cm² (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle)

$$1) S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(58.5cm; 40cm) \leq 40cm.$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.75} = 52.4cm.$$

$$3) S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0.8 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.75 [2.38 - 0.3 \times 2.1]} = 9.58cm$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

VI.5.2. Schéma de ferrailage

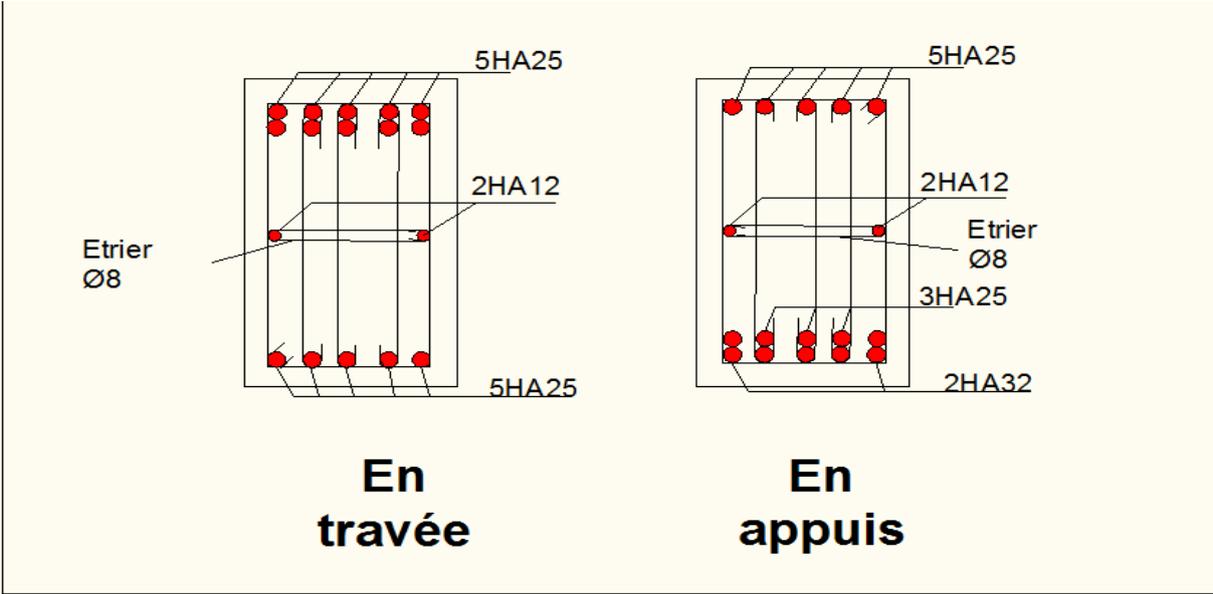


Fig. VI.9. Ferrailage des nervures x-x

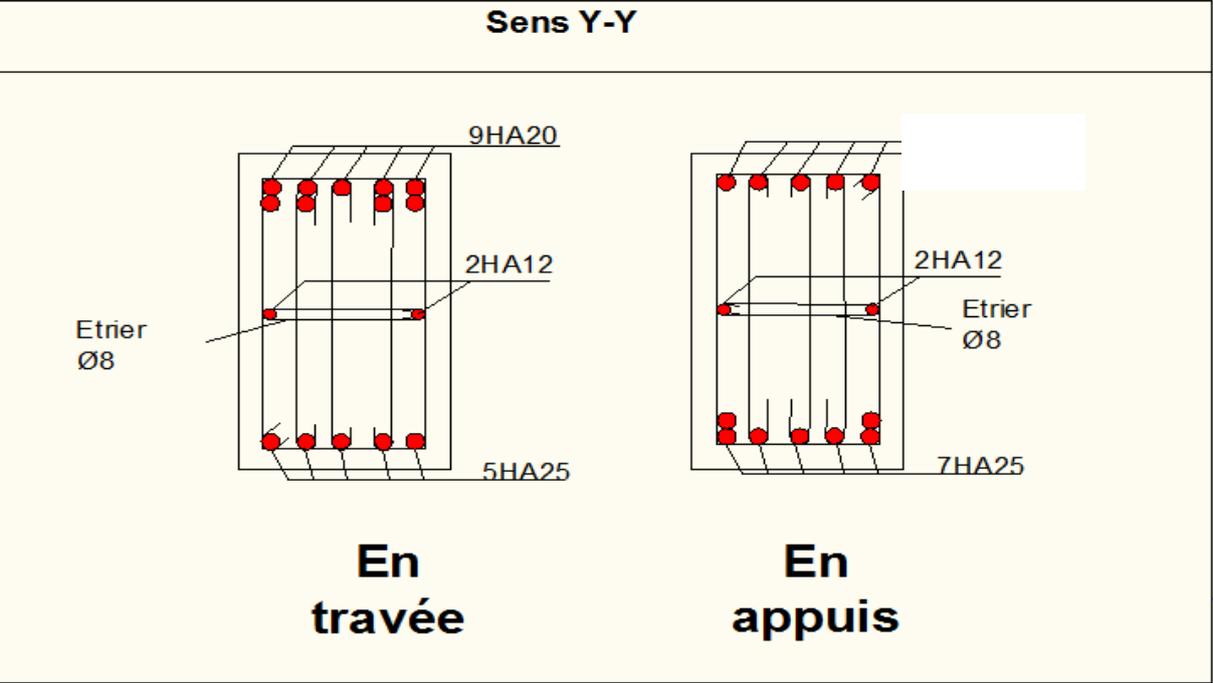


Fig. VI.10. Ferrailage des nervures y-y

Conclusion Générale

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel Robot V2011 afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

Cette étude nous a aussi permis d'enrichir les connaissances acquises le long de notre cursus universitaire, et en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, nous avons :

1. La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales.
2. La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques.
3. Les sections des poteaux et poutres choisies au chapitre pré dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
4. La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
5. Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
6. Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
7. La modélisation de l'escalier influe directement sur la nature des modes de vibration, car l'escalier a une rigidité au moins comparable à celle des autres éléments structuraux et donc influe sur la position du centre de torsion, donc il s'avère nécessaire d'en tenir compte dans la modélisation.
8. Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Bibliographie

Bibliographie

➤ **Règlements et normes :**

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.

➤ **Autres documents consultés :**

Cahier de cours béton du cursus ; M.S, université de Bejaia ; 2014-2016.

Mémoires de fin d'études :

- A.H. Ayad 2008 : (*Etude d'un bâtiment R+5+4 entre sol avec ossature mixte à usage d'habitation commercial*).
- H. Sadou 2006 : (*Etude d'un bâtiment R+11+ sous sol et entre sol ; en prenant en compte l'effet P-Delta*).
- H. Aitsalah 2009 : (*Etude d'un Bâtiment (R+10) à Usage d'Habitation et Commercial Contreventé par un Système Mixte (Voiles - Portique)*).
- S. Mouhoub 2008 : (*Etude d'un bâtiment R+10, cette structure est destinée à l'usage multiple (habitation, bureaux et commerces)*).
- L. Slimani 2010 : (*Etude d'un bâtiment R+10+sous pente + sous sol à usage triple (bureau, stockage et habitation)*).
- L. Sahouli 2010 : (*Etude d'un Bâtiment (R+10+sous sol) à Usage d'Habitation Commercial et parking ; Contreventé par un Système Mixte (Voiles - Portique)*).
- F. Ouaret 2015 : (*Etude d'un Bâtiment (R+10+sous sol) à Usage d'Habitation Commercial et parking ; Contreventé par un Système Mixte (Voiles - Portique)*).
- W. Madani 2012 : (*Etude d'un Bâtiment (R+8+sous sol) à Usage d'Habitation; Contreventé par un Système Mixte (Voiles - Portique)*)

➤ **Logiciels :**

- Robot Structural Analyse Version 2011.
- Auto CAD 2009.
- Expert Robot 2010.
- GeniCad 2009.

Annexes

ANNEXE I

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{b}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{b}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

ANNEXE II

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

Caractéristiques générales

Installation

en simplex
pour les dispositions
en batterie,
consulter la table T31

Alimentation

collective (à sensibilité
sélective, à analyse
permanente de trafic,
à ouverture manuelle
à trafic intense)

Nombre de faces de service

simple accès

Portes automatiques

Distance mini entre niveaux

255 cm

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN cuvette local des machines			
	BO	TO	HO		TRI 220 V	TRI 380 V	FC	DM		PM			
	BO	TO	HO		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	380	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	520	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	☐	☐	☐	☐	☐	30000	11000	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	260	480	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
530	540	260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33500	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	440	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470	440	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540	440	260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	5000
590	440	260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	7000



Symbolisé attribué par le Comité National de Liaison pour la Réhabilitation des Handicapés
autour de l'emploi n° 0011. Ces appareils sont conformes à la Norme NF P 81201 et
accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de citer des valeurs précises, par le caractère d'un document général.
S'agissant d'appareils à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre
contact avec votre Coordinateur Solétra national.

Performances & Raffinement

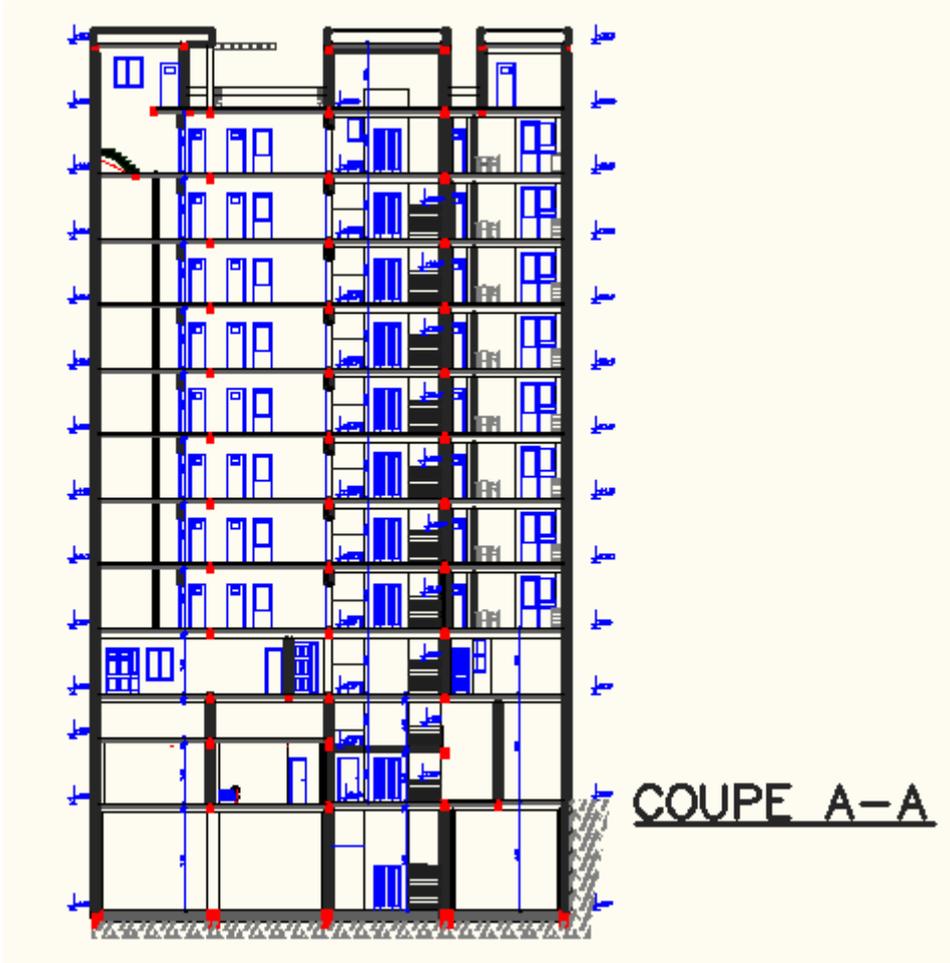
Table dimensionnelle T30

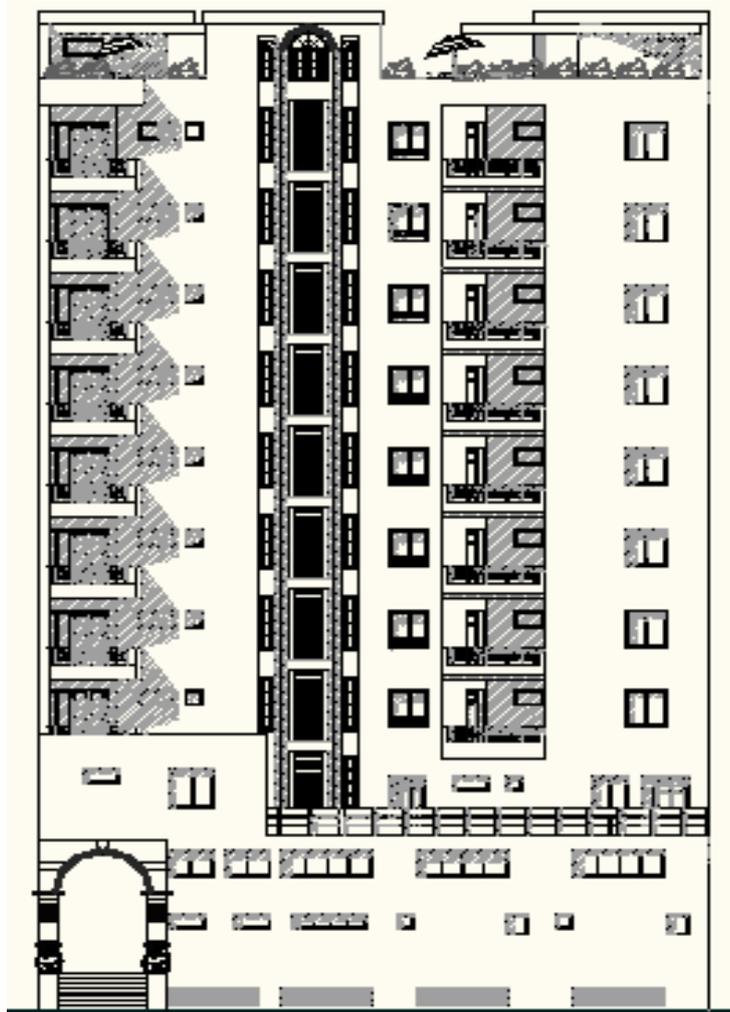
ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

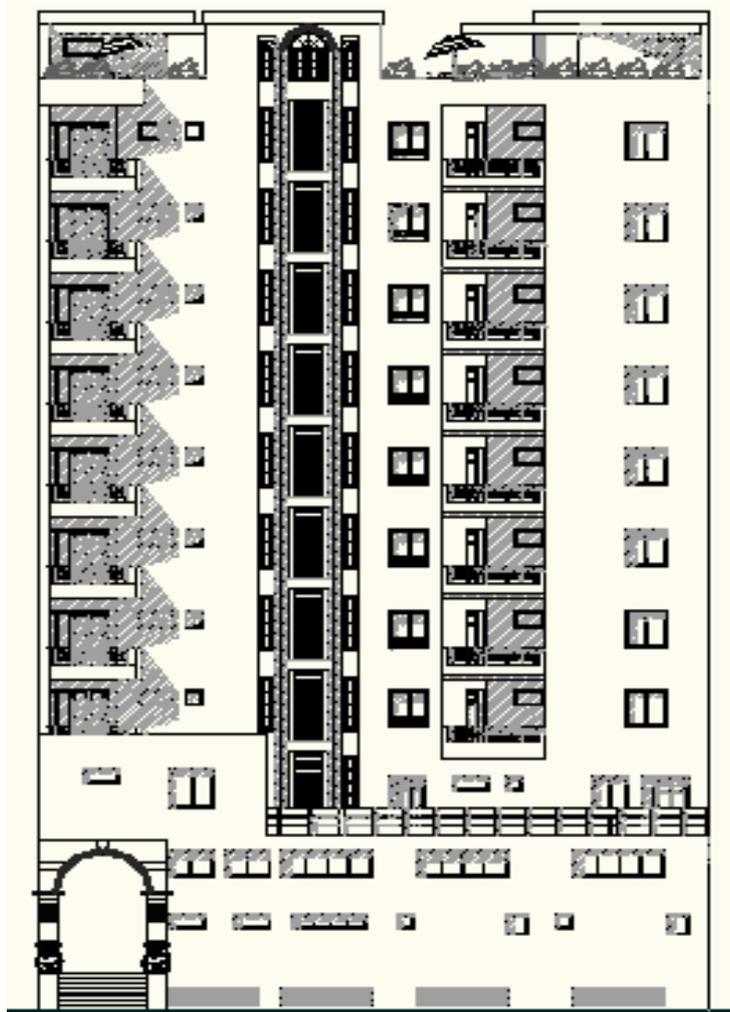
Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de portq	Dimensions de gare	Profondeur de cuvette (2)	
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
		Dy 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.		1,50	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
	1,90	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	
	5,30	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) Entrainement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynamon 5 pression continue de vitesse. (2) Les profondeurs de cuvette en hauteur sont données sur le plan de l'ACVF et la distance entre les rails de fréquence de 2000 mm. (3) La puissance est calculée suivant le norme C15-100 et C15-105.
Dy MV = Dynamon 5 vitesse variable de vitesse. TD 2 = Transaxial (sans lubrification de traction sans greas).
NF EN 81-1/2/3/4 en (sauf les valeurs du tableau de documentation T 30-300)
NF EN 81-1/2/3/4 en (sauf les valeurs du tableau de documentation T 30-300)
NF EN 81-1/2/3/4 en (sauf les valeurs du tableau de documentation T 30-300)
NF EN 81-1/2/3/4 en (sauf les valeurs du tableau de documentation T 30-300)

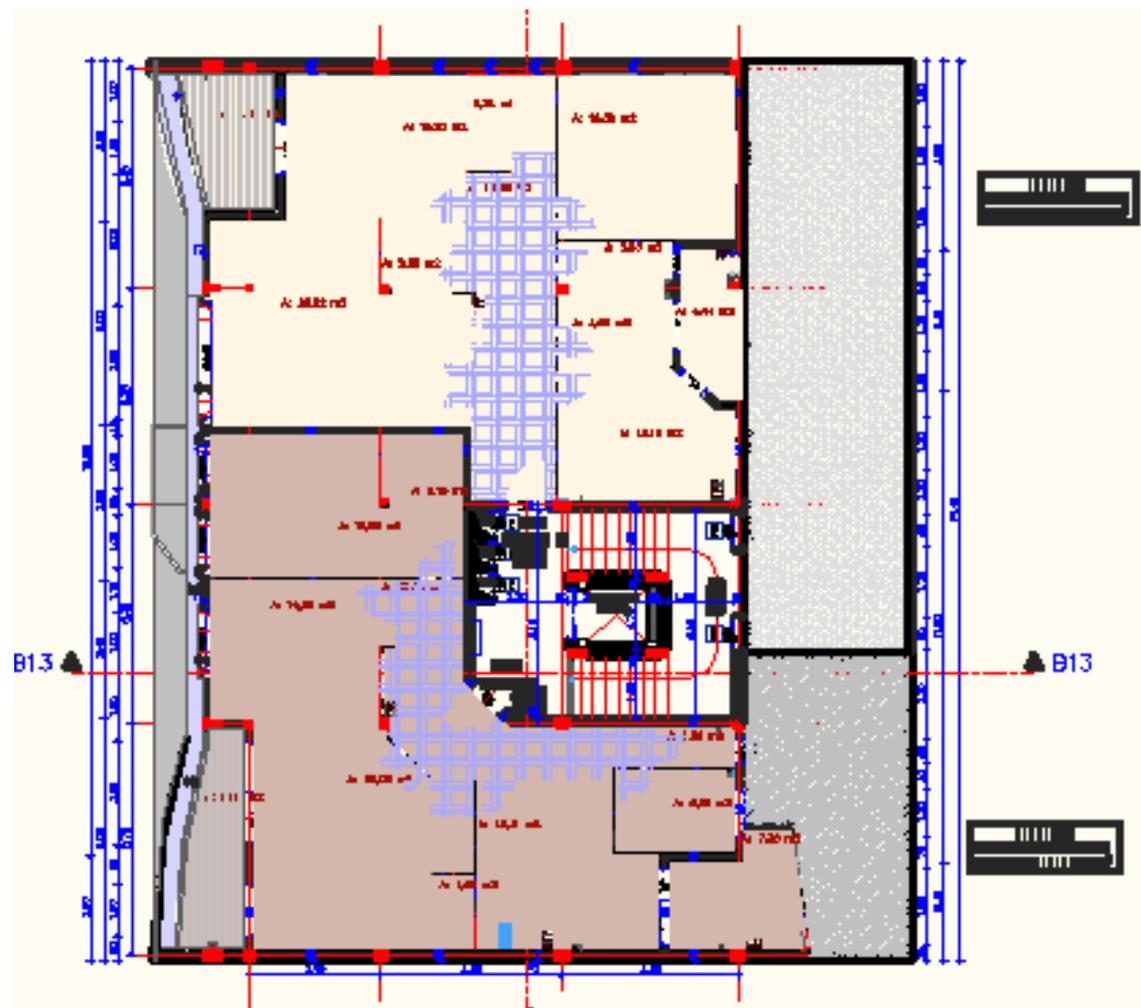




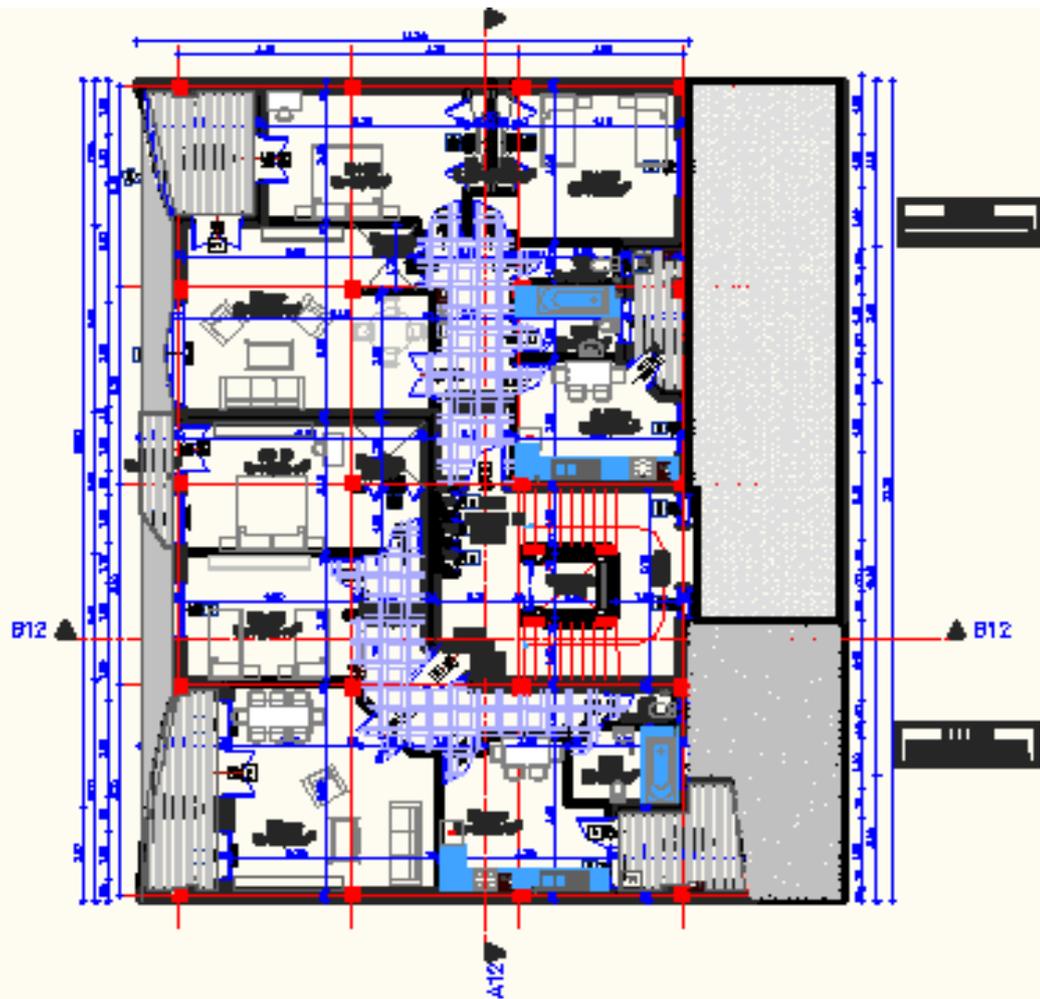
FACADE POSTERIEURE



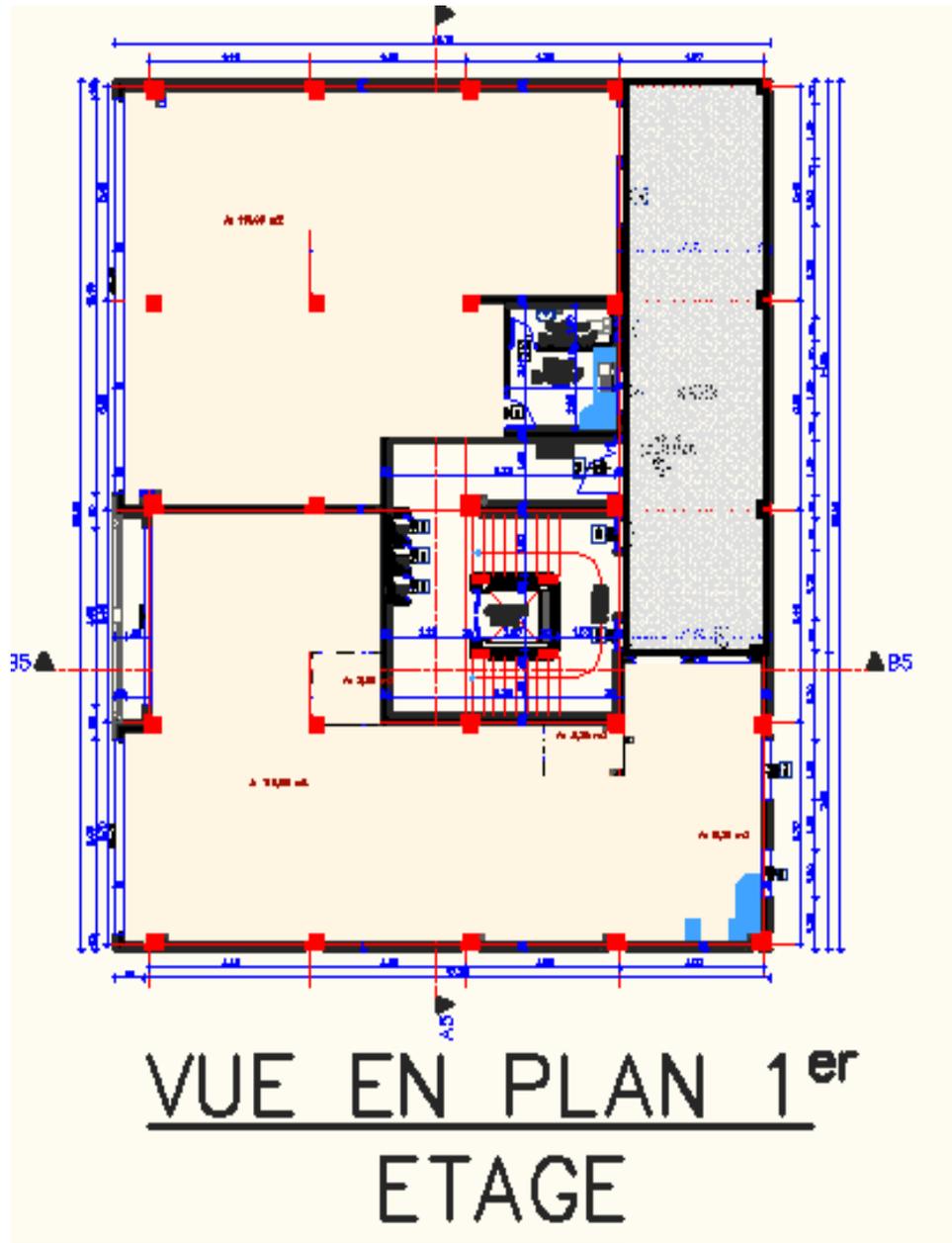
FACADE POSTERIEURE

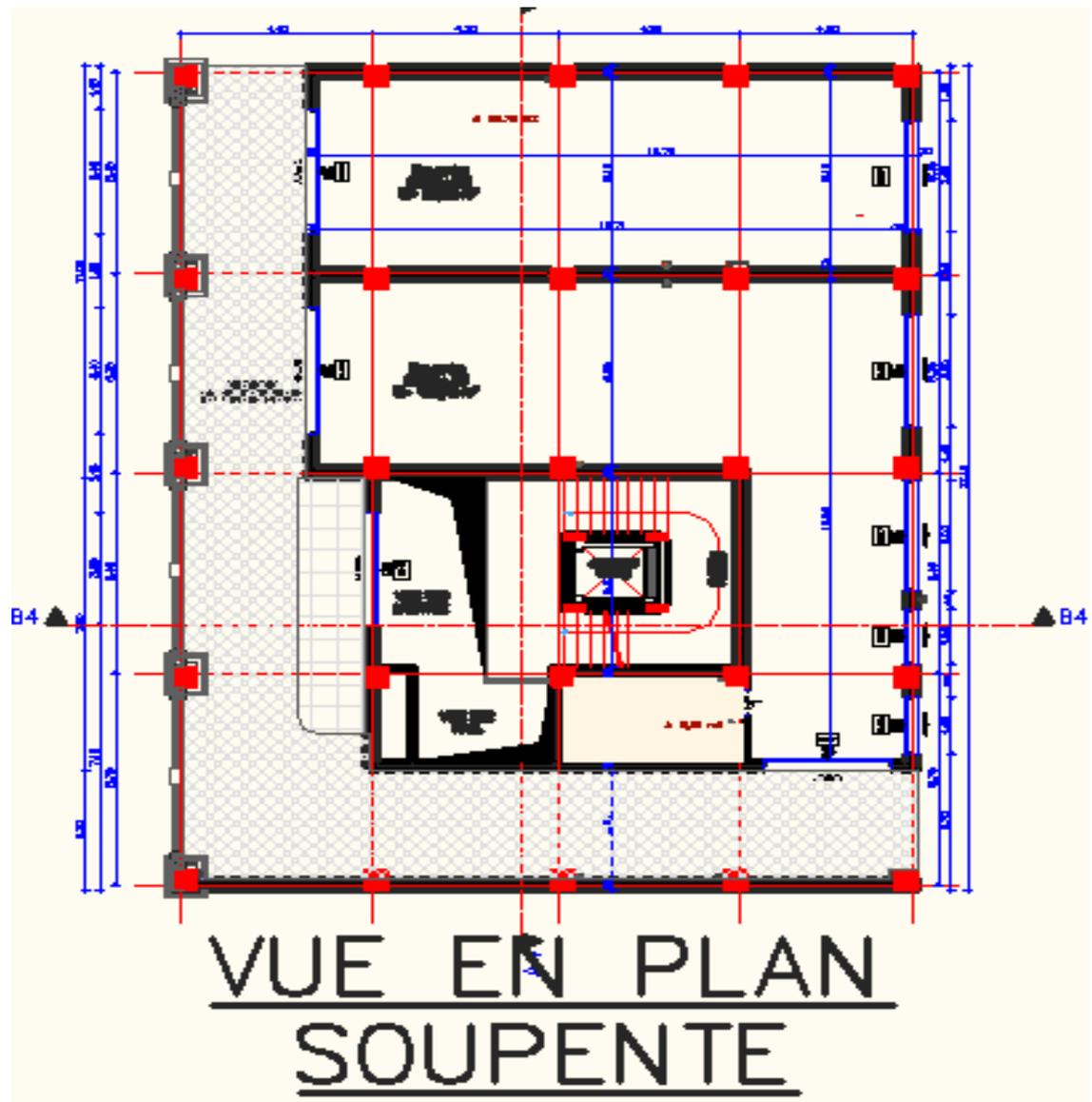


VUE EN PLAN 9^{ème}
ETAGE

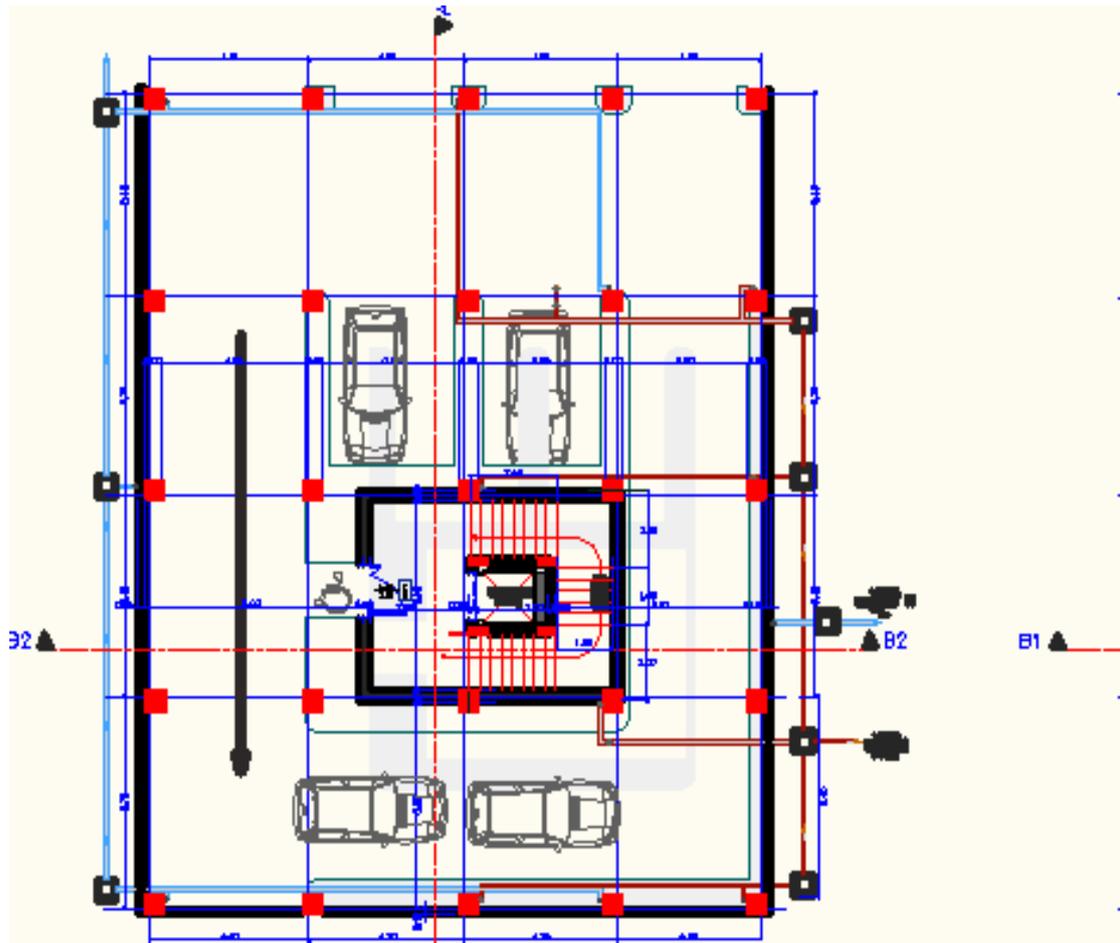


VUE EN PLAN 8^{ème}
ETAGE









VUE EN PLAN SOUS-SOL
(parking)

