

UNIVERSITE ABDERRAHAMANE MIRA DE BEJAIA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire fin de cycle

En vue d'obtention d'un Master

En génie civil

Option : structure

Thème

Etude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation par un système mixte (voiles-portiques)

Réalisé par

BENARAB Nawal

CHERIFI Thiziri

Soutenu le 20 septembre 2020 devant le jury

M_{me} Sellami
M^r MEZHOUD
M_{me} SOUIDI

Présidente
Encadreur
Examinatrice

Promotion : septembre 2020

REMERCIEMENT

Nous tenons tout d'abord à remercier le bon Dieu de nous avoir donné la force, le courage, la santé et la patience pour accomplir ce modeste travail.

Nous remercions sincèrement les membres de jury qui ont fait l'honneur d'examiner ce travail.

Nous tenons à exprimer nos remerciements et sincères reconnaissances à notre promoteur, Monsieur Mezhoud Djilali pour l'honneur qu'il nous a fait en assurant l'encadrement du présent mémoire et pour son soutien scientifique et moral et pour ces précieux conseils.

La concrétisation de ce travail n'aurait jamais vu le jour sans une volonté de fer, et l'esprit d'équipe et sans la précieuse collaboration de nos amis, nos collègues et nos proches et dans le souci de n'oublier personne, que tous ceux qui nous ont aidés, de près ou de loin, trouvent l'expression de notre sincère gratitude.

Nawal et Thiziri

Dédicace

Je dédie ce travail à mes chers parents qui ont été toujours là pour moi, pour leurs soutiens dans tout ce que je fais. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A mes merveilleuses grandes mères, je les remercie pour leurs prières.

*A mes très chères sœurs **KATIA** et **KAHINA***

*A mon frère **NABIL***

A toute ma famille et mes amies

A tous ceux qui de loin ou de près, ont contribué à la réalisation de ce travail

Nawal

Symboles et Notations

Symboles	Notations
A', A_{ser}	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
At	Section d'un cours d'armature transversale.
A	Coefficient d'accélération de zone.
α	Coefficient de la fibre neutre.
B	Aire d'une section de béton.
Br	Section réduite.
b	La largeur en générale.
C	Cohésion du sol.
D	Facteur d'amplification dynamique.
E	Module d'élasticité longitudinale.
E_i	Module de Yong instantané.
E_v	Module de Yong différé.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite de service.
f_{bu}	Contrainte de compression du béton.
f_e	Limite d'élasticité de l'acier.
f_{c28}	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
f_{t28}	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
f_{ji}	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
f_{gi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
f_{qi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
f_{gv}	Flèche différée due aux charges permanentes.
Δf	Fleche totale.
Δf_{adm}	Fleche admissible.
G	Charges permanentes.
H	Hauteur.
h_t	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
h_{cc}	Hauteur du corps creux.
h_{dc}	Hauteur de la dalle de compression.
h_e	Hauteur libre d'étage.
h_r	Hauteur de la dalle du radier.
I	Moment d'inertie.
I_f	Moment d'inertie fissuré.
Q	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
L	Portée d'un élément.
L_{max}	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
L_x	Distance entre de deux poutrelles.
L_y	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

M	Moment en générale.
M_a	Moment en appui.
M_t	Moment en travée.
M_0	Moment isostatique.
N	Effort normal
n	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
R	Coefficient de comportement global.
S	Section d'un élément.
S_{rad}	Surface du radier.
S_t	Espacement des armatures.
T_1, T_2	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
V	Effort tranchant.
W	Poids de la structure.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.
σ_{st}	Contrainte de traction dans l'acier.
γ_w	Pois volumique de l'eau.
γ_b	Coefficient de sécurité concernant le béton.
γ_s	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
σ_{adm}	Contrainte admissible
τ	Contrainte de cisaillement.
ξ	Pourcentage d'amortissement critique.
C_T	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
β	Coefficient de pondération.
λ_i	Coefficient instantané.
λ_v	Coefficient différé.

Symboles et Notations

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction	2
I.2. Présentation du projet	2
I.3. Caractéristique de la structure.....	2
I.3.1. Caractéristiques géométriques.....	2
I.3.2 : Données de site	2
I.3.3 : Description structurale	2
I.4 : Règlements et normes utilisés.....	3
I.5. Hypothèse de calcul aux états limites	3
I.5.1. Etat limite ultime « ELU », CBA93(A.4.3.2)	3
I.5.2. Etat limite de service « ELS », CBA93 (Art A.4.5).....	4
I.6. caractéristique des matériaux utilisé.....	4
I.6.1. Béton	4
I.6.2. Acier	5
I.7. Conclusion	5

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	6
II.2. Pré dimensionnement des planchers.....	6
II.2.1. Planchers à corps creux.....	6
II.2.1.1. Disposition des poutrelles	7
II.2.1.2. Pré dimensionnement des poutrelles :	7
II.2.2. Plancher a dalles pleines	8
II.2.2.1. Types de dalles pleines.....	8
II.3. Pré dimensionnement des poutres :.....	9
II.3.1. Les poutres principales :	9
II.3.2. Les poutres secondaires :	9
II.4. Pré dimensionnement des voiles	10

II.5. Pré dimensionnement de l'acrotère	10
II.6. Pré dimensionnement d'escaliers :	11
II.7. Evaluation des charges et surcharges :	13
II.8. Pré dimensionnement des poteaux	17
II.9. Vérifications nécessaires	24
II.10. Conclusion	26

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction	28
III.2. Calcul des planchers	28
III.2.1. Plancher à corps creux	28
III.2.1.1. Les Différents types de poutrelles pour chaque plancher :	28
III.2.1.2. Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles :	28
III.2.1.3. Etude des poutrelles :	30
III.2.1.4. Calcul des moments et effort tranchant des poutrelles	31
III.2.1.5. Récapitulations des Sollicitations maximales :	37
III.2.1.6. Ferrailage des poutrelles :	37
III.2.1.7. Schéma de ferrailage des poutrelles.....	44
III.2.1.8. Etude de la dalle de compression :	44
III.2.2. Dalles pleines.....	45
III.2.2.1. Dalle sur 4 appuis (ascenseur)	45
III.2.2.5. Schéma de ferrailage des dalles pleines.....	53
III.3. Etude de l'escalier.....	54
III.3.1. Escalier étage courant	54
III.3.1.1. Evaluation des charges et surcharges.....	54
III.3.1.2. Combinaison de charges	55
III.3.1.3. Ferrailage de l'escalier	56
III.3.1.4. Schéma de ferrailage de l'escalier	57
III.3.2. Etude de la poutre palière	57
III.3.2.1. Dimensionnement	57
III.3.2.2. Définition des charges.....	57
III.3.2.3. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple :	58
III.3.2.4. Calcul d'armature à la torsion :	58
III.3.3. Escalier RDC	60
III.3.3.1. Evaluation de charges et surcharges :	60

III.3.3.2. Calcul des sollicitations	60
III.3.3.3. Ferrailage	61
III.4. Etude de l'acrotère	68
III.4.1. Hypothèse de calcul.....	68
III.4.2. Evaluation des charges et surcharges :	68
III.4.3. Calcul des sollicitations :	69
III.4.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :	69
III.4.5. Ferrailage de l'acrotère :	69
III.4.6. Vérification :	70
III.4.7. Schéma de ferrailage de l'acrotère :	71

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction	72
IV.2. Méthodes de calcul :	72
IV.3. Présentation de la méthode modale spectrale	73
IV.3.1. Spectre de réponse de calcul	75
IV.3.2. Disposition des voiles de contreventement	75
IV.3.3. Période de vibration et participation massique :	76
IV.4. Vérification des résultats obtenus	78
IV.4.1. Justification de l'interaction voiles-portiques :	78
IV.4.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base :	80
IV.4.3. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :	80
IV.4.5. Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ) :	81
IV.4.6. Vérification de l'effort normal réduit :	83
IV.5. Conclusion	84

Chapitre V : Etude des éléments principaux

V.1. Introduction.....	85
V.2. Étude des poteaux	85
V.2.1. Recommandations du RPA99 :	85
V.2.2. Sollicitation de calcul	87
V.2.3. Calcul du ferrailage :	88
V.2.4. Vérifications nécessaires :	89
V.2.5. Dispositions constructives :	91
V.2.6. Schéma de ferrailage des poteaux	92
V.3. Etude des poutres.....	92

V.3.1. Recommandations.....	93
V.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres	93
V.3.5. Vérification à l'ELS :.....	96
V.3.6. Vérification des zones nodales	97
V.4. Étude des voiles	99
V.4.1. Introduction.....	99
V.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003.....	100
V.4.3. Exemple de calcul.....	101
V.4.4. Ferrailages	102
V.3.6 Schéma de ferrailage	108

Chapitre VI : Etude des fondations

VI. 1. Introduction :	109
VI. 2. Combinaisons de calcul :	109
VI. 3. Reconnaissance du sol :	109
VI. 4. Choix du type de fondation :.....	109
VI. 4.1. Vérification de la semelle isolée :	109
VI. 4.2. Vérification de la semelle filante.....	110
VI.4.3. Le Radier général	111
VI.4.3. 1. Définition :.....	111
VI.4.3.2. Pré dimensionnement :	111
VI.4.3.3. Vérifications nécessaires :	112
VI.4.3. 4. Le Ferrailage :.....	114
VI.5. Etude des nervures.....	116

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux	6
Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles	7
Figure II.3. Coupe transversale des poutrelles	7
Figure II.4. Dalle sur 3 appuis	8
Figure II.5. Dalle sur 3 appuis	8
Figure II.6. Dalle sur 3 appuis	8
Figure II.7. Dalle sur 4 appuis	8
Figure II.8. Dalle sur 2 appuis	9
Figure II.9. Vue en plan d'un voile	10
Figure II.10. Coupe de l'acrotère.....	10
Figure II.11. Vue en plan d'un escalier droit à 2 volées	11
Figure II.12. Schéma statique de l'escalier type 1.....	11
Figure II.13. Vue en plan d'un escalier type 2.....	12
Figure II.14. Schéma statique de l'escalier type 2 (volée 1).....	13
Figure II.15. Schéma statique de l'escalier type 2 (volée 2-3).....	13
Figure II.16. Surface afférente des étages courants (P1)	18
Figure II.17. Surface afférente du RDC (P1).....	18
Figure II.18. Surface afférente poteau (P2)	22

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle (type 1)	32
Figure III.2. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2 travées	33
Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées	34
Figure III.4. Schéma statique de la poutrelle type 2	34
Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle type 3.....	36
Figure III.6. Ferrailage des poteaux.....	45
Figure III.7. Ferrailage de la dalle de compression	45
Figure III.8. Dalle sur 4 appuis (D4)	46
Figure III.9. Dalle sur 3 appuis (D3)	49
Figure III.10. Dalle sur 3 appuis (D2).....	50
Figure III.11. Dalle sur 3 appuis (D1)	53
Figure III.12. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis	54
Figure III.13. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis	55
Figure III.14. Schéma statique de l'escalier.....	56
Figure III.15. Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant.....	57
Figure III.16. Schéma statique de la poutre palière.....	57
Figure III.17. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	60
Figure III.18. Schéma statique de la 1 ^{ère} volée	61
Figure III.19. Schéma de ferrailage de la volée 1 de l'escalier RDC	62
Figure III.20. Schéma statique des volées 2-3 de l'escalier RDC.....	63
Figure III.21. Schéma de ferrailage des volées 2-3 de l'escalier RDC	65
Figure III.22. Schéma statique de la poutre brisée	66
Figure III.23. Schéma de ferrailage de la poutre brisée	69

Figure III.24. Vue en plan de l'acrotère	69
Figure III.25. Schéma de ferrailage de l'acrotère	72

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV.1. Spectre de réponse	76
Figure IV.2. Disposition des voiles de contreventement	77
Figure IV.3. Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X)	78
Figure IV.4. Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y)	78
Figure IV.5. Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z)	79

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Figure V.1. Zone nodale	87
Figure V.2. Schéma de ferrailage du poteau RDC.....	93
Figure V.3. Zone nodale.....	98
Figure V.4. Schéma de ferrailage de la poutre principale et secondaire	100
Figure V.5. Schéma de ferrailage de Voile Vy4.....	109

Chapitre VI : Etude des fondations

Figure VI.1. Semelle filante	115
Figure VI.2. Schéma de ferrailage du radier	121
Figure VI.3. Schéma des lignes de rupture du radier	121
Figure VI.4. Schéma statique de la nervure selon X-X	123
Figure VI.5. Diagramme des moments fléchissant selon X-X	123
Figure VI.6. Diagramme des efforts tranchants selon X-X	123
Figure VI.7. Schéma statique de la nervure selon Y-Y	124
Figure VI.8. Diagramme des moments fléchissant selon Y-Y	124
Figure VI.9. Diagramme des efforts tranchants selon Y-Y	124
Figure VI.10. Schéma des nervures	125
Figure VI.11. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x.....	127
Figure VI.12. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y	128

Liste des tableaux

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1. Dimensionnement du premier type d'escalier.....	12
Tableau II.2. Dimensionnement du 2 ^{ème} type d'escalier (volée 1)	13
Tableau II.3. Dimensionnement du 2 ^{ème} type d'escalier (volée 2-3)	13
Tableau II.4. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible	13
Tableau II.5. Évaluation des charges revenant au plancher étage courant	14
Tableau II.6. Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine.....	14
Tableau II.7. Évaluation des charges revenant au plancher étage courant en dalle pleine.....	15
Tableau II.8. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.....	15
Tableau II.9. Évaluation des charges revenant aux murs intérieurs.....	15
Tableau II.10. Évaluation des charges revenant à l'acrotère.....	16
Tableau II.11. Évaluation des charges revenant au palier.....	16
Tableau II.12. Évaluation des charges revenant à la volée.....	16
Tableau II.13. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres	17
Tableau II.14. Résultats de la descente de charge du poteau (P1)... ..	19
Tableau II.15. Résultats de la descente de charge du poteau (P2)	22
Tableau II.16. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités.....	25
Tableau II.17. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités.....	27
Tableau II.18. Dimensions des poteaux	28

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1. Types de poutrelles.....	29
Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	31
Tableau III.3. Charges qui reviennent sur le plancher et sur les poutrelles.....	32
Tableau III.4. Sollicitations maximales pour le plancher terrasse inaccessible.....	34
Tableau III.5. Sollicitations dans le plancher terrasse inaccessible.....	36
Tableau III.6. Sollicitations pour poutrelles type 3 à l'ELU.....	37
Tableau III.7. Sollicitation pour poutrelles type 3 à l'ELS.....	37
Tableau III.8. Sollicitations les plus favorables dans les poutrelles sur les différents niveaux.....	38
Tableau III.9. Évaluation de la flèche dans le plancher étage courant.....	43
Tableau III.10. Calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible.....	44
Tableau III.11. Vérifications au cisaillement.....	44
Tableau III.12. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton.....	45
Tableau III.13. Évaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible.....	45
Tableau III.14. Ferrailage de la dalle pleine ascenseur.....	46
Tableau III.15. Vérifications des contraintes dans le béton et l'acier.....	48
Tableau III.16. Évaluation de la flèche dans le 1 ^{er} type de dalle pleine.....	49
Tableau III.17. Calcul des sollicitations dans la dalle pleine sur 3 appuis.....	49
Tableau III.18. Ferrailage de la dalle pleine.....	49
Tableau III.19. Vérifications de l'effort tranchant	50
Tableau III.20. Vérifications des contraintes dans le béton et l'acier.....	50
Tableau III.21. Ferrailage de la dalle pleine	51

Tableau III.22. Vérifications de l'effort tranchant.....	51
Tableau III.23. Calcul des sollicitations.....	52
Tableau III.24. Vérifications des contraintes dans le béton et l'acier.....	52
Tableau III.25. Calcul des sollicitations.....	53
Tableau III.26. Ferrailage de la dalle pleine.....	53
Tableau III.27. Vérification de l'effort tranchant.....	53
Tableau III.28. Vérifications des contraintes dans le béton et l'acier.....	54
Tableau III.29. Sollicitations dans l'escalier étage courant.....	56
Tableau III.30. Ferrailage de la 1 ^{ère} et 2 ^{ème} volée de l'escalier étage courant.....	56
Tableau III.31. Vérification des contraintes à l'ELS	57
Tableau III.32. Calcul d'armature.....	58
Tableau III.33. Ferrailage globale de la poutre palière de l'escalier étage courant	59
Tableau III.34. Vérification nécessaire à l'ELS pour la poutre palière de l'escalier.....	60
Tableau III.35. Evaluation des charges et surcharges.....	60
Tableau III.36. Sollicitations dans l'escalier RDC.....	61
Tableau III.37. Ferrailage de la 1 ^{ère} volée de l'escalier RDC	61
Tableau III.38. Vérification des contraintes à l'ELS	62
Tableau III.39. Evaluation des charges et surcharges.....	63
Tableau III.40. Sollicitations dans l'escalier RDC	63
Tableau III.41. Ferrailage de la 1 ^{ère} volée de l'escalier RDC	63
Tableau III.42. Vérification des contraintes à l'ELS.....	64
Tableau III.43. Vérification de la flèche dans l'escalier RDC.....	65
Tableau III.44. Vérifications de la flèche	65
Tableau III.45. Résultats de calcul des sollicitations.....	66
Tableau III.46. Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis.....	66
Tableau III.47. Vérification nécessaire à l'ELS pour la poutre brisée de l'escalier RDC.....	68
Tableau III.48. Combinaison d'action de l'acrotère.....	70
Tableau III.49. Ferrailage de l'acrotère.....	70

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1. Valeur des pénalités P_q	74
Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure	77
Tableau IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales	79
Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales(x-x).....	80
Tableau IV.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales (y-y).....	80
Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	81
Tableau IV.7. Vérifications des déplacements de niveaux (x-x).....	81
Tableau IV.8. Vérifications des déplacements de niveaux (y-y).....	82
Tableau IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ (x-x)	83
Tableau IV.10. Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ (y-y)	83
Tableau IV.11. Vérification de l'effort normal réduit	84
Tableau IV.12. Dimensions finales des éléments structuraux	85

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Tableau V.1. Armatures longitudinales maximales et minimales dans les poteaux.....	87
Tableau V.2. Armatures longitudinales des poteaux	88
Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux	90
Tableau V.4. Armatures transversales des poteaux	90
Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux	91
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton	92
Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement	92
Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale	93
Tableau V.9. Ferrailage des poutres principales (35×45) cm ²	94
Tableau V.10. Ferrailage des poutres secondaires (35×40) cm ²	95
Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles	97
Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	97
Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton	97
Tableau V.14. Moments résistants dans les poteaux	98
Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres principales	99
Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres secondaires	99
Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	99
Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire	99
Tableau V.19. Sollicitations maximales dans le voile.....	102
Tableau V.20. Sollicitations et ferrailage du voile Vx1	104
Tableau V.21. Sollicitations et ferrailage du voile Vx2.....	105
Tableau V.22. Sollicitations et ferrailage du voile Vx3.....	105
Tableau V.23. Sollicitations et ferrailage du voile Vx4.....	106
Tableau V.24. Sollicitations et ferrailage du voile Vy1	107
Tableau V.25. Sollicitations et ferrailage du voile Vy2	107
Tableau V.26. Sollicitations et ferrailage du voile Vy3	108
Tableau V.27. Sollicitations et ferrailage du voile Vy4	108

Chapitre VI : Etude des fondations

Tableau VI.1. Section d'armateur du radier	119
Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	120
Tableau VI.3. Section d'armateur du radier à l'ELS	120
Tableau VI.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens	125
Tableau VI.5. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens	125
Tableau VI.6. Résultats de ferrailage des nervures	126
Tableau VI.7. Vérification des contraintes à l'ELS	126
Tableau VI.8. Ferrailage des nervures à l'ELS	127

INTRODUCTION
GENERALE

Introduction générale

La construction a toujours été l'une des plus grandes préoccupations de l'homme depuis des siècles, les causes principales de cette préoccupation sont le développement de l'industrie, l'explosion démographique et les risques sismique. Pour cela, il ya lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure, et c'est à cette instant là que le génie civil intervient avec ces règlements à fin d'assurer en premier lieu la sécurité des citoyens et en deuxième lieu l'aspect économique.

En Algérie les expériences vécues, durant les derniers séismes ont conduit les experts du domaine à revoir et à modifier le Règlement Parasismique Algérien en publiant le (RPA99 version 2003), dans lequel des règles de conception et de calcul sont spécifiés. En outre le RPA99 version 2003, les différent éléments constituant notre projet ont été dimensionnés et calculés tout en respectant les différents règlements à savoir le BAEL91 modifier 99, le CBA et les différent DTR.

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en béton armée en (**R+10**) à usage d'habitation situé à **Bejaia**, est classé dans le groupe d'usage **2** d'après le RPA99/version 2003 (les règles parasismiques algériennes).D'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie, notre projet est classé dans la zone de moyenne sismicité (zone **IIa**)

Le travail réalisé est partagé en 6 chapitres comme suit :

- Le premier chapitre consiste en une présentation du projet et des hypothèses de calcul.
- Le deuxième chapitre comprend le dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment
- Le troisième chapitre est réservé au calcul des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère.
- Au chapitre quatre, nous présentons l'étude dynamique en utilisant le logiciel ETABS 2016.
- Dans le chapitre cinq, nous allons étudier les éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par le logiciel ETABS 2016.
- Et enfin, le dernier chapitre est consacré pour l'étude de l'infrastructure qui se base sur une étude géotechnique approprié, suivi d'une conclusion générale.

CHAPITRE I

I.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Ce chapitre donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de ce projet et la présentation de ce dernier.

I.2. Présentation du projet

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en **(R+10)** à usage d'habitation situé à **Bejaia**, est classé dans le groupe d'usage **2** d'après le RPA99/version 2003 (les règles parasismiques algériennes). D'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie, notre projet est classé dans la zone de moyenne sismicité (zone **IIa**)

I.3. Caractéristique de la structure

I.3.1. Caractéristiques géométriques

L'ouvrage projeté, présente les caractéristiques suivantes :

- Largeur en plan..... **13 m**
- Longueur en plan **27 m**
- Hauteur totale du bâtiment..... **38, 16 m**
- Hauteur des étages courants..... **3,06 m**
- Hauteur du RDC. **3,96 m**

I.3.2 : Données de site

D'après les résultats obtenus par le bureau d'étude technique chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- La contrainte admissible du sol = **1.9 bars**
- L'ancrage minimal des fondations : **D=3 m**

I.3.3 : Description structurale

➤ Les planchers

Constitués de corps creux avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé. Par contre les balcons, la dalle d'ascenseur et les paliers d'escaliers seront réalisés en dalles pleines.

➤ Les escaliers

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, Permettant le passage d'un niveau à un autre.

➤ **Les maçonneries**

Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm Séparées par air de 5cm.

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

➤ **L'acrotère**

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

➤ **Les balcons**

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

➤ **L'infrastructure**

Elle assure les fonctions suivantes :

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

I.4 : Règlements et normes utilisés

Les règlements et les normes utilisés dans ce travail sont les suivants :

- RPA99 /version 2003 : règles parasismique algériennes
- CBA93 : code de béton armé
- DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation
- BAEL91/version 99 : béton aux états limites
- DTR BC2.33.1 : Règles de calcul des fondations superficielles

I.5. Hypothèse de calcule aux états limites

I.5.1. Etat limite ultime « ELU », CBA93(A.4.3.2)

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique (renversement du bâtiment).
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de forme. (Non flambement des poteaux et des voiles)
- La Combinaison d'action à l'état limite ultime est : $q = 1,35G + 1,5Q$.

Hypothèse :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

I.5.2. Etat limite de service « ELS », CBA93 (Art A.4.5)

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)
- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ AVEC : $\begin{cases} E_s: \text{module de young de l'acier} \\ n: \text{coefficient d'équivalence acier - béton} \end{cases}$

La Combinaison d'action à l'état limite de service est : $q = G + Q$

Hypothèse :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.

I.6. caractéristique des matériaux utilisé

I.6.1. Béton

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPA

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & SI \quad j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & SI \quad j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

$$\begin{cases} f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{Pour un béton soumis à des contraintes} \\ E_{vj} = \frac{1}{3} \times E_{ij} & \dots \text{ Normales d'une durée d'application} \\ & \text{Inférieur à 24 heures} \end{cases}$$

Donc :

Résistance à la compression à l'âge de 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPA

$f_{t28} = 2.1$ MPA ; $E_{vj} = 10721.40$ MPA ; $E_{ij} = 32164.195$ MPA.

γ_b : $\begin{cases} 1,50 : \text{coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.} \\ 1,15 : \text{coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

I.6.2. Acier

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers de haute adhérence

Sont les suivantes : $f_e = 400 \text{ MPA}$

γ_s : $\begin{cases} 1,15 : (\text{situations courantes}). \\ 1 : (\text{situations accidentel}). \end{cases}$

I.7. Conclusion

Au terme de ce chapitre ; nous avons revus les caractéristiques des matériaux utilisées pour notre structure. Le béton utilisé à une résistance à la compression de 25 MPA, et l'acier utilisé est un acier de haute adhérence (HA). Dans notre étude, les caractéristiques des matériaux sont :

La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$.

La résistance à la traction à 28 jours $f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$.

$E_{vj} = 10721.40 \text{ MPA}$.

$E_{ij} = 32164.195 \text{ MPA}$.

$f_e = 400 \text{ MPA}$.

CHAPITRE II

II.1. Introduction

Ce chapitre consiste à pré-dimensionner les éléments secondaires selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99, du CBA93 et DTR. Afin de résister et de reprendre les sollicitations, la transmission des charges se fait comme suit :

Chargement →planchers →poutrelles →poutres →poteaux →fondation →sol.

II.2. Pré dimensionnement des planchers

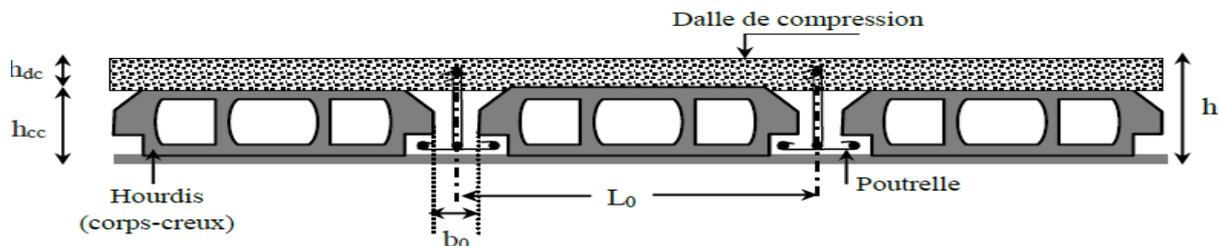
Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharge qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour notre bâtiment, on utilise deux types de planchers :

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Plancher à dalle pleine.

II.2.1. Planchers à corps creux

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux revient à déterminer sa hauteur ($h = h_{cc} +$



h_t : Hauteur total du plancher

Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec :

h_{cc} : hauteur du corps creux.

h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.

b_0 : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

D'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4) :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{\max} = 5,3 - 0,3 = 5 \text{ m}$$

$$ht \geq \frac{500}{22,5} \Rightarrow ht=22,22\text{cm}$$

On prend $h = 24\text{cm}$ soit un plancher (20+4) cm

II.2.1.1. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité.

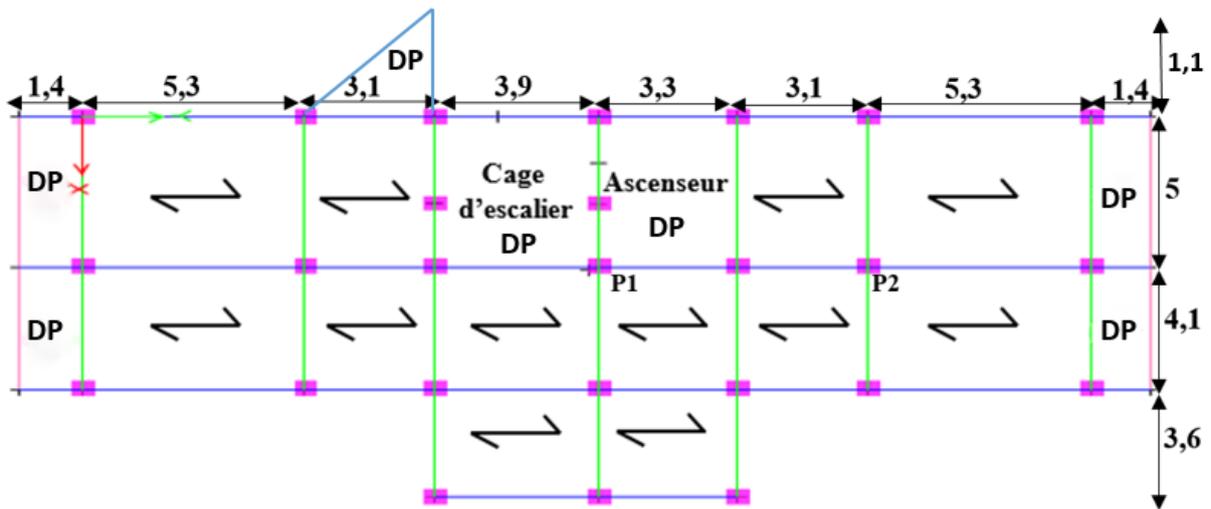


Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles

Clés :

P 1 : Poteau de la cage d’escalier.

P 2 : Poteau voisin de rive

II.2.1.2. Pré dimensionnement des poutrelles :

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

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

b_0 : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

b : Largeur efficace

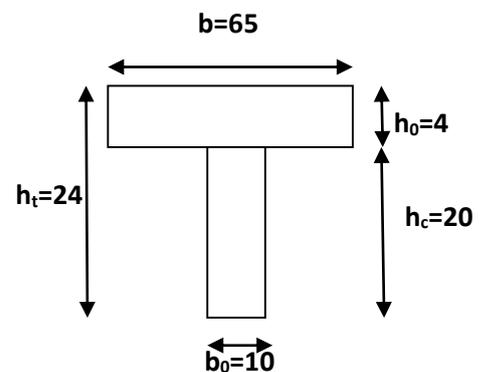


Figure II.3. Coupe transversale des poutrelles

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{Lx}{2}; \frac{Ly^{\min}}{10} \right) \dots\dots\dots (\text{CBA93. Art 4. 1. 3})$$

Avec :

Lx : Distance entre nus de deux poutrelles.

Ly^{\min} : Longueur minimale entre nus d’appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ; L_{y \text{ min}} = 310 - 30 = 280 \text{ cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min(27,5 ; 28) \text{ cm}$$

Ce qui donne $b=65\text{cm}$

II.2.2. Plancher a dalles pleines

Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépende du nombre d'appuis sur lesquelles repose cette dernière.

II.2.2.1. Types de dalles pleines

➤ Dalle sur 3 appuis :

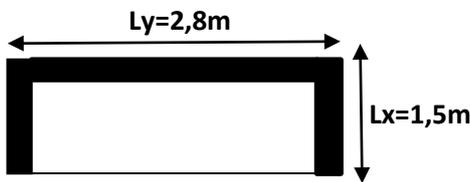


Figure II.4 : Dalle sur trois appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = L_x / L_y = 0,53 > 0,4 \\ L_x / 45 \leq e \leq L_x / 40 \\ 150 / 45 \leq e \leq 150 / 40 \\ 3,33 \leq e \leq 3,75 \\ e = 3,5 \end{array} \right.$$

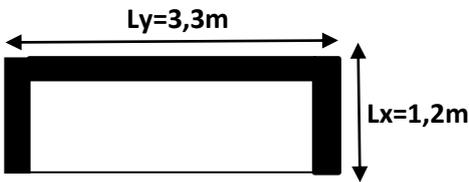


Figure II.5 : Dalle sur trois appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = L_x / L_y = 0,36 < 0,4 \\ L_x / 45 \leq e \leq L_x / 40 \\ 120 / 45 \leq e \leq 120 / 40 \\ 2,67 \leq e \leq 3 \\ e = 3 \text{ cm} \end{array} \right.$$

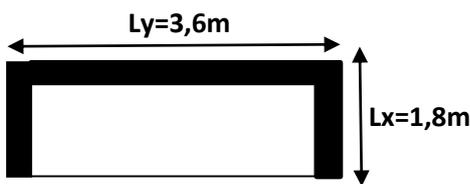


Figure II.6 : Dalle sur trois appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = L_x / L_y = 0,5 > 0,4 \\ L_x / 45 \leq e \leq L_x / 40 \\ 180 / 45 \leq e \leq 180 / 40 \\ 4 \leq e \leq 4,5 \\ e = 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ Dalle sur 4 appuis :

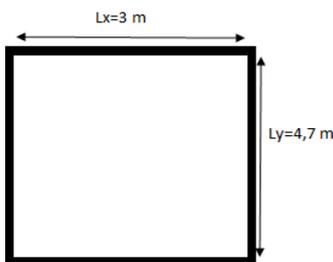


Figure II.7 : Dalle sur quatre appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = L_x / L_y = 0,63 > 0,4 \\ L_x / 45 \leq e \leq L_x / 40 \\ 300 / 45 \leq e \leq 300 / 40 \\ 6,67 \leq e \leq 7,5 \\ e = 7 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Dalle sur 2 appuis :

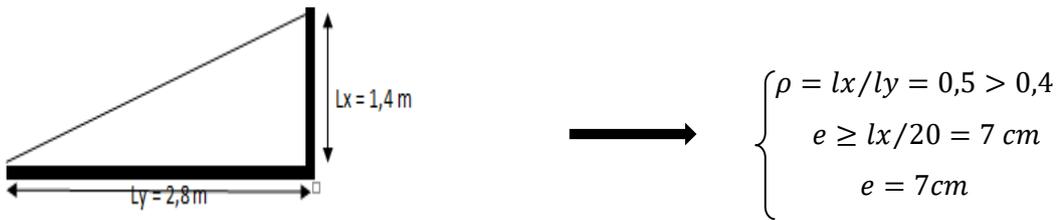


Figure II.8 : Dalle sur deux appuis

➤ Critère de résistance au feu

- $e \geq 07 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu
- $e \geq 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu
- $e \geq 14 \text{ cm}$ Pour trois heures de coupe-feu

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est Déterminant. Donc, on opte pour les dalles pleines (balcons) l'épaisseur **e=12cm**.

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

II.3. Pré dimensionnement des poutres :

II.3.1. Les poutres principales :

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

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis de poutre principale. $\Rightarrow L_{max} = 500\text{cm}$

$$\frac{500 - 30}{15} \leq h \leq \frac{500 - 30}{10} \Rightarrow 31,33 \leq h \leq 47 \text{ cm}$$

On prend : **(b × h) = (30x35) cm²**

➤ Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1):

- $b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ Vérifié
- $h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm}$ vérifié
- $\frac{h}{b} = 1,17 < 4$ vérifié

II.3.2. Les poutres secondaires :

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

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis de poutre secondaire. $\Rightarrow L_{max} = 530\text{cm}$

$$\frac{530 - 30}{15} \leq h \leq \frac{530 - 30}{10} \Rightarrow 33,33 \leq h \leq 50 \text{ cm}$$

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

➤ Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1):

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ \frac{h}{b} = 1,17 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{array} \right.$$

II.4. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments en béton armé, rigide coulés sur place leur fonction principale est de prendre les charges horizontales.

Ils sont dimensionnés d’après la condition du RPA99 (art7.7.1) qui stipule :

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

pour RDC : $e \geq \max\left[\frac{396-30}{20} ; 15\text{cm}\right] \Rightarrow e \geq 18,3\text{cm}$

pour étage : $e \geq \max\left[\frac{306-30}{20} ; 15\text{cm}\right] \Rightarrow e \geq 15\text{cm}$

Au final on prend

$e = 20 \text{ cm}$ pour RDC et V. Sanitaire

$e = 16 \text{ cm}$ pour le reste des étages

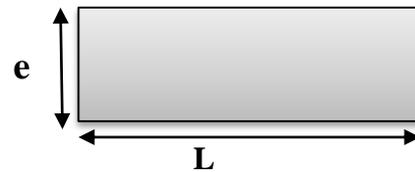


Figure II.9 Vue en plan d’un voile

II.5. Pré dimensionnement de l’acrotère

L’acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse, son rôle est d’empêcher l’infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

Calcul de la section de l’acrotère :

Terrasse inaccessible : $H = 60\text{cm}$

$$S = (60 \times 10) + \left(\frac{3 \times 10}{2}\right) + (7 \times 10)$$

$$S = 685 \text{ cm}^2$$

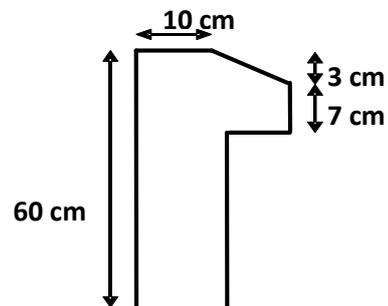


Figure II.10 : coupe de l’acrotère.

II.6. Pré dimensionnement d'escaliers :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on cite ceux qui coïncident avec notre projet

- **Type 1 : Escalier droit à deux volées (du 1^{er} au 9^{ème} étage)**

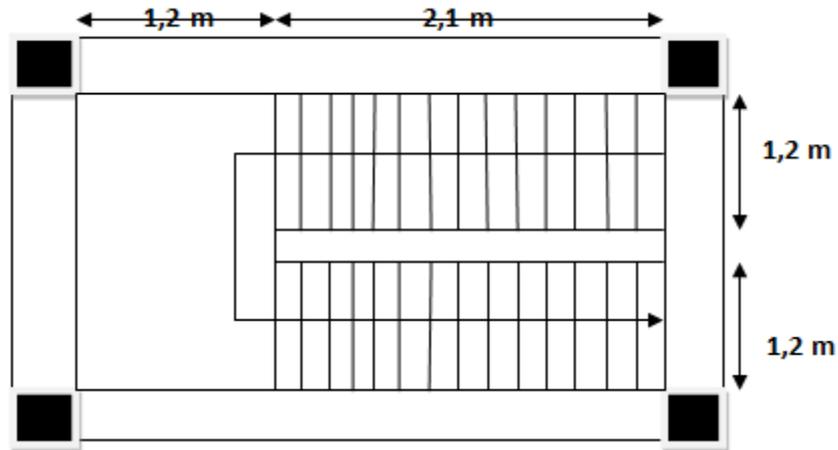


Figure II.11. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées

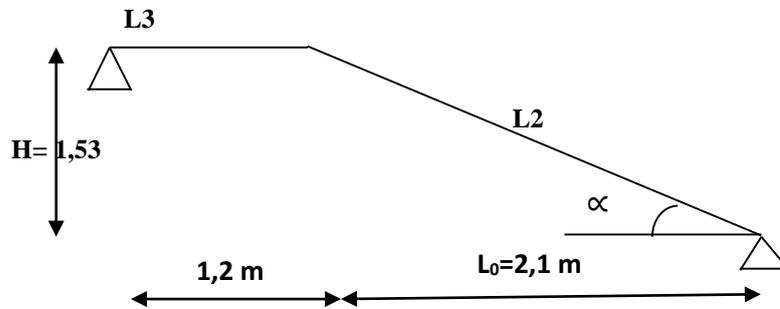


Figure II.12 : schéma statique de l'escalier type 1

H: la hauteur du palier

L_0 : longueur projetée de la volée

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier de repos

- **La hauteur (h) et la largeur (g) des marches :**

- la hauteur des contre marches (h) se situe entre 14 et 18 cm.

- le giron (g), se situe entre 25 et 32 cm.

Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la formule de BLONDEL vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm} \quad (1)$$

Le nombre de contre marches (n) est donner par $n = H/h$

En fixant la hauteur des contres marches h à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant : $n = 153/17 = 9$ contre marche

⇒ le nombre de marche est $(n - 1) = 8$ marches

$$g=L_0/n-1 = 210/8 = 26,25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } g = 30 \text{ cm}$$

Ce qui donne d'après la formule (1) un giron $g = 30 \text{ cm}$, donc la formule de BLONDEL est Vérifiée.

- **Angle de raccordement α**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1,53}{2,10}\right) = 36,07^\circ$$

- **Epaisseur de la pailasse (e)**

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 12,66 \text{ cm} \leq e \leq 18,99 \text{ cm}$$

Avec : $L = L_v + L_{p1} = 2,6 + 1,2 = 3,8 \text{ m}$: la longueur développée

Avec : $l_v = 2,1 / \cos\alpha = 2,60 \text{ m}$; $L_{p1} = 1,2 \text{ m}$

Soit $e = 15 \text{ cm}$

Tableau II.1. Dimensionnement du premier type d'escalier (volée 1 et 2)

H(m)	h(cm)	N	g(cm)	L ₀ (m)	L _v (m)	L	α	e(cm)
1,53	17	9	30	2,1	2,6	3,8	36,07	15

➤ **Type 2 : escalier droit à 3 volée (RDC) : H= 3,96 cm**

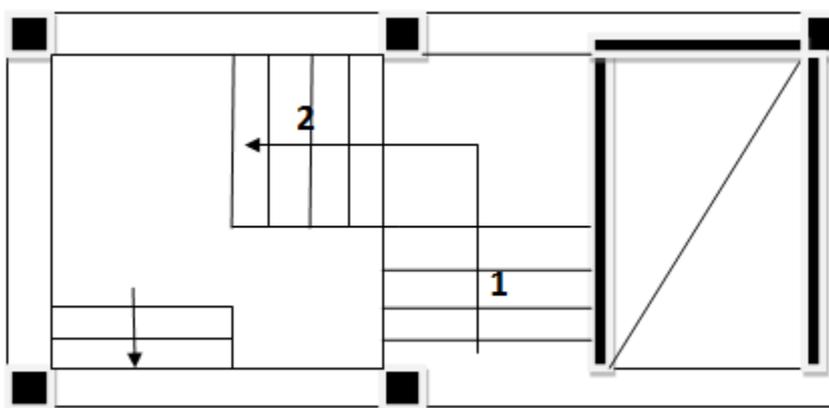


Figure II.13 : Vue en plan d'escalier type 2

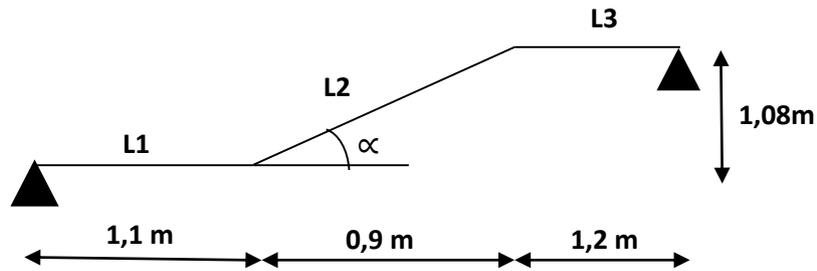


Figure II.14 : schéma statique de l'escalier type 2 (volée 1)

➤ Volée 1 :

Tableau II.2. Dimensionnement du 2^{ème} type d'escalier (volée 1)

H(m)	h(cm)	N	g(cm)	L ₀ (m)	L _v (m)	L	α	e(cm)
1,44	17	6	30	2,1	1,40	3,70	34,44	15

➤ Volée 2 et 3 :

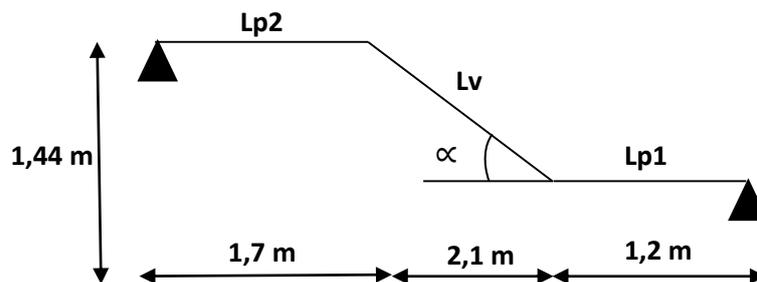


Figure II-15 : schéma statique d'escalier Type 2 – volée 2 et 3

Tableau II.3. Dimensionnement du 2^{ème} type d'escalier (volée 2et 3)

H(m)	h(cm)	n	g(cm)	L ₀ (m)	L _v (m)	L	α	e(cm)
1,44	17	9	30	2,1	1,74	4,64	34,44	15

II.7. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible a corps creux

Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
--------------------------	---------------	------------------------------	----------------------------

gravillon de protection	0,04	20	0,8
étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
isolation thermique	0,04	0,25	0,01
forme de pente	0,1	22	2,2
plancher cc (20+4)	0,24	/	3,3
enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge permanente totale			G=6,7
Surcharge d'exploitation			Q= 1

Tableau II.5 : Evaluation des charges du plancher étage courant à corps creux

Désignation des éléments	des	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	en	0,02	20	0,40
Mortier de pose		0,02	20	0,40
lit de sable		0,02	18	0,36
plancher cc (20+4)		0,24	/	3,3
cloison de séparation		/	/	1
enduit de ciment		0,015	18	0,27
Charge permanent totale				G=5,73
Surcharge d'exploitation				Q=1,5

Tableau II. 6 : Evaluation des charges revenant aux balcons dalle pleine

Désignation des éléments	des	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	de	0,02	20	0,40
Mortier de pose		0,02	20	0,40
lit de sable		0,02	18	0,36
dalle pleine		0,12	25	3
enduit de ciment		0,015	18	0,27
Charge permanent totale				G=4,43
Surcharge d'exploitation				Q= 3,5

Tableau II.7 : Évaluation des charges revenant au plancher dalle pleine.

Désignation des éléments	des	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
revêtement de carrelage	de	0,02	20	0,40
mortier de pose		0,02	20	0,40
lit de sable		0,02	18	0,36
dalle pleine		0,15	25	3,75
enduit de ciment		0,015	18	0,27
cloison		/	/	1
Charge permanent totale				G=6,18
Surcharge d'exploitation				Q=1,5

Tableau II.8 : Evaluation des charges des murs extérieurs

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
mortier de ciment	0,015	18	0,27
brique creuse	0,15	/	1,3
L'âme d'air	0,05	/	/
brique creuse	0,10	/	0,9
enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge permanent totale			G=2,74

Tableau II.9 : Evaluation des charges des murs de séparations (murs intérieures)

Désignation des éléments	des	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
mortier de ciment		0,015	18	0,27
brique creuse		0,10	/	0,9
enduit en ciment		0,015	18	0,27
Charge permanent totale				G=1,44

Tableau II.10 : Évaluation des charges de l'acrotère (terrasse inaccessible).

Désignation des éléments	des	Epaisseur (m)	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m)
--------------------------	-----	---------------	---------------------------	------------------------------	--------------

pois propre de l'acrotère	1	0,0685	25	1,712
enduit de ciment intérieur	0,015	0,0075	20	0,15
enduit de ciment extérieur	0,02	0,01	20	0,20
Charge permanent totale				G=2,06
Surcharge d'exploitation				Q=1

Tableau II.11. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
mortier de pose	0,02	20	0,40
pois propre de palier	0,15	25	3,75
enduit de ciment	0,015	18	0,27
lit de sable	0,02	18	0,36
Charge permanente totale			G=5,18
Surcharge d'exploitation			Q=2,5

Tableau II.12. Charge permanente et d'exploitation revenant à la volée

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)			
			TYPE 1		Type 2	
			Volée 1 et 2	Volée 1	Volée 2 et 3	
pois propre de la palliase	$\frac{e}{\cos \alpha}$	25	4,63	5	4,54	
carrelage	Horizontale	0,02	20	0,4	0,4	0,4
	Verticale	0,02 h /g	20	0,23	0,23	0,23
mortier de pose	Horizontale	0,02	20	0,4	0,4	0,4
	Verticale	0,02 h/g	20	0,23	0,23	0,23

enduit de ciment	0,015/cos α	18	0,33	0,37	0,32
poids des marches	h /2	22	1,87	1,87	1,87
garde corps	/	/	0,6	0,6	0,6
Charge permanente totale			8,69	9,10	8,59
Surcharge d'exploitation			2,5		

II.8. Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Conditions de RPA.

Le poteau le plus sollicité, c'est le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge. On a sélectionné 2 poteaux : P1 et P2. Les dimensions préliminaires définies ci-après pour le calcul des poids propres de ces derniers.

Tableau II.13. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propre

Niveaux	Dimension (b x h) cm²	Poids propre g (KN) g=b x h x He x γ_c
RDC	(50X55)	27,225
1er au 4ém'étage	(45X50)	17,212
5 et 6ém'étage	(40X45)	13,77
7 et 8ém'étage	(35X40)	10,71
9ém'étage	(30X35)	8,032
10ém'étage	(30X30)	6,885

Avec : $\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$: poids volumique du béton.

He: hauteur du poteau : He=3,96m pour le RDC, He= 3,06m pour le reste des étages

➤ Pré dimensionnement du Poteau P1

- Poids de plancher cc pour terrasse :
Surface afférant $\left\{ \begin{array}{l} S_{affG} = 14,025 \text{ m}^2 \\ S_{affQ} = 16,29 \text{ m}^2 \end{array} \right.$

Le poids $\left\{ \begin{array}{l} P_G = 93,967 \text{ KN} \\ P_Q = 16,29 \text{ KN} \end{array} \right.$

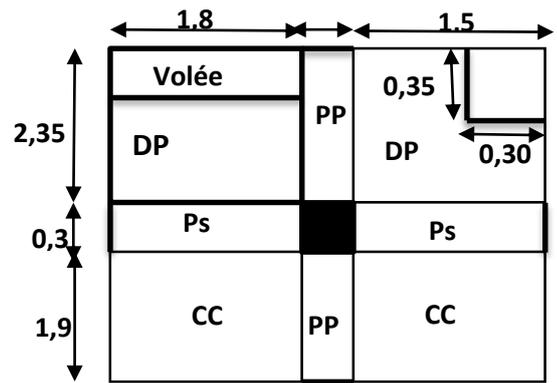


Figure II.16. Surface afférente du 1^{er} niveau au 9^{ème} niveau

- Poids de plancher cc pour RDC et le reste des étages :
Surface afférant $S_{aff} = 6,27 \text{ m}^2$

Le poids $P_G = 35,927 \text{ KN}$; $p_Q = 9,405 \text{ KN}$

- poids de la volée : $\left\{ \begin{array}{l} G_V = 5,632 \text{ KN} \\ Q_V = 1,575 \text{ KN} \end{array} \right.$

- Poids de dalle pleine :

Etage courant $\left\{ \begin{array}{l} G_{dp} = 43,383 \text{ KN} \\ Q_{dp} = 10,53 \text{ KN} \end{array} \right.$

RDC $\left\{ \begin{array}{l} G_{dp} = 47,276 \text{ KN} \\ Q_{dp} = 11,475 \text{ KN} \end{array} \right.$

- poids des poutres :

$G_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 4,25 = 11,156 \text{ KN}$

$G_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 3,3 = 8,662 \text{ KN}$

$G_p = 11,156 + 8,662 = 19,818 \text{ KN}$

- Poids des murs : $P_{mur} = G_{mur} \times S_{mur}$

Etage : $\left\{ \begin{array}{l} S_{mur} = 17,43 \text{ m}^2 \\ P_{mur} = 25,099 \text{ KN} \end{array} \right.$

RDC : $\left\{ \begin{array}{l} S_{mur} = 22,92 \text{ m}^2 \\ P_{mur} = 33,004 \text{ KN} \end{array} \right.$

La loi de dégression définie par (le DTR.BC2.2. ART6.3) comme suit :

Sous la toiture : Q0

Sous le 9^{ème} étage : Q0 + Q1

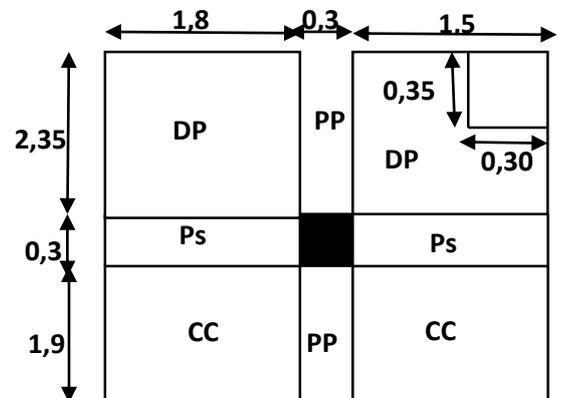


Figure II.17. Surface afférente RDC

Sous le 8ème étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 7ème étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 6ème étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous les étages inférieure ($n \geq 5$) : $Q_0 + (3 + n)/(2n) \sum Q_i$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

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

Tableau II.14. Résultats de la descente de charge du poteau (P1)

Niveaux	Eléments	Poids propre G(KN)	Surcharge Q(KN)
N0	-terrasse inaccessible	93,967	16,29
	-poutre	19,818	
	-poteau (30X30)	6,885	
	Totale	120,67	
N1	-venant de N ₀	120,67	37,8
	-plancher cc	35,927	
	-mur	25,099	
	-dalle pleine	43,383	
	-volée	5,638	
	-poutre	19,818	
	-poteau (30X35)	8,032	
	Totale	258,567	
N2	-venant de N ₁	258,567	57,159
	-plancher cc	35,927	
	-mur	25,099	
	-dalle pleine	43,383	
	-volée	5,638	
	-poutre	19,818	
	-poteau (35X40)	10,71	
	Totale	399,142	
N3	-venant de N ₂	399,142	74,367
	-plancher cc	35,927	
	-mur	25,099	
	-dalle pleine	43,383	
	-volée	5,638	
	-poutre	19,818	
	-poteau (35X40)	10,71	
	Totale	539,717	
N4	-venant de N ₃	539,717	89,424
	-plancher cc	35,927	
	-mur	25,099	

	-dalle pleine	43,383	
	-volée	5,638	
	-poutre	19,818	
	-poteau (40X45)	13,77	
	Totale	683,352	89,424
N5	-venant de N ₄	683,352	
	-plancher cc	35,927	
	-mur	25,099	102,33
	-dalle pleine	43,383	
	-volée	5,638	
	-poutre	19,818	
	-poteau (40X45)	13,77	
	Totale	826,987	102,33
N6	-venant de N ₅	826,987	
	-plancher cc	35,927	
	-mur	25,099	
	-dalle pleine	43,383	113,085
	-volée	5,638	
	-poutre	19,818	
	-poteau (40X50)	17,212	
	Totale	974,064	113,085
N7	-venant de N ₆	974,064	
	-plancher cc	35,927	
	-mur	25,099	
	-dalle pleine	43,383	123,84
	-volée	5,638	
	-poutre	19,818	
	-poteau (40X50)	17,212	
	Totale	1121,141	123,84
N8	-venant de N ₇	1121,141	
	-plancher cc	35,927	
	-mur	25,099	134,595
	-dalle pleine	43,383	
	-volée	5,638	
	-poutre	19,818	
	-poteau (40X50)	17,212	
	Totale	1268,218	134,595
N9	-venant de N ₈	1268,218	
	-plancher cc	35,927	
	-mur	25,099	
	-dalle pleine	43,383	145,350
	-volée	5,638	
	-poutre	19,818	

	-poteau (40X45)	17,212	
	Totale	1415,295	145,350
N10	-venant de N ₉	1415,295	155,695
	-plancher cc	35,927	
	-mur	33,004	
	-dalle pleine	47,276	
	-poutre	19,818	
	-poteau (50X55)	27,225	
	Totale	1578,545	155,695
Effort normal à la base du poteau		Nu=1,35G+1,5Q=2364,498 KN	

Pré dimensionnement du Poteau P2

Calcul de la Surface afférente

$$S_{affG} = 16,575 \text{ m}^2$$

$$S_{affQ} = 19,02 \text{ m}^2$$

-Poids de plancher :

Etage courant :

$$P_G = 94,97 \text{ KN}$$

$$P_Q = 28,53 \text{ KN}$$

Terrasse inaccessible :

$$P_G = 111,052 \text{ KN}$$

$$P_Q = 19,02 \text{ KN}$$

-Poids des poutres :

$$\text{Poutre secondaire : } P_S = 10,23 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre principale : } P_P = 11,15 \text{ KN}$$

$$G_p = 10,23 + 11,15 = 21,38 \text{ KN}$$

-Poids du mur : $P_{mur} = G_{mur} + S_{mur}$

$$\text{Etage courant : } S_{mur} = 25,782 \text{ m}^2$$

$$P_{mur} = 37,123 \text{ KN}$$

Terrasse inaccessible : $S_{mur} = 33,522 \text{ m}^2$

$$P_{mur} = 48,26 \text{ KN}$$

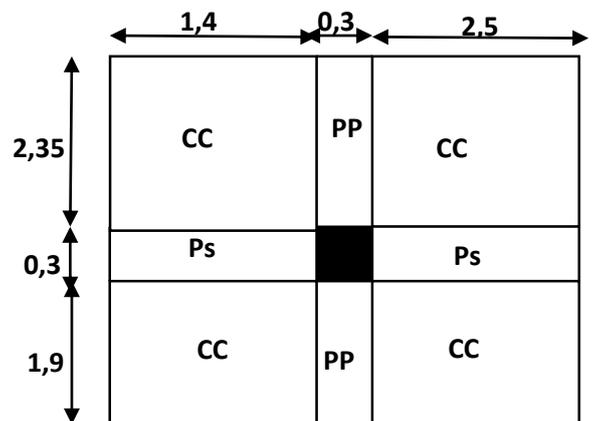


Figure II.18 : surface afférente du poteau P2

Tableau II.15. Résultats de la descente de charge du poteau (P2)

Niveau	Eléments	Poids propre G(KN)	Surcharge Q(KN)
N0	-terrasse inaccessible	111,05	19,02
	-poutre	21,38	
	-poteau (30X30)	6,885	
	Totale	139,315	
N1	-venant de N ₀	139,315	47,55
	-plancher cc	94,97	
	-poutre	21,38	
	-mur	37,123	
	-poteau (30X35)	8,032	
	Totale	300,82	
N2	-venant de N ₁	300,82	73,227
	-plancher cc	94,97	
	-poutre	21,38	
	-mur	37,123	
	-poteau (35X40)	10,71	
	Totale	465,003	
N3	-venant de N ₂	465,003	96,051
	-plancher cc	94,97	
	-poutre	21,38	
	-mur	37,123	
	-poteau (35X40)	10,71	
	Totale	629,186	
N4	-venant de N ₃	629,186	116,022
	-plancher cc	94,97	
	-poutre	21,38	
	-mur	37,123	
	-poteau (40X45)	13,77	
	Totale	796,429	
N5	-venant de N ₄	796,429	133,140
	-plancher cc	94,97	
	-poutre	21,38	

	-mur	37,123	
	-poteau (40X45)	13,77	
	Totale	963,672	133,140
N6	-venant de N ₅	963,672	147,405
	-plancher cc	94,97	
	-poutre	21,38	
	-mur	37,123	
	-poteau (45X50)	17,212	
	Totale	1134,357	147,405
N7	-venant de N ₆	1134,357	161,67
	-plancher cc	94,97	
	-poutre	21,38	
	-mur	37,123	
	-poteau (45X50)	17,212	
	Totale	1305,042	161,67
N8	-venant de N ₇	1305,042	175,935
	-plancher cc	94,97	
	-poutre	21,38	
	-mur	37,123	
	-poteau (45X50)	17,212	
	Totale	1475,727	175,935
N9	-venant de N ₈	1475,727	190,20
	-plancher cc	94,97	
	-poutre	21,38	
	-mur	37,123	
	-poteau (45X50)	17,212	
	Totale	1646,412	190,20
N10	-venant de N ₉	1646,412	204,465
	-plancher cc	94,97	
	-poutre	21,38	
	-mur	48,268	
	-poteau (50X55)	27,225	
	Totale	1838,255	204,465
Effort normal à la base de poteau		1,35G+1,5Q= 2788,348KN	

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau P2. L'effort normal est $N_u=2788,348$ KN

D'après le BAEL 91 (Art.8.11) l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10% pour tenir compte de la discontinuité des portiques : $N_u^*=1,1 \times 2788,348 = 3067,183$ KN

II.9. Vérifications nécessaires

➤ **Vérification à la compression simple :**

Exemple de calcul

Vérification du poteau à la base (RDC)

Le dimensionnement se fait à L'ELU :

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

$$B \geq \frac{N_u}{f_{bu}} = \frac{3067,183 \times 10^{-3}}{14,2} = 0,216$$

Avec : B : section de poteau

$\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité du béton

Or, pour le poteau à la base (RDC) $B = 0,55 \times 0,50 = 0,275 \text{ m}^2 \Rightarrow B = 0,275 \text{ KN}$

Donc $B = 0,275 \text{ m}^2 \geq 0,216 \text{ m}^2$ condition Vérifiée

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après

Tableau II.16. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités

Niveau	Nu (KN)	B ^{cal} (m ²)	B (m ²)	Observation
RDC	3067,183	0,230	0,275	Vérifier
1 ^{er} étage	2758,755	0,206	0,225	Vérifier
2 ^{ème} étage	2481,750	0,185	0,225	Vérifier
3 ^{ème} étage	2204,746	0,164	0,225	Vérifier
4 ^{ème} étage	1927,741	0,143	0,225	Vérifier
5 ^{ème} étage	1650,737	0,121	0,180	Vérifier
6 ^{ème} étage	1374,133	0,096	0,180	Vérifier
7 ^{ème} étage	1092,825	0,076	0,140	Vérifier
8 ^{ème} étage	811,354	0,057	0,140	Vérifier
9 ^{ème} étage	525,175	0,036	0,105	Vérifier
10 ^{ème} étage	238,265	0,016	0,09	Vérifier

➤ **Vérification au flambement :**

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal :

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{Br \times F_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

- $B_r = (b-2) \times (h-2) \text{ cm}^2$
- α : Coefficient réducteur qui est en fonction de l'élanement
- A_s : section d'armatures comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité de l'acier
- $f_e = 400 \text{ MPa}$

On a

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si : } 50 \leq \lambda \leq 7 \end{cases}$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$ tel que : $L_f = 0,7 \times L_0$: longueur de flambement

L_0 : Hauteur libre du poteau = (hauteur de l'étage – hauteur de la poutre principale)

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

$i = \sqrt{\frac{1}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}}$: rayon de giration

Exemple de calcul

➤ **Vérification du poteau à la base (RDC)**

On a $L_0 = 3,96 - 0,35 = 3,61 \text{ m} \Rightarrow L_f = 2,527 \text{ m}$

$$i = \sqrt{\frac{(0,55)^2}{12}} = 0,158 \text{ m}$$

ce qui donne $\lambda = 2,527 / 0,159 = 15,893 < 50$

donc $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,815$

Selon le BAEL /

$A_s = [0,8 \text{ à } 1,2] \% B_r$ On prend $A_s = 1 \% B_r = B_r / 100$

D'après la formule (1) :

$$B_r \geq \frac{Nu}{\alpha} \times \frac{1}{\left(\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s}\right)} = 0,082 \text{ m}^2$$

Or dans notre cas, $B_r = (55-2) \times (50-2) \times 10^{-4}$

$B_r=0,2544 \text{ m}^2 > 0,1824 \text{ m}^2$ Condition vérifié

Puisque la condition est vérifiée donc le poteau ne risque pas de flamber. De la même manière que cet exemple de travail, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Niveau	B(m ²)	Lf (m)	i (m)	λ	α	Br (m ²)	Br ^{cal} (m ²)	Observation
RDC	0,275	2,527	0,158	15,893	0,815	0,2544	0,1824	Vérifier
1 ^{er} étage	0,225	1,897	0,144	13,173	0,826	0,2064	0,1617	Vérifier
2 ^{ème} étage	0,225	1,897	0,144	13,173	0,826	0,2064	0,1451	Vérifier
3 ^{ème} étage	0,225	1,897	0,144	13,173	0,826	0,2064	0,1285	Vérifier
4 ^{ème} étage	0,225	1,897	0,144	13,173	0,826	0,2064	0,1119	Vérifier
5 ^{ème} étage	0,180	1,897	0,129	14,705	0,821	0,1634	0,0958	Vérifier
6 ^{ème} étage	0,180	1,897	0,129	14,705	0,821	0,1634	0,0760	Vérifier
7 ^{ème} étage	0,140	1,897	0,115	16,495	0,813	0,1254	0,0611	Vérifier
8 ^{ème} étage	0,140	1,897	0,115	16,495	0,813	0,1254	0,0453	Vérifier
9 ^{ème} étage	0,105	1,897	0,101	18,782	0,803	0,0924	0,0297	Vérifier
10 ^{ème} étage	0,09	1,897	0,086	22,058	0,787	0,0784	0,0137	Vérifier

Tableau II.17. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités

➤ **Vérfications des Condition de RPA 99 :**

1. $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ vérifié
2. $\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$ vérifié
3. $\frac{1}{4} \leq b/h \leq 4$ vérifié

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

II.10. Conclusion

Après que nous ayons fini le pré-dimensionnement des éléments structuraux et que nous ayons fait toutes les vérifications nécessaires. On a opté pour les sections suivantes :

➤ **Les poutres**

- poutre principale : (30X35) cm²
- poutre secondaire : (30X 35) cm²

➤ **Les poteaux**

Les dimensions des poteaux des différents étages sont données dans le tableau suivant

Tableau II.18. Dimensions des poteaux

Niveaux	RDC	1 ^{er} au 4 ^{ème} étage (cm ²)	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage (cm ²)	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage (cm ²)	9 ^{ème} étage (cm ²)	10 ^{ème} étage (cm ²)
Dimensions	50×55	45×50	40×45	35×40	30×35	30×30

CHAPITRE III

III.1. Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments principaux qui contribuent aux contreventements directs
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement

III.2. Calcul des planchers

III.2.1. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de Compression. Le calcul sera fait pour deux éléments : Poutrelle ; Dalle de compression.

III.2.1.1. Les Différents types de poutrelles pour chaque plancher :

Dans notre cas la disposition des poutrelles est la même sur tous les niveaux, les types de poutrelles sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.1. Les types de poutrelles :

types	Schéma statique
Type 1 Sur trois appuis	
Type 2 Sur trois appuis	
Type 3 Sur sept appuis	

III.2.1.2. Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles :

Deux méthodes sont envisagées pour la détermination des sollicitations dans les poutrelles : la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot, si les conditions d'application de la méthode forfaitaires ne sont pas vérifiées on passe à la méthode de Caquot

a) La Méthode forfaitaire :

Pour le calcul des moments sur appuis et en travées d'une poutre continue, on applique la Méthode forfaitaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G)$
 2. les portées successives doivent satisfaire la condition $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$
 3. la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (F.P.N)
 4. les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées
- En continuité ($I = \text{Constant}$)

➤ **Principe de la méthode forfaitaire**

• **Les moments fléchissant :**

✓ **Aux appuis ($M_a < 0$)**

- 0,6M₀ : sur un appui intermédiaire d'une poutre à 2 travées.
- 0,5M₀ : sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives.
- 0,4M₀ : sur tous les autres appuis intermédiaires.
- 0,15M₀ : pour les appuis de rive.

Avec : M₀ : moment isostatique maximal dans la travée.

Remarque : les moments sur les appuis sont nuls seulement le BAEL 91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : - 0,15 M₀

✓ **En travées**

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes.

$$M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_{0i} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_{ti} \geq \begin{cases} [(1,2 + 0,3\alpha) / 2] M_{0i} \dots \text{travée de rive} \\ [(1 + 0,3\alpha) / 2] M_{0i} \dots \text{Travée intermédiaire} \end{cases} \dots \dots \dots (2)$$

Avec : $\alpha = Q / (G + Q)$: degré de surcharge

M_g : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée

M_d : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

• **Efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis

$V = V_0 = ql/2$ Sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives où :

$$\begin{cases} 1,15 V_0 \dots \dots \dots \text{pour une poutre à deux travées.} \\ V = 1,10 V_0 \dots \dots \dots \text{pour une poutre à plusieurs travées.} \end{cases}$$

La Méthode de Caquot :

La méthode de Caquot s’applique lorsque le plancher est à surcharge élevé ($Q > \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$).

➤ **Principe de la méthode**

- **Calcul des moments**

Aux appuis – $M_a = - \frac{qg l'g^3 + qd l'd^3}{8.5(l'g + l'd)} \dots \dots \dots \text{BAEL (ArtL. III . 3)}$.

Avec : $l' = 0,8 \times l$: Pour une travée intermédiaire ; $l' = l$: Pour une travée de rive

q_g et q_d : charge à droite et a gaude de la travée

En travée :

$$M(x) = M_0(x) + Mg(1 - \frac{x}{l}) + Md (\frac{x}{l}) ; M_0(x) = \frac{qu \times x}{2} (1 - x) ; X = \frac{l}{2} - \frac{Mg - Md}{ql}$$

- **L’effort tranchant :**

$$V = \pm \frac{qu \times l}{2} + \frac{Mg - Md}{l} \dots \dots \dots \text{BAEL (ArtL. III . 3)}$$

III.2.1.3. Etude des poutrelles :

Dans notre projet on dispose de poutrelles hyperstatiques (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l’application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot. Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est définit dans le tableau suivant :

Tableau III.2. Méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles :

Types de poutrelles	Cause	Conditions d’application de la méthode forfaitaire	Méthode adoptée
Type 1	<ul style="list-style-type: none"> • $Q \leq \text{Min}(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$ • $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ • FPN • $I = \text{constant}$ 	Vérifiées	Méthode forfaitaire
Type 2 et 3	<ul style="list-style-type: none"> • $\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$ 	Non vérifiées	Méthode de Caquot minorée

Pour l’étude des poutrelles, on exposera 2 exemples de calcul, le premier sur la méthode forfaitaire, soit le type 1 et le deuxième sera sur la méthode de Caquot minorée (type 2 et 3)

III.2.1.4. Calcul des moments et effort tranchant des poutrelles

➤ **Calcul des sollicitations**

à l'ELU : $P_u = 1,35G + 1,5Q$

$q_u = p_u \times l_o$ avec : $l_o = 0,65$

à l'ELS : $P_s = G + Q$ $q_s = P_s \times l_o$

Tableau III.3. Charges qui reviennent sur le plancher et sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	L'ELU		L'ELS	
			p_u (KN/m ²)	q_u (KN/m ²)	p_s (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)
Plancher étage courant	5,73	1,5	9,98	6,49	7,23	4,699
Terrasse inaccessible	6,7	1	10,54	6,854	7,7	5,005

❖ **Calcul des sollicitations dans les poutrelles**

➤ **Type 1 : poutrelle sur trois appuis**

On va utiliser la méthode forfaitaire pour le calcul des sollicitations puisque ses conditions sont vérifiées.

a) **Plancher étage courant :**

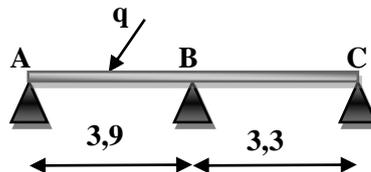


Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle

➤ **Calcul des sollicitations :** A L'ELU : $q_u = 6,49(KN/m^2)$

A L'ELS : $q_s = 4,699(KN/m^2)$

➤ **Calcul des moments isostatique :** On a :

$M_o = ql^2/8$ ELU : $M_o^{AB} = 12,339 KN.m$ $M_o^{BC} = 8,834 KN.m$

ELS : $M_o^{AB} = 8,933 KN.m$ $M_o^{BC} = 6,396 KN.m$

➤ **Moments aux appuis :**

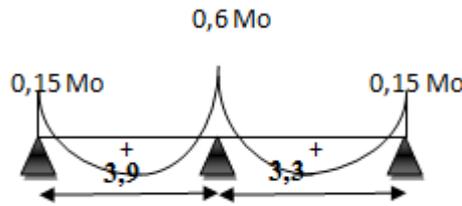


Figure.III.2. Diagramme moment aux appuis d'une poutre à deux travées

✓ Appuis de rives : $M_a^{rive} = -0,15 M_o$; Avec : $M_o = \max (M_o^{AB} ; M_o^{BC})$

Donc : ELU : $M_A = M_C = -0,15 \times 12,339 = -1,850 \text{ KN.m}$

ELS : $M_A = M_C = -0,15 \times 8,933 = -1,339 \text{ KN.m}$

✓ Appuis intermédiaire

$$M_B = -0,6 M_o$$

ELU : $M_B = -0,6 \times 12,339 = -7,403 \text{ KN.m}$

ELS : $M_B = -0,6 \times 8,933 = -5,359 \text{ KN.m}$

➤ Moments en travées : On a : $\alpha = \frac{q}{G+q} = \frac{1,5}{5,73+1,5} = 0,207$

▪ Travée AB (travée de rive) $\begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,0621(1 + 0,3\alpha)/2 = 0,5310 \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,2621(1,2 + 0,3\alpha)/2 = 0,6310 \end{cases}$

$$M^{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max[(1,0621); 1,05] M_o^{AB} \dots \dots \dots (1)$$

$$M^{AB} \geq 1,0621 M_o^{AB} - (M_B/2) = 1,0621 M_o^{AB} - 0,3 M_o^{AB}$$

$$M_t^{AB} \geq 0,7621 M_o^{AB} \begin{cases} M^{AB} \geq [(1,2 + 0,3\alpha)/2] M_o^{AB} \dots \dots \dots (2) \\ M^{AB} \geq 0,6310 M_o^{AB} \end{cases}$$

D'où entre (1) et (2) : $M_t^{AB} = 0,7621 M_o^{AB} \begin{cases} \text{ELU : } M_t^{AB} = 9,403 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_t^{AB} = 6,807 \text{ KN.m} \end{cases}$

• Travée BC (travée de rive) $M^{BC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max[(1,0621); 1,05] M_o^{BC} \dots \dots \dots (1)$

$$M^{BC} \geq 1,0621 M_o^{BC} - (M_B/2) \quad M^{BC} \geq 1,0621 M_o^{BC} - 0,3 M_o^{AB}$$

$$M^{BC} \geq [(1,2 + 0,3\alpha)/2] M_o^{BC} \dots \dots \dots (2)$$

$$M^{BC} \geq 0,6310 M_o^{BC}$$

D'où entre (1) et (2) à la limite : $M^{BC} \geq 1,0621 M_o^{BC} - 0,3 M_o^{AB}$

ELU : $M_t^{BC} = 5,680 \text{ KN.m}$ ELS : $M_t^{BC} = 4,113 \text{ KN.m}$

➤ Evaluation de l'effort tranchant :

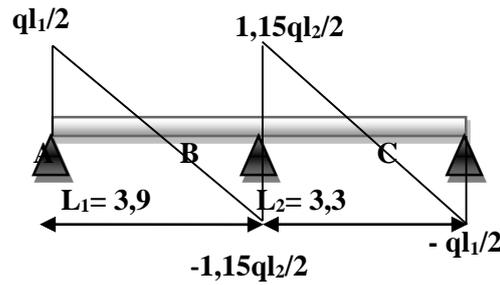


Figure.III.3. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre a deux travées

Travée AB : $V_A = (6,49 \times 3,9) / 2 = 12,655 \text{ KN}$;

$V_B = - 1,15(6,49 \times 3,9) / 2 = - 14,553 \text{ KN}$

Travée BC : $V_B = 1,15(6,49 \times 3,3) / 2 = 12,314 \text{ KN}$;

$V_C = (- 6,49 \times 3,3) / 2 = - 10,708 \text{ KN}$

b) Plancher terrasse inaccessible :

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à L'ELU et à L'ELS sur le plancher terrasse inaccessible sont résumés dans les tableaux qui suit :

Tableau.III.4. Sollicitations maximales pour le plancher terrasse inaccessible :

Cas	travée	L(m)	q (KN/m ²)	M ₀ (KN.m)	M _{a^{rive}} (KN.m)	M _{a^{int}} (KN.m)	M _t (KN.m)	V _u (KN)
ELU	AB	3,9	6,854	13,031	-1,955	-7,818	9,773	VA=13,365
								VB=-15,370
	BC	3,3	6,854	9,330			5,877	VB=13,005
								VC=-11,309
ELS	AB	3,9	5,005	9,515	-1,427	-5,709	7,136	/
								/
	BC	3,3	5,005	6,813			4,229	/
								/

➤ Type 2 : poutrelle sur trois appuis

Schéma statique :

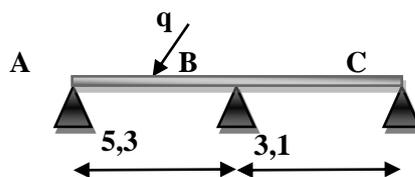


Figure.III.4. Schéma statique de la poutrelle

On va utiliser la méthode de Caquot minorée pour le calcul des sollicitations dans ce type de poutrelle puisque la deuxième condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

$$(L_i / L_{i+1}) = 5,3/3,1 = 1,70 \notin [0,8 ; 1,25]$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

a) **Plancher étage courant :**

• **Calcul des moments**

✓ **Moments aux appuis :**

$$G' = 2/3 G = 2/3 (5,53) = 3,82 \text{ KN/m}^2$$

$$qu' = (1,35G' + 1,5Q) \times l_0 = 4,814 \text{ KN/m}^2 ; qs' = (G' + Q) \times l_0 = 3,458 \text{ KN/m}^2$$

▪ **Appuis de rives :**

$$M_A = M_C = -0,15 M_0^{AB} \quad \text{avec : } M_0 = ql^2/8$$

$$\text{A L'ELU : } M_0^{AB} = (6,49 \times 5,32) / 8 = 22,788 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{D'où : } M_A = M_C = -3,418 \text{ KN.m}$$

$$\text{A L'ELS : } M_0^{AB} = (4,699 \times 5,32) / 8 = 16,499 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{D'où : } M_A = M_C = -2,474 \text{ KN.m}$$

▪ **Appuis intermédiaire :**

$$M_B = -\frac{qg l'g^3 + qd l'd^3}{8,5(l'g + l'd)} \quad \text{Avec : } qg = qd = q' ; l'g = l = 5,3 \text{ m} ; l'd = l = 3,1 \text{ m}$$

$$\text{D'où : A L'ELU : } M_B = -\frac{4,814 \times (5,3)^3 + (3,1)^3}{8,5(5,3 + 3,1)} = -12,046 \text{ KN.m}$$

$$\text{A L'ELS : } M_B = -\frac{3,458 \times (5,3)^3 + (3,1)^3}{8,5(5,3 + 3,1)} = -8,653 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments en travées :**

▪ **Travée AB :**

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

$$M_0(x) = \frac{qu \times x}{2}(1 - x) ; \text{ tel que } X = \frac{l}{2} + \frac{MB}{ql} = \frac{5,3}{2} - \frac{12,046}{6,49 \times 5,3} = 2,299 \text{ m}$$

$$M_t^{AB}(x) = \frac{qu \times x}{2}(1 - x) + MB(\frac{x}{l})$$

$$\text{A L'ELU : } M_t^{AB} = \frac{(6,49 \times 2,299)}{2}(5,3 - 2,299) - 12,046(\frac{2,299}{5,3}) \Rightarrow M_t^{AB} = 17,172 \text{ KN.m}$$

$$\text{A L'ELS : } M_t^{AB} = \frac{(4,699 \times 2,299)}{2}(5,3 - 2,299) - 8,653(\frac{2,299}{5,3}) \Rightarrow M_t^{AB} = 12,456 \text{ KN.m}$$

▪ **Travée BC :**

$$X = \frac{l}{2} + \frac{MB}{ql} = \frac{3,1}{2} - \frac{12,046}{6,49 \times 3,1} = 2,148 \text{ m}$$

A L'ELU : $M_t^{BC} = \frac{(6,49 \times 2,148)}{2} (3,1 - 2,148) - 12,046 (1 - \frac{2,148}{3,1}) \Rightarrow M_t^{BC} = 2,936 \text{ KN.m}$

A L'ELS : $M_t^{BC} = \frac{(4,699 \times 2,148)}{2} (3,1 - 2,148) - 8,653 (1 - \frac{2,148}{3,1}) \Rightarrow M_t^{BC} = 2,147 \text{ KN.m}$

• Evaluation de l'effort tranchant :

$V_i = V_0 + \frac{Mg - Md}{l}$ Avec : $V_0 = \pm \frac{qu \times l}{2}$

Travée AB : $V_A = \frac{6,49 \times 5,3}{2} - \frac{12,046}{5,3} = 14,925 \text{ KN};$

$V_B = -\frac{6,49 \times 5,3}{2} - \frac{12,046}{5,3} = -19,471 \text{ KN}$

Travée BC : $V_B = \frac{6,49 \times 3,1}{2} + \frac{12,046}{3,1} = 13,945 \text{ KN};$

$V_C = -\frac{6,49 \times 3,1}{2} + \frac{12,046}{3,1} = -6,173 \text{ KN}$

b) Plancher terrasse inaccessible On va utiliser la méthode de Caquot minorée pour le calcul des sollicitations dans ce type de poutrelle : $G' = (2/3) G = (2/3) \times 6,7 = 4,466 \text{ KN/m}^2$ Les résultats de calcul des sollicitations sont résumés dans les tableaux qui suit :

Tableau.III.5. Les Sollicitations dans le plancher terrasse inaccessible :

cas	travée	L(m)	q' (KN/m ²)	M ₀ (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{int} (KN.m)	M _t (KN.m)	V _u (KN)
ELU	AB	5,3	4,893	24,066	-3,609	-12,244	18,333	VA=15,852
								VB=-20,473
	BC	3,1	4,893	8,233			3,249	VB=14,573
								VC=-6,680
ELS	AB	5,3	3,552	17,574	2,636	-8,888	13,410	/
								/
	BC	3,1	3,552	6,012			2,389	/
								/

➤ Type 3 : poutrelle sur sept appuis On va utiliser la méthode de Caquot minorée pour le calcul des sollicitations dans ce type de poutrelle puisque la deuxième condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. $(L_i / L_{i+1}) = 5,3/3,1 = 1,70 \notin [0,8 ; 1,25]$

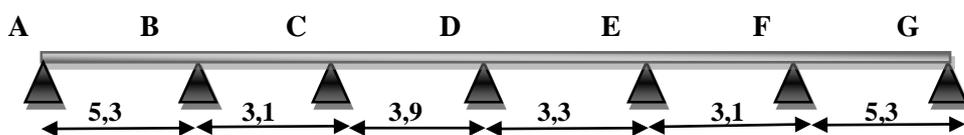


Figure.III.5. Schéma statique de la poutrelle

Les résultats du calcul du type 3 de poutrelles du plancher étage courant et terrasse sont représenté dans tableau ci-dessous :

Tableau.III.6. Sollicitation pour poutrelles type 3 à L'ELU

Plancher	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)
E-C	A-B	5,3	6,49	22,788	-3,418	-11,948	17,205	14,944	- 19,452
	B-C	3,1	6,49	7,796	-11,948	-4,614	-0,053	12,425	-7,693
	C-D	3,9	6,49	12,339	-4,614	-4,795	7,634	12,609	- 12,701
	D-E	3,3	6,49	8,834	-4,795	-3,722	4,584	11,033	- 10,384
	E-F	3,1	6,49	7,796	-3,722	-11,948	0,503	7,405	- 12,713
	F-G	5,3	6,49	22,788	-11,948	-3,418	17,205	19,452	- 14,944
T-I	A-B	5,3	6,854	24,066	-3,609	-12,144	18,377	15,871	- 20,454
	B-C	3,1	6,854	8,233	-12,144	-4,689	0,238	13,028	-8,219
	C-D	3,9	6,854	13,031	-4,689	-4,874	8,249	13,317	- 13,412
	D-E	3,3	6,854	9,330	-4,874	-3,784	5,008	11,639	- 10,978
	E-F	3,1	6,854	8,233	-3,784	-12,144	0,799	7,926	- 13,320
	F-G	5,3	6,854	24,066	-12,144	-3,609	18,377	20,454	- 15,871

Tableau.III.7. Sollicitation pour poutrelles type 3 à L'ELS

Plancher	travée	L(m)	q _u (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Étage courant	A-B	5,3	4,699	16,499	-2,474	-8,582	12,487
	B-C	3,1	4,699	5,645	-8,582	-3,314	0,004

	C-D	3,9	4,699	8,933	-3,314	-3,444	5,555
	D-E	3,3	4,699	6,396	-3,444	-2,673	3,343
	E-F	3,1	4,699	5,645	-2,673	-8,582	0,403
	F-G	5,3	4,699	16,499	-8,582	-2,474	12,480
Terrasse inaccessible	A-B	5,3	5,005	17,574	-2,636	-8,815	13,443
	B-C	3,1	5,005	6,012	-8,815	-3,404	0,207
	C-D	3,9	5,005	9,915	-3,404	-3,538	6,044
	D-E	3,3	5,005	6,813	-3,538	-2,747	3,676
	E-F	3,1	5,005	6,012	-2,747	-8,815	0,614
	F-G	5,3	5,005	17,574	-8,815	-2,636	13,442

III.2.1.5. Récapitulations des Sollicitations maximales :

Les sollicitations maximales des poutrelles dans le plancher étage courant et terrasse inaccessible sont récapitulées dans le tableau suivants :

Tableau.III.8. Sollicitations les plus défavorables dans les poutrelles sur les différents niveaux

cas	poutrelles	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	V_u^{max} (KN)
ELU	Etage courant	-3,418	-12,046	17,205	19,471
	Terrasse inaccessible	-3,609	-12,244	18,377	20,473
ELS	Etage courant	-2,474	-8,653	12,488	/
	Terrasse inaccessible	-2,636	-8,888	13,443	/

III.2.1.6. Ferrailage des poutrelles :

Exemple de calcul de ferrailage

- **Poutrelles du plancher étage courant :** Les sollicitations maximales dans le plancher étage courant sont :

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t = 17,205 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -12,046 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -3,418 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_t = 12,488 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -8,653 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -2,474 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V = 19,471 \text{ KN}$$

- **En travée :** Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times b_0 \times h_0(d - (h_0/2))$$

- ✓ Si $M_t \leq M_{tula}$ table est partiellement comprimée, l'axe passe par la table de compression. Le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)

✓ Si $M_t > M_{tu}$ On calcul une section en T

Données : $b = 65\text{cm}$, $b_0 = 10\text{cm}$, $h = 24\text{cm}$, $h_c = 4\text{cm}$,
 $f_e = 400\text{MPa}$, $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $d = h - c = 24 - 4 = 20\text{cm}$

Moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times b_0 \times h_0(d - (h_0/2)) = 14,2 \times 0,65 \times 0,04(0,22 - (0,04/2)) = 0,073\text{ MN}$$

$$M_{tu} = 0,073\text{ MN.m} > M_t = 17,205 \times 10^{-3}\text{ MN.m} \Rightarrow \text{Calcul d'une section (b}\times\text{h)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{17,205 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,65 \times 0,22^2} = 0,038 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Donc : $A' = 0$; $f_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1,15 = 348\text{MPa}$ ce qui donne : $A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 0,038}] = 0,048$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,22(1 - 0,4(0,048)) = 0,216\text{ m}$$

$$A_t = \frac{17,205 \times 10^{-3}}{0,216 \times 348} = 2,29 \times 10^{-4}\text{ m}^2 = 2,29\text{ cm}^2$$

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

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e \quad ; \quad \text{avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1\text{MPa}$$

$$A_t^{\min} = 0,23 \times 0,65 \times 0,22 \times (2,1/400) = 1,73 \times 10^{-4}\text{m}^2 = 1,73\text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 1,73\text{ cm}^2 < A_t = 2,29\text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

▪ **Aux appuis :**

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 \times h$).

✓ **Appuis intermédiaires :**

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{12,046 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,22^2} = 0,175 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\mu_{bu} = 0,175 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 0,175}] = 0,242$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,22(1 - 0,4(0,242)) = 0,199\text{ m}$$

$$A_a^{\text{int}} = \frac{Ma}{z \times f_{st}} = \frac{12,046 \times 10^{-3}}{0,199 \times 348} = 1,74 \times 10^{-4}\text{m}^2 = 1,74\text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,1 \times 0,22 \times \left(\frac{2,1}{400}\right) = 2,65 \times 10^{-5}\text{m}^2 = 0,26\text{cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_t = 1,74 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots\text{condition vérifié}$$

✓ Appuis de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{3,418 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,22^2} = 0,050 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 0,050}] = 0,064$$

$$z = 0,22 (1 - 0,4(0,064)) = 0,214 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{rive}} = \frac{3,418 \times 10^{-3}}{0,214 \times 348} = 4,59 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,46 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,1 \times 0,22 \times \left(\frac{2,1}{400}\right) = 2,65 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_t = 0,46 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots\text{condition vérifié}$$

❖ **Choix des barres :**

En travée : $A = 2,29 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

Appuis intermédiaires : $A = 1,74 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 1,92 \text{ cm}^2$

Appuis de rive : $A = 0,46 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$

Ferrailage transversale :

$$\phi_t \geq \min (\phi_t^{\min} ; h/35 ; b_0/10) \Rightarrow \phi_t \geq \min (10\text{mm} ; 6,85\text{mm} ; 10\text{mm})$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow \text{d'où : } A_t = 2 \Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

Vérifications nécessaires :

➤ **A L'ELU :**

▪ **Vérification de rupture par cisaillement :**

$$\tau_u = V_u^{\max} / (b_0 \times d) = (19,471 \times 10^{-3}) / (0,1 \times 0,22) = 0,885 \text{ MPa}$$

$$\text{FPN : } \tau_u^{\text{adm}} = \min (0,2 \times f_{c28}) / \gamma_b ; 5 \text{ MPa} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,885 \text{ MPa} < \tau_u^{\text{adm}} = 3,33 \text{ MPa} \dots \text{Pas de risque de rupture par cisaillement}$$

▪ **Espacement St :** L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions suivantes :

- | | |
|---|-------------------|
| 1) $St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \dots\dots\dots St \leq 19,8\text{cm}$ | } soit St = 15 cm |
| 2) $St \leq (A_t \times f_e) / (0,4 \times b_0) \dots\dots\dots St \leq 101\text{cm}$ | |
| 3) $(0,8 \times A_t \times f_e) / (b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{c28})) \dots\dots\dots St \leq 127\text{cm}$ | |

▪ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant Vu :**

✓ **Appuis de rive :**

$$A_l^{\min} \geq (\gamma_s / f_e) V_u = (1,15 / 400) \times 19,471 \times 10^{-3} \Rightarrow A_l^{\min} \geq 0,560 \text{ cm}^2$$

$$A_l = A_t + A_a^{\text{rive}} = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}10 = 3,15 \text{ cm}^2 > A_l^{\min} \geq 0,560 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifié}$$

✓ Appuis intermédiaires :

$$A_l \geq \frac{y_s}{f_e} (V_u + (M_a^{int} / 0,9d)) = \frac{1,15}{400} (19,471 \times 10^{-3} - (12,046 \times 10^{-3} / 0,9 \times 0,22))$$

$A_l = -1,189 < 0$ pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

▪ Vérification de la bielle :

$$\sigma_{bc} = \frac{2Vu}{a \times b_0}; \text{ avec : } a = \min(0,9d ; 40\text{cm}) = 19,8\text{cm}$$

$$V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$V_u \leq 0,267 \times 19,8 \times 10^{-2} \times 0,1 \times 25 = 132,16 \text{ KN}$$

$$V_u = 19,471 \text{ KN} < 132,16 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

▪ Vérification de la jonction table de nervure :

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{27,5 \times 10^{-2} \times 19,471 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,65 \times 0,04 \times 0,22} = 1,09 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

➤ Vérification à L'ELS :

Vérification des contraintes :

❖ En travée

✓ Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A (d - h_0) = -117,2 \text{ cm} < 0$$

$\Rightarrow H < 0$, donc l'axe neutre passe par la nervure, la vérification se fait par une section en T

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

✓ Calcul de y et I :

$$(b_0/2)y^2 + [15A + (b - b_0)h]y - 15Ad - (b - b_0)(h_0/2) = 0 \Leftrightarrow 5y^2 + 255,4y - 1218,8 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 299,34 \Leftrightarrow y = 4,39 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0) \frac{(y-h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Leftrightarrow I = 12809,98 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12,488 \times 10^{-3}}{12809,98 \times 10^{-8}} \times 4,39 \times 10^{-2} = 4,28 \text{ MPA} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

❖ En appuis intermédiaire :

$$H = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1,92(22 - 4) = 1,6 > 0$$

$M_a^{int} = -8,653 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \Leftrightarrow$ le calcul se fait par une section (b×h)

✓ Calcul de y et I :

$$(b_0/2) y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \Leftrightarrow 32,5y^2 + 28,8y - 633,6 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 288,44 \Leftrightarrow y = 3,99 \text{ cm} \quad I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Leftrightarrow I = 10717,86\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8,653 \times 10^{-3}}{10717,86 \times 10^{-8}} \times 3,99 \times 10^{-2} = 3,22 \text{ MPA} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots \text{vérifié}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

❖ **Conditions de la vérification de la flèche :**

Données :

$L = 5,3 \text{ m} ; M_{0s} = 16,49 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 12,488 \text{ KN.m}$

1) $h = 24 \text{ cm} \geq (M_{ts} / 15M_{0s}) \times l = 26,5 \text{ cm}$

2) $A \leq (3,6 \times b_0 \times d) / f_e$

3) $l < 8 \text{ m}$

Or la première condition n'est pas vérifiée : $h = 24\text{cm} < 26,5\text{cm}$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire

$$\Delta f \leq f_{adm} ; l > 5\text{m} \Leftrightarrow f_{adm} = (l/1000) + 0,5 \text{ cm} \Leftrightarrow f_{adm} = 0,0103 \text{ m}$$

La flèche totale est définie selon le BAEL .91 comme suit :

$$\Delta f = (fgv - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \quad \text{On a } G' = 4,3 \text{ KN/m}^2; G = 5,73 \text{ KN/m}^2; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$q_j^{ser} = 0,65 G' = 2,795 \text{ KN/m}^2 \Leftrightarrow$ la charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons

$$q_g^{ser} = 0,65 G = 3,724 \text{ KN/m}^2 \Leftrightarrow$$
 la charge permanente qui revient à la poutrelle

$$q_p^{ser} = 0,65 (G+Q) = 4,699 \text{ KN/m}^2 \Leftrightarrow$$
 la charge permanente et la charge d'exploitation

$$\left\{ \begin{array}{l} M_j^{ser} = (0,75 \times q_j^{ser} \times l^2) / 8 \Rightarrow M_j^{ser} = 7,360 \text{ KN.m} \\ M_g^{ser} = (0,75 \times q_g^{ser} \times l^2) / 8 \Rightarrow M_g^{ser} = 9,807 \text{ KN.m} \\ M_p^{ser} = (0,75 \times q_p^{ser} \times l^2) / 8 \Rightarrow M_p^{ser} = 12,374 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Position du centre de gravité Y_G

$$Y_G = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h^2}{2} + 15Ad}{(b_0 \times h) + (b - b_0)h_0 + 15Ad} = 8,273 \text{ cm}$$

$$I_0 = (b \times y_G^3) / 3 + (b_0 (h - y_G)^3) / 3 - (b - b_0) (h - y_G)^3 / 3 + 15A d - y_G)^2$$

$$I_0 = 30474,617 \text{ cm}^4$$

$$A_t = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{10 \times 22} = 1,07\%$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0)\rho} = 3,99 \dots\dots\dots \text{déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,60 \dots\dots\dots \text{déformation différée}$$

$E_i = 11000^3 \sqrt{f_c 25} = 32164,2$ MPA....module de déformation longitudinal instantané du béton

$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10271,4$ MPA.....module de déformation longitudinal différé du béton

Contraintes :

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa)

$$\sigma_{sg} = \frac{15 M_{jser}(d-y)}{I} = \frac{15 \times 9,807 \times 10^{-3} (0,22 - 0,0439)}{12809,98 \times 10^{-8}} = 202,23 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15 M_{jser}(d-y)}{I} = \frac{15 \times 7,360 \times 10^{-3} (0,22 - 0,0439)}{12809,98 \times 10^{-8}} = 151,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15 M_{jser}(d-y)}{I} = \frac{15 \times 12,374 \times 10^{-3} (0,22 - 0,0439)}{12809,98 \times 10^{-8}} = 255,160 \text{ MPA}$$

Inerties fictives (If):

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75ft28}{(4\rho \times \sigma_{sj}) + ft28} = 0,572$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75ft28}{(4\rho \times \sigma_{sg}) + ft28} = 0,658$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75ft28}{(4\rho \times \sigma_{sp}) + ft28} = 0,718$$

$$I_{fji} = \frac{1,1 I_o}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 30474,617}{1 + 3,99 \times 0,658} = 9246,40 \text{ cm}^4$$

$$I_{fji} = \frac{1,1 I_o}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 30474,617}{1 + 3,99 \times 0,572} = 10213,05 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1 I_o}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 30474,617}{1 + 3,99 \times 0,718} = 8673,64 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1,1 I_o}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 30474,617}{1 + 1,60 \times 0,658} = 16329,93 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches :

$$F_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 E_i \times I_{fji}} = \frac{7,360 \times 10^{-3} \times 5,3^2}{10 \times 32164,2 \times 10213,05} = 0,0074 \text{ m}$$

$$F_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 E_i \times I_{fji}} = \frac{9,807 \times 10^{-3} \times 5,3^2}{10 \times 32164,2 \times 10213,05} = 0,0093 \text{ m}$$

$$F_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 E_i \times I_{fji}} = \frac{12,374 \times 10^{-3} \times 5,3^2}{10 \times 32164,2 \times 10213,05} = 0,0124 \text{ m}$$

$$F_{gv} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 E_v \times I_{fji}} = \frac{9,807 \times 10^{-3} \times 5,3^2}{10 \times 10721,4 \times 10213,05} = 0,0157 \text{ m}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 0,0157 - 0,0074 + 0,0124 - 0,0093 = 0,0114 \text{ m}$$

$\Delta f = 0,0114\text{m} > f_{adm} = 0,0103\text{ m} \dots \dots$ la flèche n'est pas vérifié

Donc on doit augmenter la section d'acier

Soit $A_t = 3\text{HA}12 = 3,39\text{ cm}^2$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau.III.9. Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant

L(m)	Mjser (KN.m)	Mgser (KN.m)	Mpser (KN.m)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)	A_s (cm)	Obs
5,3	7,360	9,807	12,374	0,98	1,03	3,39	vérifié

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

❖ **Calcul du ferrailage :** Les résultats de calcul du ferrailage à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.10. Calcul du ferrailage à L'ELU dans le plancher terrasse inaccessible :

Cas	M_t (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
En travée	18,377	0,041	0,052	0,215	2,45	1,73	3,39
En appuis intermédiaire	12,244	0,178	0,247	0,198	1,77	0,26	1,92
En appuis de rive	3,609	0,052	0,067	0,214	0,48	0,26	0,79

➤ **Ferrailage transversal**

Tableau.III.11. Vérification au cisaillement

plancher	Influence sur le béton		Influence sur les aciers		Jonction de table nervure (MPa)
	Vérification de la rupture au cisaillement	Vérification de la bielle	Appui intermédiaire	Appui de rive	
Terrasse inaccessible	0,93 < 3,33	20,473 < 132,16	-1,189 < 0	3,15 > 0,590	1,09 < 3,33

Observation	vérifié	Vérifié	Pas de vérification à faire	vérifié	Vérifié
--------------------	---------	---------	-----------------------------	---------	---------

➤ Vérification à L'ELS

Etat limite de compression du béton :

on doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

Tableau.III.12.Vérification de la contrainte de compression dans le béton

Cas	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPA)	σ _{bc} — (MPA)
En appui	8,888	1,92	3,99	10717,86	3,31	15
En travée	13,443	3,39	5,25	17366,03	4,064	15

Vérification des Etats limite de déformation :

Tableau.III.13. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible

Plancher	L(m)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	Δf (cm)	F _{adm} (cm)	A (cm ²)	Obs
Terrasse	5,3	9,414	11,469	13,180	0,96	1,03	3,39	vérifié

III.2.1.7. Schéma de ferrailage des poutrelles

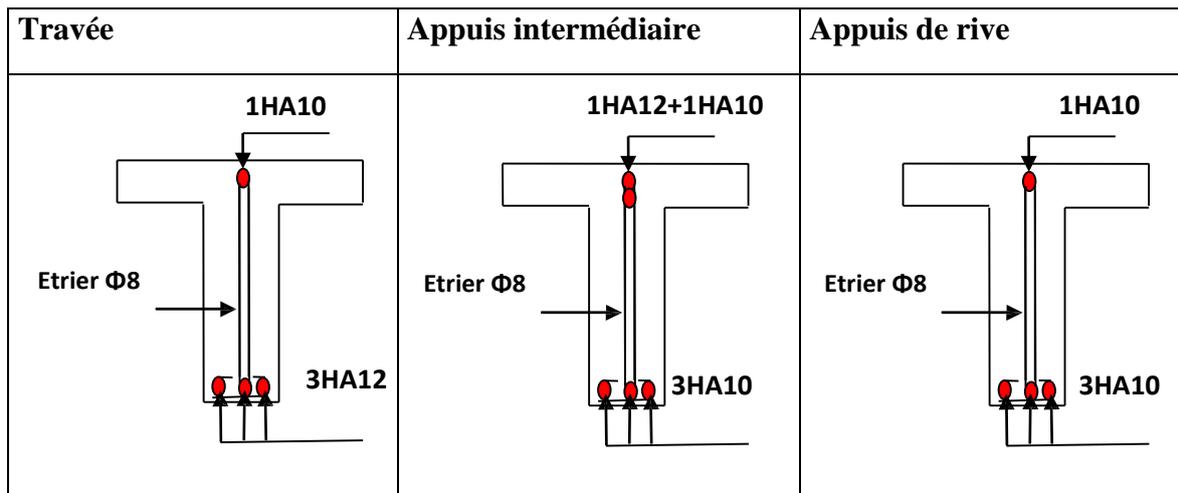


Figure. III.6. Ferrailage des poutrelles

III.2.1.8. Etude de la dalle de compression :

On utilise des ronds lisses de nuance fe = 235MPA

✓ Armature perpendiculaire aux poutrelles : $A_{\perp} = (4 \times l_0) / f_e = (4 \times 0,65) / 235 = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$

✓ Armature parallèles aux poutrelles : $A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,1}{2} = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : $A_{\perp} = 5\Phi 6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow St = 20 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié}$

$A_{\parallel} = 4\Phi 6 / \text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2 \rightarrow St = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié}$

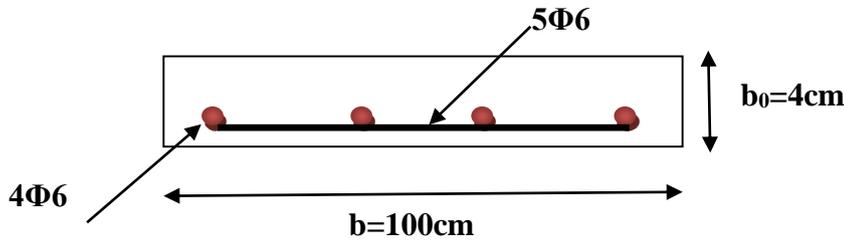


Figure.III.7. Ferrailage de la dalle de compression

III.2.2. Dalles pleines

Les dalles sont des plaques horizontales minces en béton armé. Elles reposent sur 1,2,3 ou 4 appuis, On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalle bordées par des appuis. L_x : la plus petite dimension du panneau

L_y : la plus grande dimension du panneau

$\rho = l_x / l_y$ si $\rho < 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens

si $\rho > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens

III.2.2.1. Dalle sur 4 appuis (ascenseur)

➤ **Evaluation des charges :**

$G = 6,18 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = 1,35G + 1,5Q = 10,593 \text{ KN/m}$

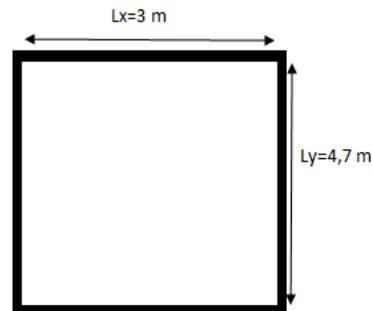


Figure III.8. Dalle sur 4 appuis

➤ **Calcul des sollicitations :**

$L_x = 3 \text{ m} ; L_y = 4,7 \text{ m}$

$\rho = 0,63 > 0,4 \Rightarrow$ donc la dalle travaille dans les deux sens

$M_x = \mu_x \times p_u \times l_x^2$

$M_y = \mu_y \times M_x$

$\mu_x = 0,0779 \rightarrow M_x = 0,0779 \times 10,593 \times 3^2 = 7,427 \text{ KN.m}$

$$\mu_y = 0,3338 \rightarrow M_y = 0,3338 \times 7,427 = 2,479 \text{ KN.m}$$

• Calcul des moments réels :

✓ En travée :

$$M_t^x = 0,75 M_x = 0,75 \times 7,427 = 5,570 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,75 M_y = 0,75 \times 2,479 = 1,859 \text{ KN.m}$$

✓ En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 M_x = -0,5 \times 7,427 = -3,713 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage :

Les résultats de ferrailage de la dalle pleine sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.III.14. Ferrailage de la dalle pleine ascenseur

cas		μ_{bu}	A	Z (m)	A (cm ²)	A ^{min}	A ^{choisit} (cm ²)	St (cm)
travée	xx	0,023	0,029	0,128	1,25	1,422	3HA10 = 2,36	25
	yy	0,008	0,01	0,129	0,41	1,2	3HA10 = 2,36	25
Appuis	xx et	0,015	0,019	0,129	0,83	1,57	2HA10 = 1,57	25
	yy							

➤ Vérification à l'ELU :

Effort tranchant :

Sens xx :

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{10,593 \times 3}{2} \times \frac{4,7^4}{3^4 + 4,7^4} = 13,627 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{ux}}{b \times d} = \frac{13,627 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,105 \text{ MPA} < \tau_u^{adm} = \frac{0,07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0,07}{1,15} \times 25 = 1,17 \text{ MPA}$$

Sens yy :

$$V_u^y = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{10,593 \times 3}{2} \times \frac{3^4}{3^4 + 4,7^4} = 3,544 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{uy}}{b \times d} = \frac{3,544 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,027 \text{ MPA}$$

$\tau_u < \tau \Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaire dans les deux sens xx et yy

➤ Vérification à l'ELS :

$$P_s = G + Q = 6,18 + 1,5 = 7,68 \text{ KN/ml}$$

$$\mu_x = 0,0831 \rightarrow M_x = 0,0831 \times 7,68 \times 3^2 = 5,744 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0,5004 \rightarrow M_y = 0,5004 \times 7,68 \times 3^2 = 2,874 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

En travée :

$$M_t^x = 0,75 M_x = 0,75 \times 5,744 = 4,308 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,75 M_y = 0,75 \times 2,874 = 2,155 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 M_x = -0,5 \times 5,744 = -2,872 \text{ KN.m}$$

La vérification de la contrainte dans le béton et dans l'acier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \sigma_{st}^{adm} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPA}$$

✓ **Calcul de y et I :**

En travée :

$$(b_0/2)y^2 + 15Ay - 15A d = 0 \Leftrightarrow 50 y^2 + 35,4 y - 460,2 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 305,44 \Leftrightarrow y = 2,70 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A (d - y)^2 \Leftrightarrow I = 4411,686 \text{ cm}^4$$

En appuis :

$$(b_0/2) y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \Leftrightarrow 50 y^2 + 23,55y - 306,15 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 248,565 \Leftrightarrow y = 2,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Leftrightarrow I = 3101,184 \text{ cm}^4$$

Les résultats de la vérification sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau III.15. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Cas		M (KN.m)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPA)	σ _{bc} ^{adm} (MPA)	σ _{st} (MPA)	σ _{st} ^{adm} (MPA)	obs
travée	Sens xx	4,308	2,70	4411,686	2,64	15	150,87	201,63	vérifié
	Sens yy	2,155	2,70	4411,686	1,32	15	75,47	201,63	vérifié
Appui	Sens xety	-2,872	2,25	3101,184	2,084	15	145,17	201,63	vérifié

➤ **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\text{Sens xx : } \frac{e}{L_x} = \frac{0,15}{3} = 0,05 > \max \left(\frac{3}{80} ; \frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}} \right) = 0,0375 \quad \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{2,36}{100 \times 13} = 0,0018 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \quad \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

Sens yy : $\frac{e}{L_y} = \frac{0,15}{4,7} = 0,032 < \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}\right) = 0,0375 \quad \dots\dots\dots\text{pas vérifié}$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{2,36}{100 \times 13} = 0,0018 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \quad \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée selon le sens yy donc la vérification de la flèche est nécessaire :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq f_{adm} ; l > 5m \Leftrightarrow f_{adm} = \left(\frac{L}{100}\right) = \frac{4,7}{500} = 0,0094m$$

On a : $G' = 4,75 \text{ KN/m}^2$; $G = 6,18 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$; $l_y = 4,7 \text{ m}$

$$P = G + Q = 6,18 + 1,5 = 7,68 \text{ KN/m}^2$$

$$q_j^{ser} = 0,65 G' = 3,0875 \text{ KN/m}^2 ; q_g^{ser} = 0,65 G = 4,017 \text{ KN/m}^2 ; q_p^{ser} = 0,65(G+Q) = 4,992 \text{ KN/m}^2$$

$$M_j^{ser} = (0,75 \times q_j^2) / 8 ; M_g^{ser} = (0,75 \times q_g^2) / 8 ; M_p^{ser} = (0,75 \times q_p^2) / 8$$

Les résultats de la vérification de la flèche selon le sens yy sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.III.16. Evaluation de la flèche dans le premier type de dalle pleine

L (m)	M _j ^{ser} (KN.m)	M _g ^{ser} (KN.m)	M _p ^{ser} (KN.m)	Δf (m)	f _{adm} (m)	A _{adopté} (Cm ²)
4,7	6,394	8,319	10,338	0,0067	0,0094	5HA12=5,65

❖ **Dalle sur 3 appuis**

➤ **Evaluation des charges :**

$$G = 4,43 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1,35G + 1,5Q = 11,231 \text{ KN/m}$$

$$P_s = G + Q = 7,93 \text{ KN/m}^2 ; \rho = 0,63 > 0,4$$

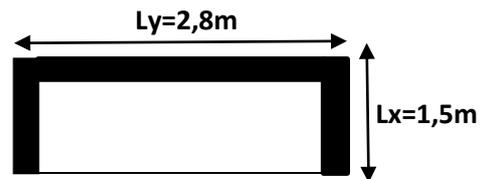


Figure.III.9. Dalle sur 3 appuis

Calcul des sollicitations :

Tableau.III.17. Calcul des sollicitations dans la dalle pleine sur 3 appuis

	Sens	L(m)	P	M	M(KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)
ELU	Sens xx	1,5	0,53	0,0922	2,33	1,475	-1,165
	Sens yy	2,8		0,2500	0,582	0,436	-1,165
EL	Sens xx	1,5	0,53	0,0961	1,714	1,285	-0,857

	Sens yy	2,8		0,3949	0,677	0,507	-0,857
--	----------------	-----	--	--------	-------	-------	--------

➤ **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage de la dalle pleine sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.III.18. Ferraillage de la dalle pleine

Cas		μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A ^{min}	A ^{choisit} (cm ²)	St (cm)
travée	Sens xx	0,0077	0,0089	0,129	0,32	1,18	4HA8=2,01	25
	Sens yy	0,0018	0,0022	0,129	0,097	0,9	4HA8=2,01	25
Appuis	Sens xx et yy	0,0042	0,0056	0,129	0,25	1,20	4HA8=2,01	25

Vérification à l'ELU :

Tableau.III.19. Vérification de l'effort tranchant

Sens	V _u (KN)	ζ_u (MPa)	ζ_u^{adm} (MPa)	Observation
Xx	6,66	0,0666	3,33	Vérifié
Yy	8,776	0,087	3,33	Vérifié

Vérification à l'ELS

Tableau III.20. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Cas	Sens	M (KN.m)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)	σ_{st} (MPa)	σ_{st}^{adm} (MPa)	obs
travée	Xx	1,285	2,17	2189,07	1,273	15	68,94	201,63	vérifié
	Yy	0,507	2,17	2189,07	0,717	15	34,06	201,63	vérifié
Appui	xxetyy	0,857	2,17	2189,07	0,966	15	49,69	201,63	vérifié

Etat limite de déformation :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

Sens xx : $\frac{e}{L_x} = \frac{0,15}{1,5} = 0,1 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20M_{0x}}\right) = 0,0375 \dots\dots\dots$ vérifié

$$\frac{As}{b \times d} = \frac{2,01}{100 \times 13} = 0,0015 < \frac{2}{fe} = 0,005 \quad \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Sens yy : $\frac{e}{Ly} = \frac{0,15}{2,8} = 0,053 < \max\left(\frac{3}{80}; \frac{Mtx}{20M0x}\right) = 0,0375 \dots\dots\dots \text{vérifié}$

$$\frac{As}{b \times d} = \frac{2,01}{100 \times 13} = 0,0015 < \frac{2}{fe} = 0,005 \quad \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

⇒ Les conditions sont vérifiées selon les deux sens donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Dalle sur 3 appuis**

➤ **Evaluation des charges :**

G = 4,43 KN/m² ; Q = 3,5 KN/m²

P_u = 1,35G + 1,5Q = 11,231 KN/m

P_s = G + Q = 7,93 KN/m

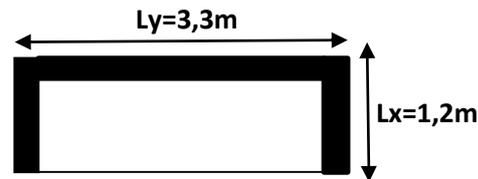


Figure III.10. Dalle sur 3appuis

Calcul des sollicitations :

L_x = 1,2 m ; L_y = 3,3 m ; ρ = 0,36 < 0,4

$$M_0^y = \frac{P \times Lx^3}{6} = \frac{11,231 \times 1,2^3}{6} = 3,234 \text{ KN.m}$$

$$M_0^x = \frac{P \times Lx^2 \times Ly}{2} - \frac{2P \times Lx^3}{3} = \frac{11,231 \times 1,2^2 \times 3,3}{2} - \frac{2 \times 11,231 \times 1,2^3}{3} = 13,746 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

✓ **En travée :** M_t^x = 0,75 M₀^x = 0,75 × 13,746 = 10,309 KN.m

M_t^y = 0,75 M₀^y = 0,75 × 3,234 = 2,425 KN.m

✓ **En appuis :** M_a^x = M_a^y = - 0,5 M₀^x = - 0,5 × 13,746 = - 6,873 KN.m

➤ **Ferraillage :**

Le ferraillage est mené à la flexion pour une bande de largeur b = 1 m et d'épaisseur e = 12 cm

Détermination de la hauteur utile d :

$$\phi_x^{\max} \leq \frac{e}{10} \quad ; \quad \phi_x^{\max} \leq \frac{120}{10} = 12 \text{ mm} = 1,2 \text{ cm}$$

On prend l'enrobage c' = 2cm : d_x = e - ($\frac{\Phi_x}{2}$ + c') ⇔ d_x = 12 - ($\frac{1,2}{2}$ + 2) = 9,40 cm

$$d_y = e - (\frac{3\Phi_x}{2} + c') \Leftrightarrow d_y = 12 - (\frac{3(1,2)}{2} + 2) = 8,20 \text{ cm}$$

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau.III.21. Ferraillage de la dalle pleine

cas	μ _{bu}	A	Z(m)	A(cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{choisit} (cm ²)	St(cm)
-----	-----------------	---	------	---------------------	-------------------------------------	---	--------

travée	xx	0,0482	0,111	0,089	3,32	0,9	4HA10=3,14	25
	yy	0,0152	0,112	0,081	0,86	0,9	3HA8=1,51	25
Appuis	xx et	0,034	0,044	0,79	2,50	1,13	4HA10 = 3,14	25
	yy							

Vérification à l'ELU :

Tableau.III.22. Vérification de l'effort tranchant

Sens	V _u (KN)	ζ _u (MPA)	ζ _u ^{adm} (MPA)	Observation
Xx	5,710	0,0607	3,33	Vérifié
Yy	11,088	0,135	3,33	Vérifié

Vérification à l'ELS

Calcul des sollicitations à l'ELS :

Tableau.III.23. Calcul des sollicitations

	Sens	L(m)	P	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)
ELS	Sens xx	1,2	0,36	10,624	7,968	-5,312
	Sens yy	3,3		2,499	1,874	-5,312

La vérification de la contrainte dans le béton et dans l'acier

Tableau.III.24. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Cas		M (KN.m)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPA)	σ _{bc} ^{adm} (MPA)	σ _{st} (MPA)	σ _{st} ^{adm} (MPA)	obs
travée	Sens xx	7,279	2,90	3303,60	6,380	15	214,82	240	vérifié
	Sens yy	1,427	1,71	1120,69	2,170	15	112,41	240	vérifié
Appui	Sens xx	4,853	2,54	2717,73	4,53	15	187,18	240	vérifié
	Sens yy	4,853	2,36	1764,139	5,46	15	215,69	240	vérifié

Etat limite de déformation :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\text{Sens xx : } \frac{e}{L_x} = \frac{0,15}{1,2} = 0,125 > \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_{tx}}{20M_0x}\right) = 0,0375 \quad \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 12,25} = 0,002 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \quad \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

$$\text{Sens yy : } \frac{e}{L_y} = \frac{0,15}{2,8} = 0,053 < \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_{tx}}{20M_0x}\right) = 0,0375 \quad \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{1,51}{100 \times 10,75} = 0,001 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \quad \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

⇒ Les conditions sont vérifiées selon les deux sens donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Dalle sur 3 appuis**

➤ **Evaluation des charges :**

$$G = 6,18 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1,35G + 1,5Q = 10,593 \text{ KN/m}$$

$$P_s = G + Q = 6,18 + 1,5 = 7,68 \text{ KN/ml}$$

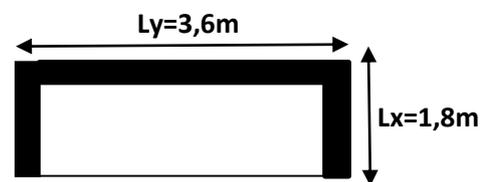


Figure.III.11. Dalle sur 3 appuis

Calcul des sollicitations :

$$L_x = 1,8\text{m} ; L_y = 3,6\text{m} ; \rho = 0,5 > 0,4$$

Tableau.III.25. Calcul des sollicitations

	Sens	L(m)	ρ	μ	M(KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
ELU	Sens xx	1,8	0,5	0,0966	3,315	2,486	-1,657
	Sens yy	3,6		0,2500	0,829	0,622	-1,657
ELS	Sens xx	1,8	0,5	0,1000	2,488	1,866	-1,244
	Sens yy	3,6		0,3671	0,913	0,685	-1,244

➤ **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage de la dalle pleine sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.III.26. Ferraillage de la dalle pleine

Cas		μ_{bu}	A	Z(m)	A(cm ²)	A ^{min}	A ^{choisit} (cm ²)	St(cm)
travée	Xx	0,010	0,0126	0,129	0,55	1,5	4HA8 =2,01	25
	yy	0,0026	0,0032	0,129	0,14	1,2	4HA8 =2,01	25

Appuis	Xx et yy	0,007	0,091	0,125	0,38	1,57	4HA8 =2,01	25
---------------	-----------------	-------	-------	-------	------	------	------------	----

Vérification à l'ELU :

Tableau.III.27. Vérification de l'effort tranchant

Sens	V _u (KN)	ζ _u (MPA)	ζ _u ^{adm} (MPA)	Observation
Xx	7,627	0,058	3,33	Vérifié
Yy	15,254	0,117	3,33	Vérifié

Vérification à l'ELS

Tableau III.28. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Cas	Sens	M(KN.m)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPA)	σ _{bc} ^{adm} (MPA)	σ _{st} (MPA)	σ _{st} ^{adm} (MPA)	obs
travée	xx	1,866	2,51	3844,817	1,218	15	76,37	201,63	vérifié
	yy	0,685	2,51	3844,817	0,447	15	28,03	201,63	vérifié
Appui	xety	-1,244	2,51	3844,817	0,812	15	50,91	201,63	vérifié

Etat limite de déformation :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\text{Sens xx : } \frac{e}{L_x} = \frac{0,15}{1,8} = 0,0833 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20M_0x}\right) = 0,0375 \quad \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{2,01}{100 \times 13} = 0,0015 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \quad \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

$$\text{Sens yy : } \frac{e}{L_y} = \frac{0,15}{3,6} = 0,0416 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20M_0x}\right) = 0,0375 \quad \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{2,01}{100 \times 13} = 0,0015 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \quad \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

⇒ Les conditions sont vérifiées selon les deux sens, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.2.2.5. Schéma de ferrailage des dalles pleines

Les schémas de ferrillages des différentes dalles pleines sont illustrés sur les figures ci-dessous

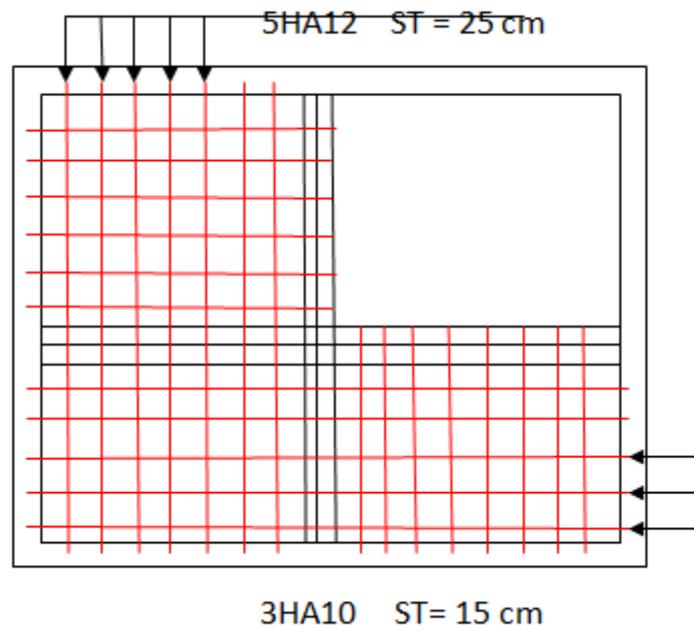


Figure.III.12. Schéma de ferrailage de dalle sur 4 appuis

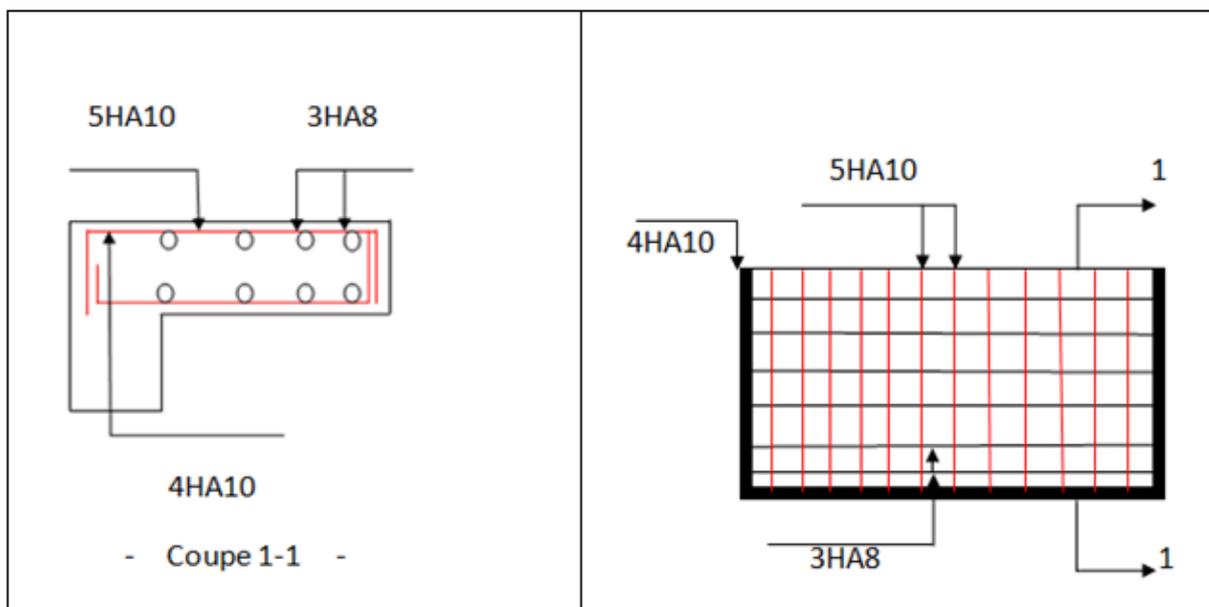


Figure III.13. Schémas de ferrailage des dalles pleines en 3 appuis

III.3. Etude de l'escalier

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Exemple de calcul :

III.3.1. Escalier étage courant

III.3.1.1. Evaluation des charges et surcharges

Sur la volée d'escalier : $G_v = 8,69 \text{ KN/m}^2$; $Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

Sur le palier d'escalier : $G_p = 5.18 \text{ KN/m}^2$; $Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2$

III.3.1.2. Combinaison de charges

à l'ELU

- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1,35G_v + 1,5Q_v = (1,35 \times 8,69) + (1,5 \times 2,5) = 15,48 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1,35G_p + 1,5Q_p = (1,35 \times 5,18) + (1,5 \times 2,5) = 10,74 \text{ KN/ml}$$

- Schéma statique :

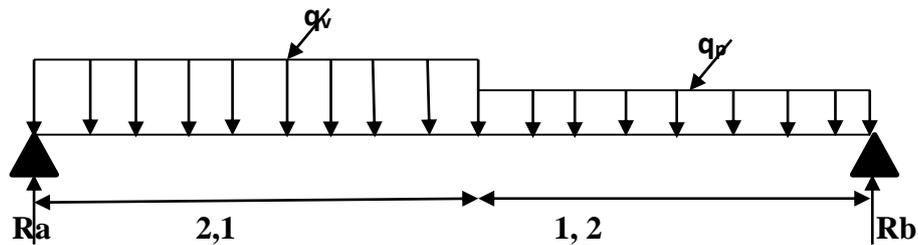


Fig.III.14. Schéma statique de l'escalier

Calcul des sollicitations :

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM). Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau.III.29. Sollicitations dans l'escalier étage courant

Appuis	Réactions		$V_u^{max}(\text{KN})$	$M_0^{max} (\text{KN.m})$	
	ELU	ELS		ELU	ELS
A	24,511	17,697	24,511	20,316	14,682
B	20,892	15,017			

III.3.1.3. Ferrailage de l'escalier

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau.III.30. Ferrailage de la 1^{er} et 2^{ème} volée de l'escalier étage courant :

Cas	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ²)	St (cm)
En travée	15,237	0,011	0,0013	0,129	3,39	1,57	4HA12 = 4,52	25
En appui	10,158	0,042	0,054	0,127	2,29	1,57	4HA10 = 3.14	25

Armatures de répartition : On a des charges réparties : A répartition = A principales /4

En travée : A^{rep} = 1,13 cm² /ml → soit A^{rep} : 4HA8 = 2,01 cm²

En appui : A^{rep} = 0,78 cm²/ml → soit A^{rep} : 4HA8 = 2,01 cm²

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{24,511 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,188 \text{ MPA} < 1,17 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Donc nous n'avons pas besoin de faire des armatures transversales

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que la contrainte de compression dans le béton, On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau.III.31. Vérification des contraintes à l'ELS

cas	M ₀ (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ (MPa)	Observation
En travée	15,024	11,268	3,57	7545,751	5,20	15	vérifié
En appui	15,024	-7,512	3,09	5608,737	3,99	15	vérifié

➤ Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

1) $e = 0,15 \text{ m} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20M_0}\right) \times l = 0,124 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifié}$

2) $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,003 \text{ cm} < \frac{2}{f_e} = 0,005 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$

3) $L = 3,3 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.3.1.4. Schéma de ferrailage de l'escalier

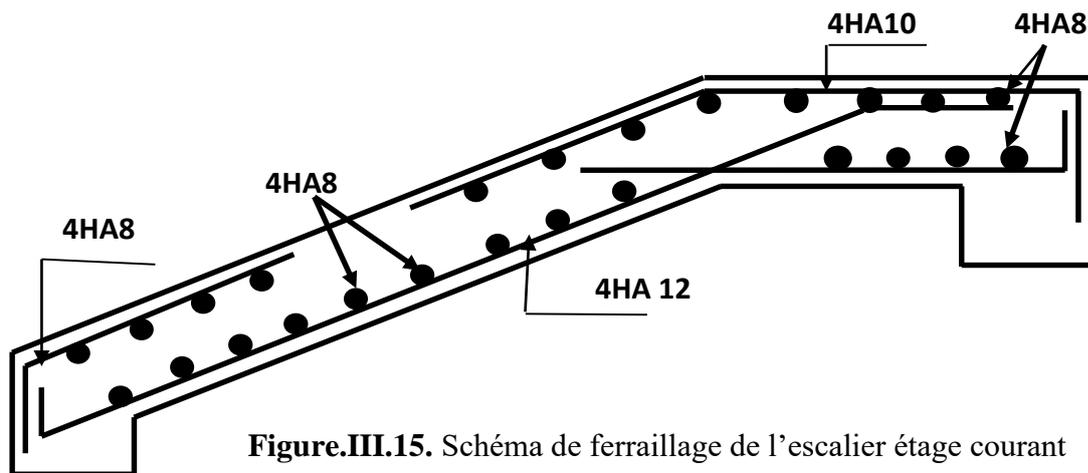


Figure.III.15. Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant

III.3.2. Etude de la poutre palière

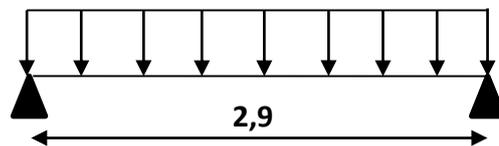


Figure.III.16. Schéma statique de la poutre palière

III.3.2.1. Dimensionnement

D'après la condition de flèche défini par le BAEL91 :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{290}{15} \leq h \leq \frac{290}{10} \Leftrightarrow 19,33 \text{ cm} \leq h \leq 29 \text{ cm}$$

Exigence du RPA : $h \geq 30\text{cm}$

$$b \geq 20\text{cm}$$

On prend $b = h = 30\text{cm}$

$$h/b < 4$$

III.3.2.2. Définition des charges

La poutre palière est soumise à :

- Son poids propre : $G = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/m}$
- Charges transmises de la paillasse : ELU : $R_{BU} = 20,892 \text{ KN}$; ELS : $R_{BS} = 15,017 \text{ KN}$
- Poids du mur : $G_{mur} = 1,44(3,06-0,3) = 3,97 \text{ KN/m}$

Calcul à la flexion simple :

Calcul des sollicitations :

$$A \text{ L'ELU} : q_u = 1,35 g_0 + R_{BU} = 1,35 (3,97 + 2,25) + 21,12 = 29,517 \text{ KN/m}$$

$$A \text{ L'ELS} : q_s = g_0 + R_{BS} = (3,97 + 2,25) + 15,19 = 21,41 \text{ KN/m}$$

$$\text{Moments} : M_{0U} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 30,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 0,75 M_0 = 23,092 \text{ KN.m}$$

$$M_a^u = - 0,5 M_0 = - 15,395 \text{ KN.m}$$

Vérification à L'ELU

Effort tranchant :

$$V_u = \frac{qu \times l}{2} = 42,469 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{42,469 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,28} = 0,505 \text{ MPA}$$

III.3.2.3. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple :

b = 30cm ; h = 30cm ; d = 28cm ; f_{c28} = 25MPa, f_{bu} = 14.2MPa ; f_{st} = 400MPa

Tableau.III.32. Calcul d'armature

Cas	M(KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{trans} ^{FS(CAL)} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)
En travée	23,092	0,069	0,089	0,270	2,45	1,01
En appuis	15,395	0,046	0,059	0,273	1,62	1,01

III.3.2.4. Calcul d'armature à la torsion :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier,

Le moment à prendre est le moment d'appui de l'escalier.

$$M_{tor} = - \frac{Mb \times l}{2} = - \frac{10,38 \times 2,9}{2} = - 14,729 \text{ KN.m}$$

✓ **Armature longitudinal :**

$$A_L^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$U = 2(b-e) + (h-e) = 2(25+25) = 100 \quad \Omega = (b-e)(h-e) ; e = h/6 = 30/6 = 5 \text{ cm} \Leftrightarrow \Omega = 625 \text{ cm}^2$$

$$A_L^{tor} = 3,38 \text{ cm}^2$$

✓ **Armature transversal : (st=15 cm)**

$$A_L^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{14,729 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 2,30 \text{ MPA} < \tau^{adm} = 3,33 \text{ MPA}$$

Ferrailage globale :

$$A = A_{trans}^{FS} + A_L^{tor} / 2$$

Le résultat de ferrailage et donné dans le tableau suivant :

Tableau.III.33. Ferrailage globale de la poutre palière de l'escalier étage courant

Cas		$A_{trans}^{FS}(cm^2)$	$A_{L}^{tor}/2(cm^2)$	$A(cm^2)$	A adopté (cm^2)
Armature longitudinal	En travée	2,45	1,69	4,14	3HA12+2HA10=4,96
	En appuis	1,62	1,69	3,31	3HA12+2HA10=4,96
Armature transversal		0,45	0,50	0,95	3HA12 =3,39

Vérification à L'ELS :

Les résultats de la vérification à L'ELS sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.III.34. Vérification nécessaire à L'ELS pour la poutre palière de l'escalier

Cas	q_s (KN/m ²)	M_{0s} (KN.m)	M^{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPA)	σ_{bc}^{adm} (MPA)	observation
En travée	21,237	22,32	16,743	9,56	34035,728	4,70	15	Vérifié
En appui	21,237	22,32	11,162	9,56	34035,728	3,13	15	Vérifié

Vérification de la flèche

D'après le BAEL, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

1. $H = 0,3 \text{ m} \geq \max (1/16 ; Mt/10M_0) \times l = 0,21 \text{ m} \dots\dots\dots$ vérifié
2. $A = 4,96 \text{ cm}^2 \leq (4,2 \text{ bd/fe}) = 8,82 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifié
3. $L = 2,9 \text{ m} < 8\text{m} \dots\dots\dots$ vérifié

Schéma de ferrailage :

En appuis	En travée
-----------	-----------

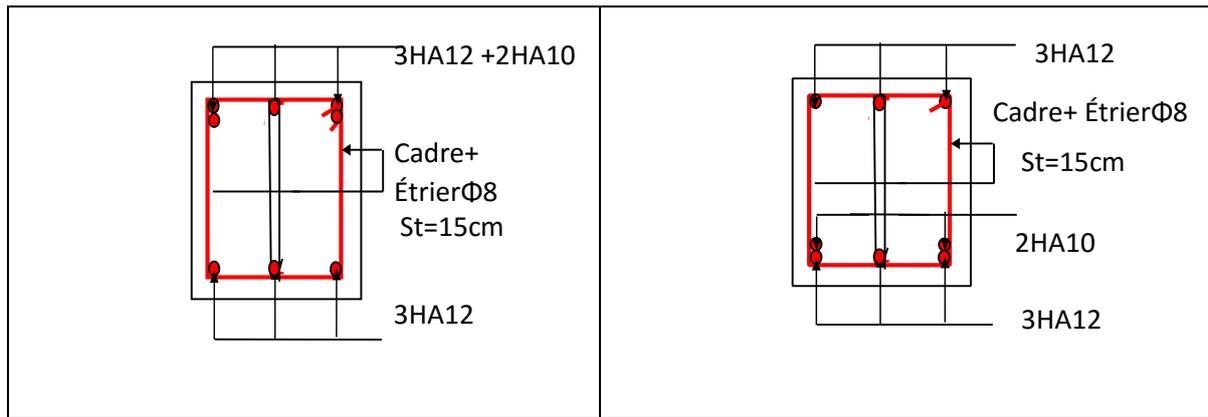


Figure.III.17. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.3.3. Escalier RDC

- Volée 1 :

III.3.3.1. Evaluation de charges et surcharges :

Tableau. III.35. Evaluation de charges et surcharges :

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q (KN/ml) (ELU)	q (KN/ml) (ELS)
Volée	9,10	2,5	16,035	11,60
Palier	5.18	2,5	10,74	7,68

- Schéma statique :

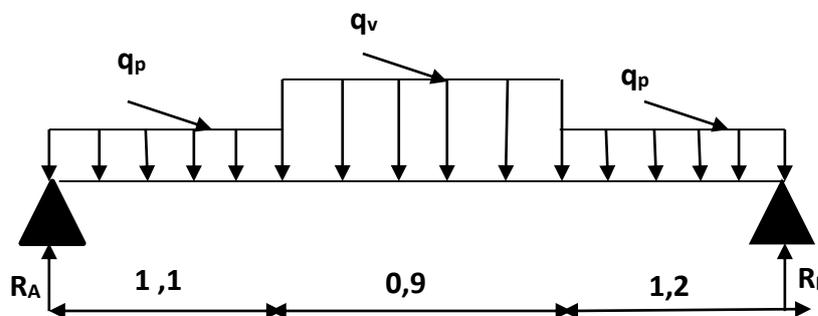


Fig.III.18. Schéma statique de la 1^{ère} volée

III.3.3.2. Calcul des sollicitations

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM). Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau III.36. Sollicitations dans l'escalier RDC

Appuis	Réactions	V _u ^{max} (KN)	M ₀ ^{max} (KN.m)
--------	-----------	------------------------------------	--------------------------------------

	ELU	ELS		ELU	ELS
A	19,65	14,11	19,65	17,029	12,256
B	19,49	13,99			

III.3.3.3. Ferrailage

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.37. Ferrailage de la 1^{er} volée de l’escalier RDC :

Cas	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ²)	St (cm)
En travée	12,772	0,053	0,068	0,126	2,91	1,57	4HA12=4,52	25
En appui	8,514	0,035	0,044	0,127	1,92	1,57	3HA10=2,36	25

Armatures de répartition : On a des charges réparties : A répartition = A principales/4

En travée : A_{rep} = 1,13 cm²/ml → soit A_{rep} : 4HA8 = 2,01 cm²

En appui : A_{rep} = 0,59 cm²/ml → soit A_{rep} : 4HA8 = 2,01 cm²

Vérification de l’effort tranchant :

$$\zeta_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{19,65 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,151 \text{ MPA} < 1,17 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Donc nous n’avons pas besoin de faire des armatures transversales

Calcul à l’ELS : Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.38. Vérification des contraintes à l’ELS

cas	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ (MPa)	Observation
En travée	9,192	3,57	7545,751	4,35	15	vérifié
En appui	6,128	2,70	4411,686	3,75	15	vérifié

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l’une des conditions suivantes n’est pas observée

$$e = 0,15 \text{ m} \geq \max \left(\frac{3}{80} ; \frac{Mt}{20M0} \right) = 0,12 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,003 \text{ cm} < \frac{2}{f_e} = 0,005 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$L = 3,2 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage de l'escalier RDC (volée 1)

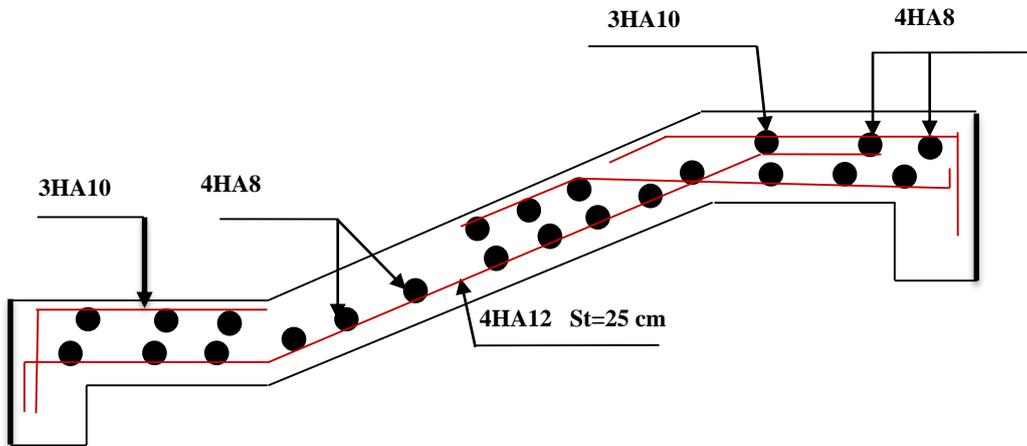


Fig.III.19. Schéma de ferrailage de la volée 1 de l'escalier RDC

- Volée 2et 3 : Evaluation de charges et surcharges :

Tableau.III.39. Evaluation de charges et surcharges :

	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	q (KN/ml)(ELU)	q (KN/ml) (ELS)
Volée	8,59	2,5	15,35	11,10
Palier	5.18	2,5	10,74	7,68

- Schéma statique :

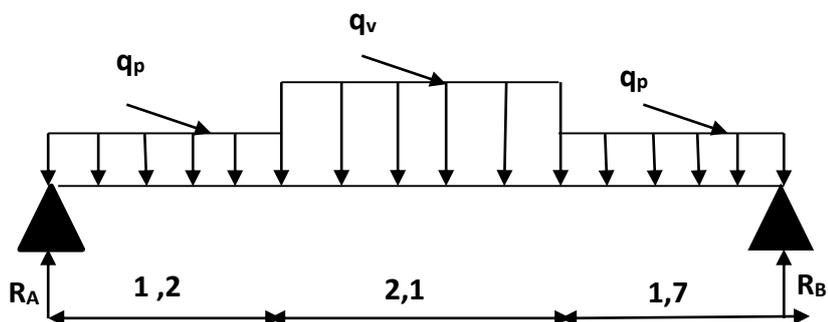


Fig.III.20. Schéma statique des volées 2et 3 de l'escalier RDC

- ❖ Calcul des sollicitations :

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM). Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau.III.40. Sollicitations dans l'escalier RDC

Appuis	Réactions		V_u^{\max} (KN)	M_0^{\max} (KN.m)	
	ELU	ELS		ELU	ELS
A	32,179	23,150	32,179	40,542	30,996
B	31,211	22,432			

❖ **Ferraillage :**

Tableau.III.41. Ferraillage de la 1^{er} volée de l'escalier RDC :

Cas	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	St (cm)
En travée	30,406	0,126	0,168	0,121	7,22	1,57	4HA16=8,04	30
En appui	20,271	0,084	0,109	0,124	4,69	1,57	4HA14=6,16	30

Armatures de répartition : On a des charges réparties : $A_{répartition} = A_{principales}/4$

En travée : $A_{rep} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{soit } A_{rep} : 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

En appui : $A_{rep} = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{soit } A_{rep} : 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{32,377 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,249 \text{ MPA} < 1,17 \text{ MPA} \text{ vérifié}$$

Donc nous n'avons pas besoin de faire des armatures transversales

Calcul à l'ELS :

Tableau.III.42. Vérification des contraintes à l'ELS

cas	M_0 (KN.m)	M^{ser} (KN.m)	Y(cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ (MPa)	Obs
En travée	30,996	23,247	4,52	11750,574	8,942	15	Vérifié
En appui	30,996	15,498	4,06	9615,721	6,543	15	Vérifié

Vérification de la flèche : La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

1. $\frac{e}{L} = \frac{0,15}{5} = 0,3 < \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) = 0,375$ pas vérifié
2. $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{8,04}{100 \times 13} = 0,006 > \frac{2}{f_e} = 0,005$ Pas vérifié
3. $L = 5 \text{ m} < 8 \text{ m}$ Vérifié

La première condition n'est pas vérifiée on doit vérifier la flèche

Vérification de la flèche :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) < f_{adm} = L/500 = 5/500 = 0,01 \text{ m}$$

Calcul de I₀

Avec : $b = 1 \text{ ml}$, $c = 2 \text{ cm}$, $h = 1,44 \text{ m}$; $d = 13 \text{ cm}$; $A = 8,04 \text{ cm}^2$

$$I_0 = \frac{b}{3}(v^{13} + v^{23}) + 15 A(v_2 + c) \quad V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 Ad \right)$$

Avec $B = b \times h = 100 \times 15 = 1500 \text{ cm}^2$

$$V_1 = 8,5452 \text{ cm}^2 \quad V_2 = h - v_1 = 6,4548 \text{ cm}^2$$

$$I_0 = 38384,591 \text{ cm}^4$$

Les charges qui reviennent sur la volée et le palier :

Volée : $j_v = 7,01 \text{ KN/m}^2$; $g_v = 8,59 \text{ KN/m}^2$; $p_v = 11,10 \text{ KN/m}^2$

Palier : $j_p = 3,75 \text{ KN/m}^2$; $g_p = 5,18 \text{ KN/m}^2$; $p_p = 7,68 \text{ KN/m}^2$

Calcul des charges q_j, q_g, q_p

$$q_j = \frac{J_v \times L_v + (J_p \times L_{p1} + J_p \times L_{p2})}{L_v + L_{p1} + L_{p2}} = \frac{7,01 \times 2,1 + (3,75 \times 1,7 + 3,75 \times 1,2)}{2,1 + 1,7 + 1,2} = 5,119 \text{ KN/m}$$

$$q_g = \frac{g_v \times L_v + (g_p \times L_{p1} + g_p \times L_{p2})}{L_v + L_{p1} + L_{p2}} = \frac{8,59 \times 2,1 + (5,18 \times 1,7 + 5,18 \times 1,2)}{2,1 + 1,7 + 1,2} = 6,6122 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{P_v \times L_v + (P_p \times L_{p1} + P_p \times L_{p2})}{L_v + L_{p1} + L_{p2}} = \frac{11,10 \times 2,1 + (7,68 \times 1,7 + 7,68 \times 1,2)}{2,1 + 1,7 + 1,2} = 9,1164 \text{ KN/m}$$

Les résultats de calcul de la flèche sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.III.43. Vérification de la flèche dans l'escalier RDC

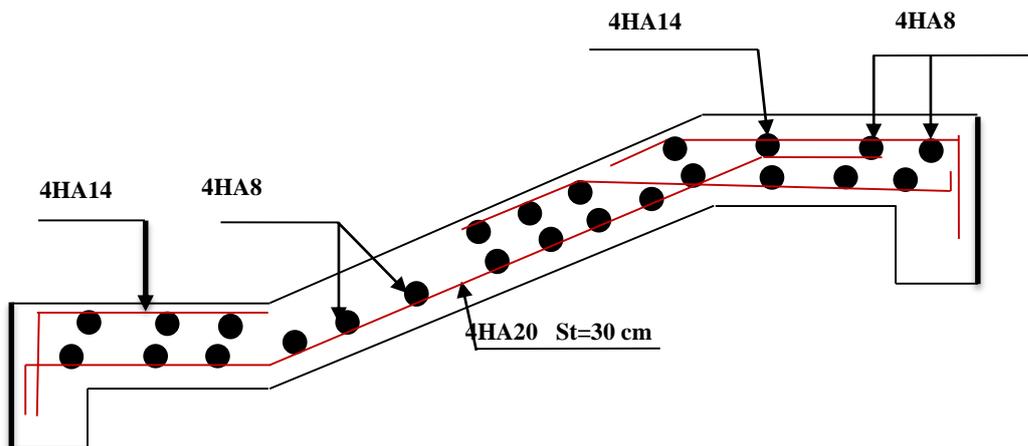
L(m)	A (cm ²)	M _{j ser} (KN.m)	M _{g ser} (KN.m)	M _{p ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
5	8,04	11,997	15,497	21,367	11750,574	38384,591
I _{fj} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf(cm)	f ^{adm} (cm)	observation
20630,998	17626,398	15051,759	27096,280	0,0130	0,01	Pas vérifié

La flèche n'est pas vérifiée donc On augmente la section de l'acier ⇒ A_s = 4HA20 = 12,57cm². Donc on revérifie la flèche

Tableau.III.44. La vérification de la flèche

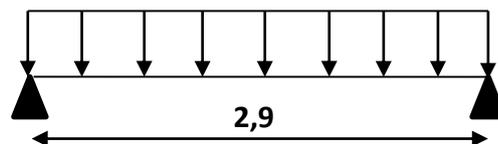
L(m)	A (cm ²)	M _j ^{ser} (KN.m)	M _g ^{ser} (KN.m)	M _p ^{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
5	12,57	11,997	15,497	21,367	16138,609	43796,462
I _{fj} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)	observation
28486,346	25174,589	22260,058	35325,425	0,0095	0,01	vérifié

Schéma de ferrailage de l'escalier RDC



FigureIII.21. Schéma ferrailage des volées 2 et 3 de l'escalier RDC

❖ Etude de la poutre brisée



FigureIII.22. Schéma statique de la poutre brisé

➤ Dimensionnement : D'après la condition de flèche défini par le BAEL91 :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} ; \tan\beta = \frac{1,44}{2,1} = 0,68 \Leftrightarrow \beta = 34,44^\circ$$

$$L = 1,2 + \frac{2,1}{\cos 34,44} + 1,7 = 5,45 ; \frac{545}{15} \leq h \leq \frac{545}{10}$$

$$\Leftrightarrow 36,33 \text{ cm} \leq h \leq 54,5 \text{ cm}$$

Exigence du RPA : $h \geq 30 \text{ cm}$

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

\Leftrightarrow On prend $b = 35 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm}$

$$h/b < 4$$

➤ Définition des charges : La poutre brisé est soumise à :

- Son poids propre : $G = 25 \times 0,35 \times 0,40 = 3,50 \text{ KN/m}$
- Charges transmises de les volées : ELU : $R_u = 32,179 \text{ KN}$; ELS : $R_s = 23,150 \text{ KN}$
- Poids du mur : $G_{\text{mur}} = 1,44(3,96-0,3) = 5,27 \text{ KN/m}$

➤ **Calcul à la flexion simple :**

Calcul des sollicitations :

A L'ELU : $q_u = 1,35 g_0 + R_u = 1,35 (3,50 + 5,27) + 32,179 = 44,01 \text{ KN/m}$

A L'ELS : $q_s = g_0 + R_s = (3,50 + 5,27) + 23,150 = 31,92 \text{ KN/m}$

Tableau III.45. Résultats de calcul des sollicitations

L (m)	$q_u(\text{KN/m}^2)$	$M_0 (\text{KN.m})$	$M_a (\text{KN.m})$	$M_t (\text{KN.m})$
2,9	44,01	46 ,26	23,13	34,69

➤ **Ferraillage de la poutre brisé à la flexion simple :**

$b = 35 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 38 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$; $f_{st} = 400 \text{ MPa}$

Tableau III.46. Ferraillage de la poutre brisé en travée et aux appuis

Cas	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{\text{trans}}^{\text{FS}}$ (cm ²)	A^{min} (cm ²)	St (cm)
En travée	34,69	0,048	0,062	0,370	2,69	1,61	20
En appuis	23,23	0,032	0,041	0,374	1,78	1,61	15

Vérification à L'ELU

Effort tranchant : $V_u = \frac{qu \times l}{2} = 63,81 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{63,81 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,38} = 0,470 \text{ MPA} < \tau_u^{\text{adm}} = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots \text{vérifié}$

Vérification des Armatures longitudinal au cisaillement :

$A > \left(V_u + \frac{Ma}{0,9 \times d} \frac{\gamma_s}{F_e} \right) = 63,81 \times 10^{-3} - \frac{23,13 \times 10^{-3}}{0,9 \times 38} \frac{1,15}{400} = 1,84 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérifié}$

Calcul à la torsion

$e = b/6 = 35/6 = 5,83 \text{ cm}$

$U = 2(b - e) + (h - e) = 2(29,17 + 34,17) = 126,68 ;$

$\Omega = (b - e)(h - e) = (35 - 5,83) (40 - 5,83) = 996,74 \text{ cm}^2$

Ferraillage à la torsion

$$M^{tor} = \frac{Ma \times L}{2} = \frac{20,271 \times 2,9}{2} = 29,39 \text{ KN.m}$$

$$A_L^{tor} = \frac{Mtor \times u}{2 \times \Omega \times fst} = \frac{29,39 \times 10^{-3} \times 1,2668}{2 \times 0,099674 \times 348} = 5,36 \text{ cm}^2$$

Armature longitudinal :

En travée : $A = 2,69 + \frac{5,36}{2} = 5,37 \Rightarrow$ on opte $\Rightarrow A = 3HA14 + 2HA10 = 6,19 \text{ cm}^2$

En appui : $A = 1,78 + \frac{5,36}{2} = 4,46 \Rightarrow$ on opte $\Rightarrow A = 3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau^{tor} = \frac{Mtor}{2 \times \Omega \times e} = \frac{29,39 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0099674 \times 5,83} = 2,50 \text{ MPA}$$

$$\tau_{tor}^{tot} = \sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_{fs}^2} = \sqrt{2,5^2 + 0,47^2} = 2,54 < \tau^{adm} = 3,33 \text{ MPA}$$

Armature transversal :

A la flexion simple :

En travée : ($St = 20 \text{ cm}$) : $A_T^{tor} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{fe} = \frac{0,4 \times 0,35 \times 0,2}{400} = 0,70 \text{ cm}^2$

En appui : ($St = 15 \text{ cm}$) : $A_T^{tor} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{fe} = \frac{0,4 \times 0,35 \times 0,15}{400} = 0,52 \text{ cm}^2$

A la torsion :

En appui : $A^{tor} = \frac{Mtor \times St}{2 \times \Omega \times fst} = \frac{29,38 \times 10^{-3} \times 0,15}{2 \times 0,099674 \times 348} = 0,63 \text{ cm}^2$

En travée : $A^{tor} = \frac{Mtor \times St}{2 \times \Omega \times fst} = \frac{29,39 \times 10^{-3} \times 0,20}{2 \times 0,099674 \times 348} = 0,84 \text{ cm}^2$

D'où les armatures transversales :

En travée : $A = 0,84 + 0,7 = 1,54 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on adopte : $A = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

en appuis : $A = 0,68 + 0,52 = 1,15 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on adopte : $A = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Vérification à L'ELS

Les résultats de la vérification à L'ELS sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.III.47. Vérification nécessaire à L'ELS pour la poutre brisée de l'escalier RDC :

Cas	qs	M _{0s}	M _{ser}	Y	I	σ _{bc}	σ _{bc} ^{adm}	obs
	(KN/m ²)	(KN.m)	(KN.m)	(cm)	(cm ⁴)	(MPA)	(MPA)	

En travée	31,92	33,55	25,16	11,79	82904,63	3,57	15	Vérifié
En appui	31,96	33,55	16,77	10,76	69740,057	2,58	15	Vérifié

Vérification de la flèche :

D'après le BAEL, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

1. $h = 0,35 \text{ m} \geq \max (1/16 ; Mt/10M_0) \times l = 0,22 \text{ m} \dots\dots\dots$ vérifié
2. $A = 2,01 \text{ cm}^2 \leq (4,2 b \times d / f_e) = 13,96 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifié
3. $L = 2,9 \text{ m} < 8\text{m} \dots\dots\dots$ vérifié

➤ **Schéma de ferrailage :**

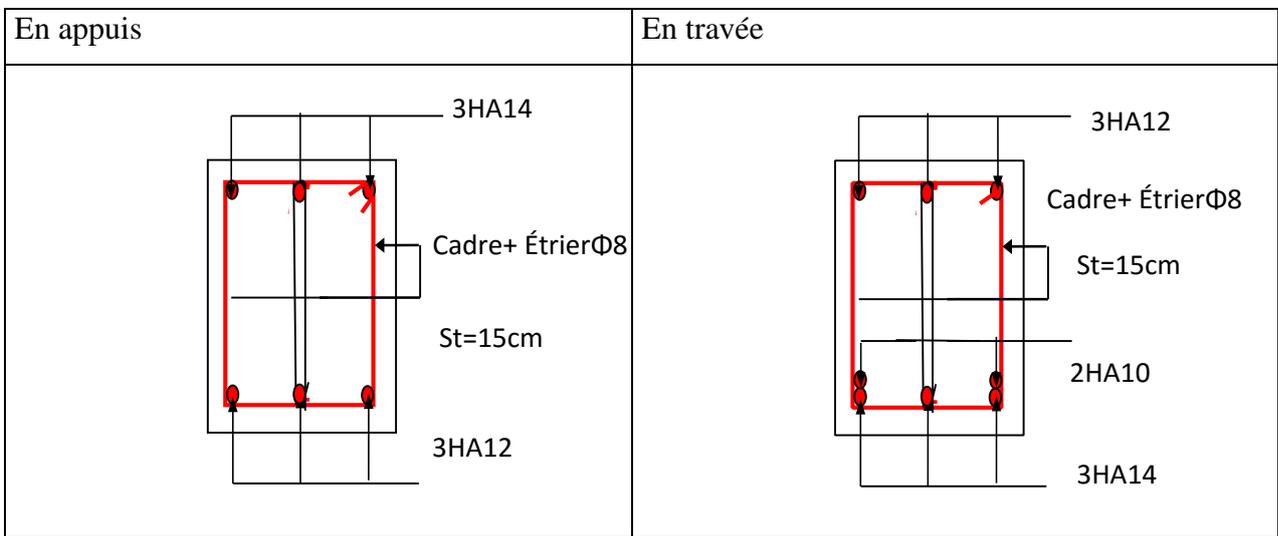


Figure.III.23. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.4. Etude de l'acrotère

III.4.1. Hypothèse de calcul

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur. La fissuration est considérée nuisible.

III.4.2. Evaluation des charges et surcharges :

Surface : $S = 60 \times 10 + (3 \times 10) / 2 + 7 \times 10 = 685 \text{ cm}^2$

Poids propre : $25 \times 0,0625 = 1,7 \text{ KN/m}$

$G = 2,06 \text{ KN/ml} ; Q = 1 \text{ KN/ml}$

Charge sismique F_p :

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ (RPA Article 6.2.3)

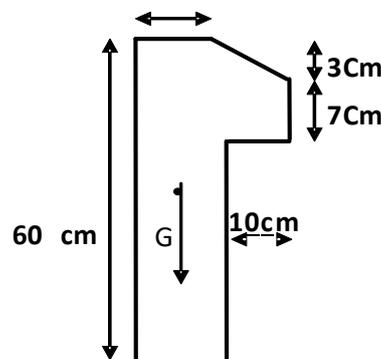


Figure.III.24. Vue en plan de l'acrotère

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 1B, zone IIa , A = 0,15).

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

W_p : Poids de l'acrotère. ($W_p = 2,06$) D'où : $F_p = 1,318$ KN

III.4.3. Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité G (X_g ; Y_g) :

$$X_g = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} = 6,24 \quad Y_g = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = 33,014$$

L'acrotère est soumis à : $M_G = 0$ KN.m ; $M_Q = Q \times h = 0,6$ KN.m ; $F_p = 1,318$ KN ;

$M_{Fp} = F_p \times Y_c = 0,435$ KN.m ; $N_G = 2,06$ KN/ml

Tableau III.48. Combinaison d'action de l'acrotère

Combinaisons	ELU Accidentelle	ELU	ELS
Sollicitation	G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q
N (KN)	2,06	2,781	2,06
M (KN.m)	1,035	0,9	0,6

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

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,781} = 0,323$$

$e_1 = 0,323 > \frac{h}{6} = 0,1$ → le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section donc

la section est partiellement comprimé $e = e_1 + e_a + e_2$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \Phi) ; \text{ avec : } \alpha = \frac{MG}{MG+MQ} \Leftrightarrow M_G = 0 \Leftrightarrow \alpha = 0$$

$$e_2 = \frac{3(1,2)^2}{10^4 \times 0,1} = 0,00864$$

$$e = 0,323 + 0,2 + 0,00864 = 0,532 \text{ m}$$

$$M_u = e \times N_u = 0,532 \times 2,781 = 1,48 \text{ KN.m}$$

III.4.5. Ferrailage de l'acrotère :

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Tableau III.49. Ferrailage d l'acrotère à l'ELU

M_{ua} (KN.m)	U_{bu}	A	z (m)	A_l (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix (cm ² /ml)	St (cm)
1,563	0,017	0,021	0,079	0,57	0,49	0,97	4HA8=2,01	25

III.4.6. Vérification :

✓ À L'ELU

Vérification au cisaillement :

$$V_u = F_p + Q = 1,318 + 1 = 2,318 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{2,318 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,028 \text{ MPA} < 2,5 \text{ MPA} \dots \dots \text{condition vérifié}$$

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,50 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 4\text{HA6} = 1,13 \text{ cm}^2 \quad (\text{St} = 15 \text{ cm})$$

Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma\mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

Avec : $\Sigma\mu_i$: la somme des périmètres des barres

$$\Sigma\mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 8 = 10,048$$

$$\tau_{se} = 2,318 \times 10^{-3} / (0,9 \times 0,08 \times 10,048) = 0,32 \text{ MPA}$$

$$0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\tau_{se} = 0,275 \text{ MPA} < 2,83 \text{ MPa}$$

✓ À L'ELS :

$$d = 0,08 \text{ m} ; N^{ser} = 2,06 \text{ KN} ; M^{ser} = 0,6 \text{ KN.m} ; \eta = 1,6$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = N^{ser} \times y^{ser} / \mu_t ; \sigma_s = 15 \times N^{ser} \times (d - y^{ser}) / \mu_t < \sigma_s^{adm} = \min (2/3 f_e ; 150\eta) = 240 \text{ MPA}$$

Position de l'axe neutre : $c = d - e_1$

$$e_1 = M^{ser} / N^{ser} + (d - h/2) = 0,6 / 2,06 + (0,08 - 0,1/2) = 0,321$$

$$c = 0,08 - 0,321 = - 0,241 \quad e_1 > d \Leftrightarrow c \text{ à l'extérieur de la section}$$

$$Y^{ser} = y_c + c \quad ; \quad Yc^3 + y_c \times p + q = 0$$

$$\text{Tel que : } p = - 3c^2 + \frac{90A}{b}(d - c) = - 3 (- 0,241)^2 + \frac{90 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1} (0,08 - (- 0,241)) = - 0,168 \text{ m}^2$$

$$q = - 2c^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 = - 3 (- 0,241)^3 - \frac{90 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1} (0,08 + 0,241)^2 = 0,026 \text{ m}^3$$

$$\rightarrow \Delta = 4p^3 + 27q^2 = 4 (- 0,168)^3 + 27 (0,026)^2 = - 7,145 \times 10^{-4}$$

$\Delta < 0 \rightarrow$ l'équation admet 3 racines

$$y_{c1} = a \cos (\phi/3) ; y_{c2} = a \cos [(\phi/3)+120^\circ] ; y_{c3} = a \cos [(\phi/3) + 240^\circ]$$

$$a = 2 \times \sqrt{-p/3} = 0,473 ; \phi = \cos^{-1}[(3q/2p)\sqrt{-3/p}] = 168,81^\circ$$

$$y_{c1} = 0,261 \quad ; \quad y_{c2} = - 0,472 \quad ; \quad y_{c3} = 0,209$$

On prend la solution qui vérifie la condition suivante :

$$-c < y_c < h - c \Leftrightarrow 0,241 < y_c < 0,341 \rightarrow \text{donc on prend : } y_c = 0,262 \text{ m}$$

$$Y = y_c + c = 0,262 - 0,241 = 0,021 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - 15A(d - y) = \frac{1 \times (0,021)^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,08 - 0,021) = 4,26 \times 10^{-5}$$

$$\mu_t = 4,26 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y = \frac{2,06 \times 10^{-3}}{4,26 \times 10^{-5}} \times 0,021 = 1,02 \text{ MPA} < \sigma^{adm} = 201,63 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

III.4.7. Schéma de ferrailage de l'acrotère :

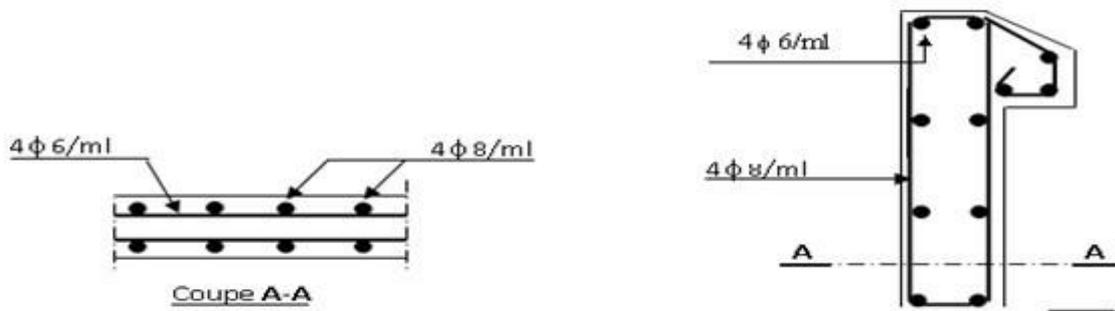


Figure.25. Schéma de ferrailage de l'acrotère

CHAPITRE IV

IV.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut causer des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité, cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

IV.2. Méthodes de calcul :

Le RPA 99/2003 propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

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

a) Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**RPA 99/version 2003 article 4.1.2**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique (Méthode statique équivalente) qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b) la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. (**RPA.art.4.1.3**)

c) la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire. (**RPA.art.4.1.3**)

Dans notre cas, les conditions de la méthode statique équivalente et la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes ne sont pas satisfaites car notre structure fait plus de 23m de hauteur et la nécessité de l'intervention d'un personnel qualifié nous oblige à utiliser la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.3. Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de $(0,8V_{st} / V_{dyn})$.

Avec :

V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculer par la méthode spectral modal).

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w \dots (\text{RPA.art.4.2.3})$$

Tel que :

- V_{st} : l'effort tranchant statique à la base du bâtiment.
- A : Coefficient d'accélération de zone, donné par le **tableau 4.1 du RPA**.

Dans notre cas : groupe d'usage b1 et zone sismique : IIa \Rightarrow **A = 0,20**

R : coefficient de comportement global de la structure.

Sa valeur est donnée par **RPA 99** (tableau 4-3) en fonction du système de contreventement

On a un contreventement mixte \Rightarrow **R = 5**.

Q : facteur de qualité. $Q = 1 + \sum_1^6 P_q \dots \dots \dots \text{RPA (Formule 4-4)}$

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

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (**RPA 99**).

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q .

	Sens xx		Sens yy	
	obs	p_q	obs	p_q
1. condition nominale sur les files de contreventement	non	0,05	Non	0,05
2. redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
3. régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4. régularité en élévation	Oui	0	Oui	0

5. controle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6. controle de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $Q_y = 1,15$ $Q_x = 1,15$

W : poids total de la structure : $W = \sum_{i=0}^n w_i$ avec : $w_i = w_{Gi} + \beta \times w_{Qi}$

w_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

w_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du **RPA 99**.

$\beta = 0.2 \rightarrow$ usage d'habitation.

Pour notre cas, on a : **$W_i = 38728,53 KN$**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen : il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & Si \quad 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & Si \quad T_2 \leq T \leq 3(s) \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & Si \quad T \geq 3(s) \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99** (Tableau 4.7)

Sol ferme $\rightarrow T_2 = 0,40 s$

$$T = c_T \times H^{3/4} \quad \rightarrow \quad H = 38,16 m ; c_T = 0,05 \quad \rightarrow \quad T = 0,76 s \dots \dots \dots (1)$$

$$T_x = 0,09 \times \frac{H}{\sqrt{L_x}} \quad \rightarrow \quad L_x = 13 m \quad \rightarrow \quad T_x = 0,95 s \dots \dots \dots (2)$$

$$T = \min(T; T_x) = 0,76 s \quad \rightarrow \quad T = 0,76 s > T_2 = 0,4 s$$

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du

Type de structure et de l'importance des remplissages **RPA** (Tableau 4.2)

On prend : $\xi = \frac{7+10}{2} = 8,5 \% \rightarrow \eta = 0,82$

$$D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \rightarrow \mathbf{D_x = 1,32}$$

$$T_y = 0,09 \times \frac{H}{\sqrt{L_y}} \quad \rightarrow \quad L_y = 27 m \quad \rightarrow \quad T_y = 0,66 s$$

$$T = \min(T; T_y) = 0,66 s \quad \rightarrow \quad T = 0,66 s > T_2 = 0,4 s$$

$$Dy = 2,5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \rightarrow Dy = 1,46$$

D'où la force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st x} = 1766,04 \text{ KN}$$

$$V_{st y} = 1951,37 \text{ KN}$$

IV.3.1. Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1,25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ \frac{S_g}{g} = 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{2/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{Si } T > 3 \text{ s} \end{array} \right.$$

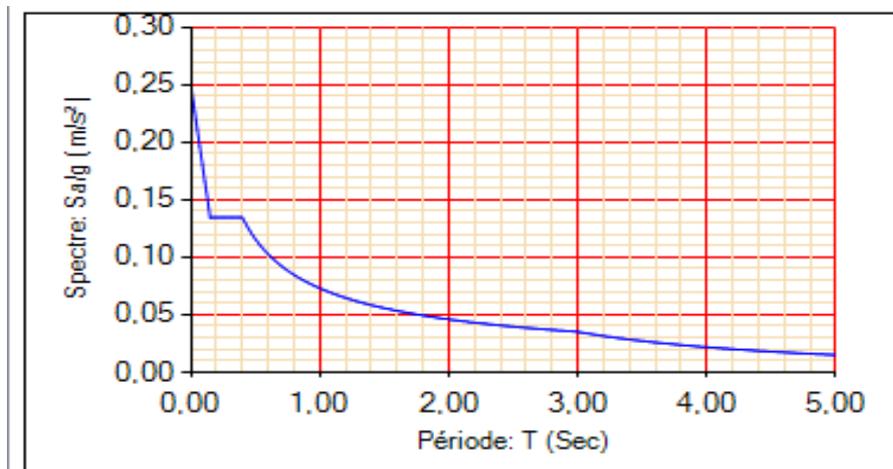


Figure IV.1. Spectre de réponse

Résultats obtenus : Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous avons obtenus les résultats suivants :

IV.3.2. Disposition des voiles de contreventement

La disposition des voiles de contreventement est représentée sur la figure ci-dessous

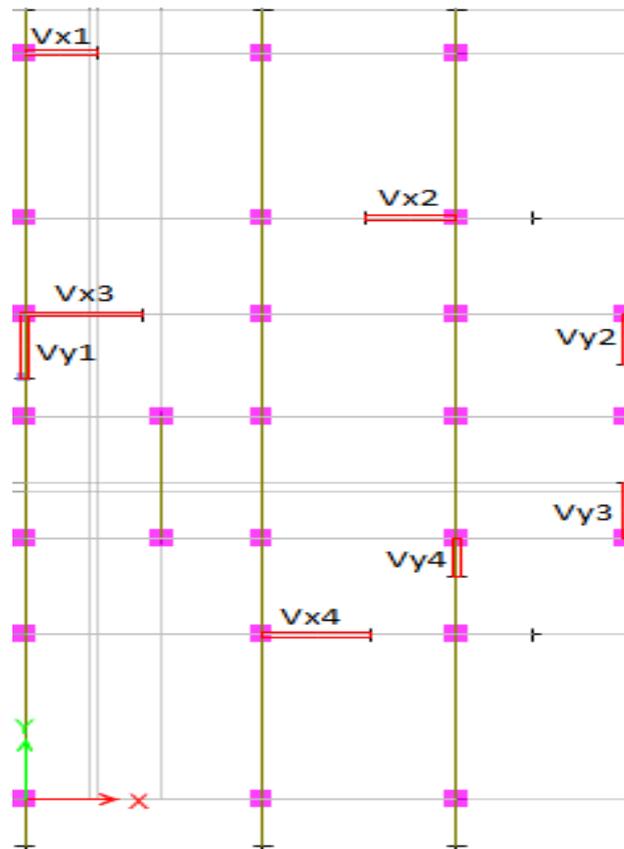


Figure IV.2 : Disposition des voiles de contreventement

IV.3.3. Période de vibration et participation massique :

Le coefficient de participation massique correspond au $i^{\text{ème}}$ mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment. Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure

Modes	Période (s)	(%) de la Masses modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0,859	0,7451	0,0005	0,7451	0,0005
2	0,841	0,0007	0,7609	0,7457	0,7613
3	0,811	2,476E-05	2,667E-05	0,7458	0,7613
4	0,266	0,0655	0,0543	0,8113	0,8156
5	0,262	0,0484	0,0733	0,8597	0,8889
6	0,25	0,0228	0,0002	0,8824	0,8891
7	0,143	0,0183	0,0207	0,9007	0,9098

Interprétation des résultats obtenus :

Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS 2016 dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30% (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)

Période majorées de 30% $T_{exp} = 1,3 \times T_x = 0,99 \text{ s}$, $T_{exp} = 1,3 \times T_y = 0,85 \text{ s}$

-Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X

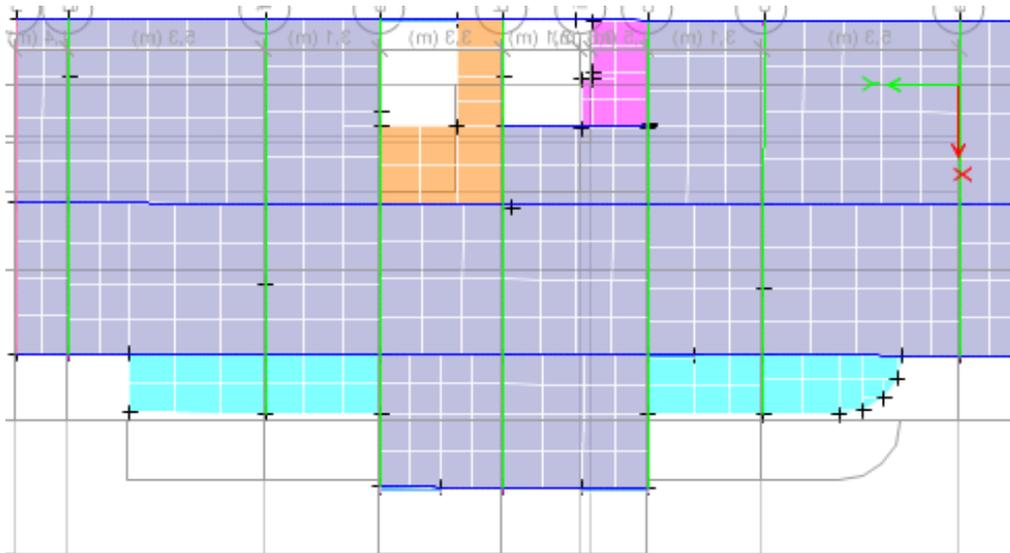


Figure IV.3. Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X) (T=0,859 s)

-Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y

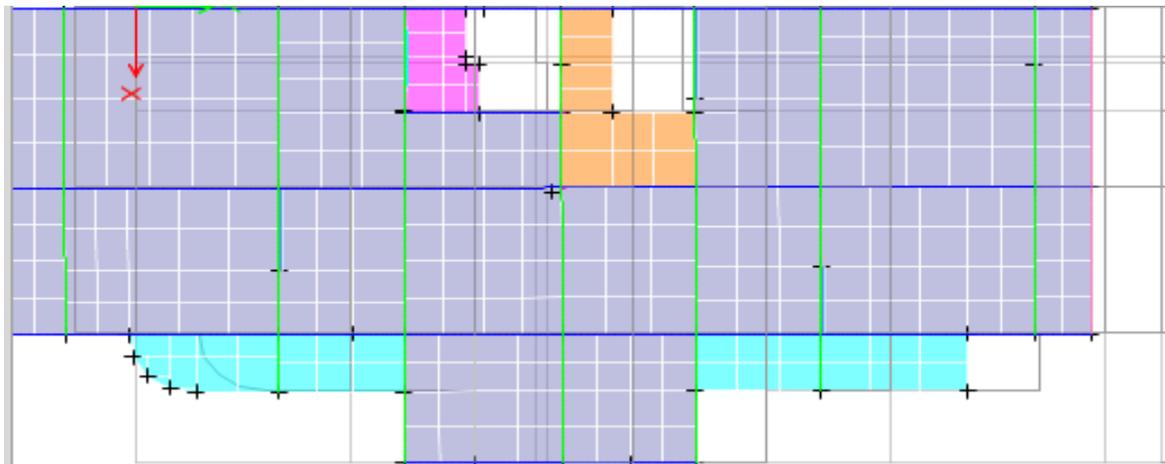


Figure IV.4. Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y) (T=0,841 s)

-Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

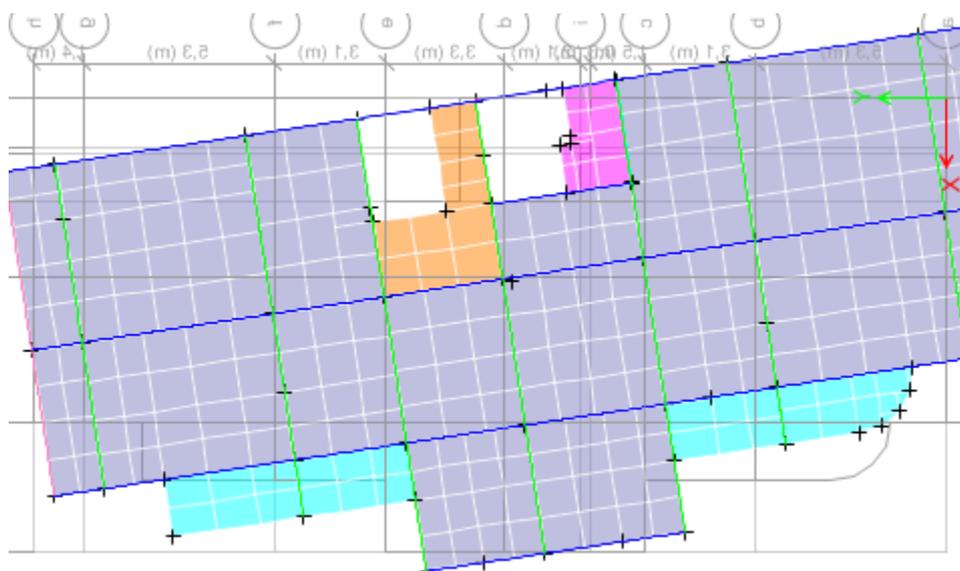


Figure IV.5. Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z) (T=0,811 s)

IV.4. Vérification des résultats obtenus

IV.4.1. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003 (Art3.4. a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

✓ **Sous charges verticales :**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

✓ **Sous charges horizontales :**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales :

Tableau IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
Etage 10	-3423,013	-786,8744	-4209,8869	81,31	18,69	vérifiée
Etage 9	-6347,081	-1484,369	-7831,4503	81,05	18,95	vérifiée
Etage 8	-9371,746	-2133,575	-11505,32	81,46	18,54	vérifiée
Etage 7	-12382,14	-2791,513	-15173,658	81,60	18,40	vérifiée
Etage 6	-15535,13	-3356,961	-18892,095	82,23	17,77	vérifiée
Etage 5	-18637,08	-3955,763	-22592,844	82,49	17,51	vérifiée

Etage 4	-21916,02	-4434,376	-26350,392	83,17	16,83	vérifiée
Etage 3	-25106,91	-4974,72	-30081,628	83,46	16,54	vérifiée
Etage 2	-28481,85	-5386,015	-33867,861	84,10	15,90	vérifiée
Etage 1	-31713,13	-5962,463	-37675,59	84,17	15,83	vérifiée
RDC	-34384,3	-7268,619	-41652,922	82,55	17,45	vérifiée

- Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales

✓ Dans les sens xx :

Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales (xx)

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
Etage 10	344,9545	93,886	438,8405	78,61	21,39	vérifiée
Etage 9	378,1836	182,9079	561,0915	67,40	32,60	vérifiée
Etage 8	539,0875	235,2286	774,3161	69,62	30,38	vérifiée
Etage 7	612,9053	293,4292	906,3345	67,62	32,38	vérifiée
Etage 6	715,8533	326,9164	1042,77	68,65	31,35	vérifiée
Etage 5	762,0927	402,5696	1164,662	65,43	34,57	vérifiée
Etage 4	889,35	383,9395	1273,29	69,85	30,15	vérifiée
Etage 3	895,0285	471,2606	1366,289	65,51	34,49	vérifiée
Etage 2	912,8517	535,81	1448,662	63,01	36,99	vérifiée
Etage 1	955,2533	568,3894	1523,643	62,70	37,30	vérifiée
RDC	547,9676	1008,4668	1556,434	35,21	64,79	vérifiée

✓ Dans le sens yy :

Tableau IV.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales (yy)

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
Etage 10	305,6227	86,1014	391,7241	78,02	21,98	vérifiée
Etage 9	351,289	173,7617	525,0507	66,91	33,09	vérifiée
Etage 8	474,5881	244,1372	718,7253	66,03	33,97	vérifiée
Etage 7	546,182	336,7961	882,9781	61,86	38,14	vérifiée
Etage 6	678,3209	350,9779	1029,299	65,90	34,10	vérifiée
Etage 5	725,8648	435,0732	1160,938	62,52	37,48	vérifiée
Etage 4	809,6844	470,9069	1280,591	63,23	36,77	vérifiée
Etage 3	829,6219	558,1386	1387,761	59,78	40,22	vérifiée

Etage 2	897,2188	588,6118	1485,831	60,38	39,62	vérifiée
Etage 1	902,0164	648,4255	1550,442	58,18	41,82	vérifiée
RDC	574,5903	1061,3552	1635,946	35,12	64,88	vérifiée

D’où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié.

IV.4.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base :

Le **RPA99/2003** exige de vérifier la relation suivante : $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

	V_{dyn} (KN)	$0,8 V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X-X	1621,7837	1412,831492	Vérifier
Sens Y-Y	1669,88	1561,092211	Vérifier

Remarque : Dans le cas où l’effort tranchant à la base n’est pas vérifié, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de $(0,8V_{st}/V_{dyn})$.

IV.4.3. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l’étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta K = \delta k - \delta_{k-1} \quad ; \quad \text{Avec : } \delta K = R \times \delta_{ek}$$

δk : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donnée par le **RPA99/2003** (Art4.43).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l’effet de torsion).

R : coefficient de comportement dynamique ($R = 5$).

Il faut vérifier que : $\Delta_k < 1\% * hauteur_{\text{etage}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

✓ **Dans les sens xx :**

Tableau IV.7. Vérifications des déplacements de niveaux (xx)

Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
RDC	0,0935	0,4675	0	0,47	396,0	0,118	vérifiée
Etage 1	0,2299	1,1495	0,4675	0,68	306,0	0,223	vérifiée
Etage 2	0,3879	1,9395	1,1495	0,79	306,0	0,258	vérifiée

Etage 3	0,5542	2,771	1,9395	0,83	306,0	0,272	vérifiée
Etage 4	0,7195	3,5975	2,771	0,83	306,0	0,270	vérifiée
Etage 5	0,8823	4,4115	3,5975	0,81	306,0	0,266	vérifiée
Etage 6	1,0357	5,1785	4,4115	0,77	306,0	0,251	vérifiée
Etage 7	1,1766	5,883	5,1785	0,70	306,0	0,230	vérifiée
Etage 8	1,301	6,505	5,883	0,62	306,0	0,203	vérifiée
Etage 9	1,4089	7,0445	6,505	0,54	306,0	0,176	vérifiée
Etage 10	1,515	7,575	7,0445	0,53	306,0	0,173	vérifiée

✓ Dans le sens yy :

Tableau IV.8. Vérifications des déplacements de niveaux (yy)

Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
RDC	0,0846	0,423	0,000	0,42	396,0	0,107	vérifiée
Etage 1	0,2113	1,057	0,423	0,63	306,0	0,207	vérifiée
Etage 2	0,3575	1,788	1,057	0,73	306,0	0,239	vérifiée
Etage 3	0,5116	2,558	1,788	0,77	306,0	0,252	vérifiée
Etage 4	0,6644	3,322	2,558	0,76	306,0	0,250	vérifiée
Etage 5	0,8116	4,058	3,322	0,74	306,0	0,241	vérifiée
Etage 6	0,9486	4,743	4,058	0,69	306,0	0,224	vérifiée
Etage 7	1,0741	5,371	4,743	0,63	306,0	0,205	vérifiée
Etage 8	1,1836	5,918	5,371	0,55	306,0	0,179	vérifiée
Etage 9	1,2756	6,378	5,918	0,46	306,0	0,150	vérifiée
Etage 10	1,3507	6,754	6,378	0,38	306,0	0,123	vérifiée

On voit bien à travers ces deux tableaux que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.4.5. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ) :

Les effets du 2^{ième} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = p_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$: Effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1"

h_k : Hauteur de l'étage "k".

- Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

✓ Dans le Sens xx :

Tableau IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Dans le sens X-X			
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Observation
RDC	396,0	38728,538	0,47	1621,783749	0,028	vérifiée
1er étage	306,0	34854,528	0,68	1590,907827	0,049	vérifiée
2em étage	306,0	31323,368	0,79	1528,017449	0,053	vérifiée
3em étage	306,0	27813,958	0,83	1443,061988	0,052	vérifiée
4em étage	306,0	24359,493	0,83	1342,797062	0,049	vérifiée
5em étage	306,0	20887,711	0,81	1227,33621	0,045	vérifiée
6em étage	306,0	17472,187	0,77	1096,505819	0,040	vérifiée
7em étage	306,0	14044,814	0,70	949,313693	0,034	vérifiée
8em étage	306,0	10667,414	0,62	780,3934032	0,028	vérifiée
9em étage	306,0	7286,4826	0,54	579,4389086	0,022	vérifiée
10em étage	306,0	3956,8358	0,53	334,6282021	0,020	vérifiée

✓ Dans le sens yy :

Tableau IV.10. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Dans le sens Y-Y			
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Observation
RDC	396,0	38728,538	0,42	1669,879984	0,025	vérifiée
1er étage	306,0	34854,528	0,63	1637,060781	0,044	vérifiée
2em étage	306,0	31323,368	0,73	1571,275791	0,048	vérifiée
3em étage	306,0	27813,958	0,77	1483,690288	0,047	vérifiée
4em étage	306,0	24359,493	0,76	1379,603103	0,044	vérifiée

5em étage	306,0	20887,711	0,74	1258,267824	0,040	vérifiée
6em étage	306,0	17472,187	0,69	1120,892935	0,035	vérifiée
7em étage	306,0	14044,814	0,63	966,859318	0,030	vérifiée
8em étage	306,0	10667,414	0,55	789,9155976	0,024	vérifiée
9em étage	306,0	7286,4826	0,46	581,5610803	0,019	vérifiée
10em étage	306,0	3956,8358	0,38	333,7874374	0,015	vérifiée

Remarque : On voit bien que la condition est largement satisfaite, donc l'effet P-Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

IV.4.6. Vérification de l'effort normal réduit :

On entend par effort normal réduit, le rapport $\gamma = N / (f_{c28} \times B)$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B : l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : La résistance caractéristique du béton.

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, le **RPA99/2003 (7.4.3.1)** nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de section) la relation suivante :

$$\gamma = N / (f_{c28} \times B) \leq 0,3$$

Tableau IV.11. Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	γ	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
RDC	65	65	4225	2259,9459	0,214	vérifiée
Etages 1 et 2	65	60	3900	2093,7918	0,215	vérifiée
Etages 3 et 4	60	60	3600	1644,1418	0,183	vérifiée
Etages 5 et 6	60	55	3300	1213,4657	0,147	vérifiée
Etages 7 et 8	55	55	3025	799,204	0,106	vérifiée
Etages 9 et 10	55	50	2750	401,6109	0,058	Vérifiée
Etages 11	50	50	2500	131,5251	0,021	Vérifiée

IV.5. Conclusion

La disposition des voiles adoptée, en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, répond aux exigences du **RPA** concernant l'interaction voile- portique.

Les poteaux et poutres seront ferrillés selon les nouvelles dimensions suivantes :

Tableau IV.12. Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	RDC	1+2	3+4	5+6	7+8	9+10	11
Poteaux (Cm²)	65 × 65	65 × 60	60 × 60	60 × 55	55 × 55	55 × 50	50 × 50
Voiles (cm)	20	16					
P.P (cm²)	35 × 45						
P.S (cm²)	35 × 40						

CHAPITRE V

V.1. Introduction

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles seront calculées à la flexion simple.

✓ Hypothèses.

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement.

V.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS dans l'ordre suivant :

1,35 G + 1,5 QELU

G + QELS

G + Q ± Ex

G + Q ± Ey

0,8 G ± E

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$(N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}) \rightarrow A_1$

$(N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}) \rightarrow A_2 \Rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$

$(M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}) \rightarrow A_3$

V.2.1. Recommandations du RPA99 :

➤ Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8 % $b_1 \times h_1$ en zone **IIa**
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - 4 % en zone courante

- 6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone **IIa**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone **IIa**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.I

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_0}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$l' = 2h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

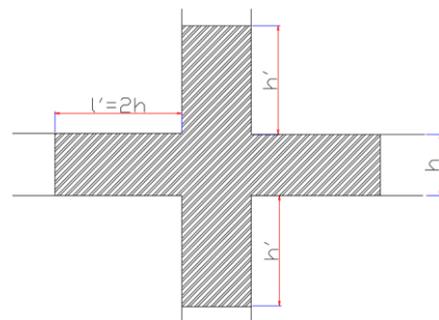


Figure V .1 : Schéma d'une zone nodale

Tableau .V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau	A^{\min} RPA (cm ²)	A^{\max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	65 × 65	33,8	169	253,5
1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	60 × 65	31,2	156	234
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	60 × 60	28,8	144	216
5 ^{ème} + 6 ^{ème} étages	55 × 60	26,4	132	198
7 ^{ème} +8 ^{ème} étages	55 × 55	24,2	121	181,5
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	50 × 55	22	110	165
11 ^{ème} étage	50 × 50	20	100	150

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A = \frac{At}{t} = \frac{\rho_a \times V_{\max}}{h_1 \times f_e} \text{ (Art : 7.4.2.2)}$$

Avec :

V^{max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.

ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \text{ avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

- ✓ **Dans la zone nodale** $t \leq \text{Min}(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa
- ✓ **Dans la zone courante** $t \leq 15 \phi_l$ en zone IIa

Où : ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t}{t \times b_1} \times 100$ 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.

Avec λ_g : l'élanement géométrique du poteau

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum ;

V.2.2. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirées directement du logiciel ETABS 2016, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau .V.2 : Les Armatures longitudinales dans les poteaux

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V^{max} (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
RDC	2905,4327	33,6862	35,8045	54,6167	172,7178	208,6342	86,4842
Etage 1et 2	2692,2064	69,2148	8,5693	22,9048	249,8228	899,0851	37,0650
Etage 3et4	2116,3396	23,557	15,1059	2,5919	205,0204	627,8637	38,7976
Etage 5et6	1568,2721	20,936	17,0416	2,9550	172,5823	358,6224	42,1967

Etage 7et8	1039,955	22,2335	21,1089	26,3296	122,6958	190,1816	41,3327
Etage 9et10	527,1037	19,4365	1,0269	10,2984	122,5693	77,7191	54,7675
Etage 11	160,6779	23,1267	16,8762	26,5748	62,6638	135,1062	32,0575

V.2.3. Calcul du ferrailage :

➤ Ferrailage longitudinal

Hypothèses de calcul :

- Fissuration peu préjudiciable ($e = 3 \text{ cm}$) ;
- Calcul en flexion composée ;
- Calcul suivant BAEL 91 mode. 99.

➤ Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

Soit : $M^{\max} = 172,7178 \text{ KN}$; $N^{\text{corr}} = 208,6342 \text{ KN.m}$ (0,8G + Ex)

$b = 65 \text{ cm}$; $h = 65 \text{ cm}$; $d = 63 \text{ cm}$;

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$,

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{172,7178}{208,6342} = 0,828 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 0,325 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est en

dehors de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 236,351 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{236,351 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,65 \times 0,63^2} = 0,064$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A ; } A = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0,083$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,609 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 9,70 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A^1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 9,70 - \frac{208,6342 \times 10^{-3}}{400} = 4,48 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

Tableau .V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Type de Section	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
RDC	65 × 65	S.P.C	4,48	33,8	36,70	12HA16+4HA20
Etage1 et 2	60 × 65	S.P.C	2,37	31,2	36,70	12HA16+4HA20
Etage 3et 4	60 × 60	S.P.C	1,99	28,8	30,22	12HA16+4HA14
Etage 5et 6	55 × 60	S.P.C	3,48	26,4	28,65	4HA20+8HA16
Etage 7et 8	55 × 55	S.P.C	7,98	24,2	28,65	4HA20+8HA16
Etage9et10	50 × 55	S.P.C	5,02	22	22,24	8HA16+4HA14
Etage 11	50 × 50	S.P.C	1,65	20	20,36	4HA16+8HA14

➤ **Ferrailage transversales :**

Tableau V.4 : Les Armatures transversales dans les poteaux

Niveau	RDC	1+2	3+4	5+6	7+8	9+10	11
Section (cm ²)	65×65	60×65	60×60	55×60	55×55	50×55	50×50
ϕ_1^{min} (cm)	2	1,6	1,6	1,4	1,4	1,2	1,2
l _f (cm)	245,7	182,7	182,7	182,7	182,7	182,7	182,7
λ_g	3,78	2,810	3,045	3,045	3,321	3,321	3,654
V (KN)	86,4842	37,065	38,7976	42,1967	41,3327	54,7675	32,0575
t _{zone nodale} (cm)	10	10	10	10	10	10	10
t _{zone courante} (cm)	15	15	15	15	15	15	15
ρ	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
A _t (cm ²)	1,87	0,80	0,90	0,98	1,06	1,40	0,90
A _t ^{min} (cm ²)	5,89	7,8	7,10	7,10	5,94	5,94	4,77
A _t ^{adopté} (cm ²)	8,42	8,42	7,73	7,73	7,73	6,09	5,4
N ^{bre} de barres	4HA14 +2HA12	4HA14 +2HA12	4HA14 +2HA10	4HA14 +2HA10	4HA14 +2HA10	4HA12 +2HA10	4HA10 +2HA12

D’après le Code De Béton Armé (**CBA93. Art A7.1.3**), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_1 \geq \phi_1^{max} / 3 = 20 / 3 = 6,67 \text{ mm} \dots \text{ Vérifiée}$$

V.2.4. Vérifications nécessaires :

➤ **Vérification au flambement**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis l’état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{cal} = \frac{Nu}{\alpha} \times \frac{1}{\left(\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s}\right)}$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2 (II.9). Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveau	Nu (KN)	I	λ	α	B_r	$B_r^{calculé}$	Obs
RDC	2905,4327	0,1876	13,09	0,827	0,3969	0,1248	vérifiée
Etage 1+2	2692,2064	0,1876	9,73	0,837	0,3074	0,1142	vérifiée
Etage3+4	2116,3396	0,1732	10,54	0,834	0,3364	0,0901	vérifiée
Etage5+6	1568,2721	0,1732	10,54	0,834	0,3074	0,0667	vérifiée
Etage7+8	1039,955	0,1587	11,51	0,832	0,2809	0,0444	vérifiée
Etage9+10	527,1037	0,1587	11,51	0,832	0,2544	0,0225	vérifiée
Etage11	160,6779	0,1443	12,66	0,828	0,2304	0,0069	vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

➤ **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.

$$\sigma_{bc1,2} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{Nser}{S} + \frac{M ser G}{I_{yy'}} \quad v \leq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{Nser}{S} + \frac{M ser G}{I_{yy'}} \quad v' \leq \sigma_{bc}$$

$$I_{yy} = \frac{b}{3}(v^3 + v'^3) + 15 A_s' (v - d)^2 + 15 A_s (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{yy} = \frac{b}{3}(v^3 + v'^3) + 15 A_s (d - v)^2$$

$$V = \frac{\left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 A_s \times d\right)}{b \times h + 15 A_s}$$

$$V' = h - V \quad \text{et} \quad d = 0,9 h$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	RDC	Etage 1+2	Etage 3+4	Etage 5+6	Etage 7+8	Etage 9+10	Etage11
Sections	65 × 65	60 × 65	60 × 60	55 × 60	55 × 55	50 × 55	50 × 50
d (cm)	63	63	58	58	53	53	48
A (cm ²)	36,70	36,70	30,29	28,65	28,65	22,24	20,36
V (cm)	36,01	36,27	33,136	33,23	30,67	30,26	27,50
V' (cm)	28,99	28,73	26,864	26,77	24 ,33	24,74	22,50
I _{yy} (m ⁴)	0,0194	0,0182	0,0139	0,0129	0,0101	0,0099	0,0066
N _{ser} (MN)	2,1310	1,9744	1,5520	1,1500	0,7626	0,3865	0,1178
M _{ser} (MN.m)	0,04257	0,0506	0,0409	0,0452	0,0441	0,0659	0,0457
M _{serG} (MN.m)	0,1174	0,1250	0,0896	0,0823	0,0683	0 ,0766	0,0486
σ _{bc1} (MPa)	6,6415	6,925	6,360	5,2033	4,2868	3,2677	2,4929
σ _{bc2} (MPa)	6,2167	6,412	5,957	4,7912	3,819	3,1676	2,1242
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

➤ Vérification des contraintes de cisaillement

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \tau_{bu}^{adm} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases} ; \lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}\right)$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ ^{adm} (MPa)	Obs
RDC	65 × 65	245,7	3,78	0,04	63	86,4842	0,2112	1	vérifiée
Etages 1 et 2	60 × 65	182,7	2,810	0,04	63	37,065	0,0980	1	vérifiée
Etages 3 et 4	60 × 60	182,7	3,045	0,04	58	38,7976	0,1115	1	vérifiée
Etages 5 et 6	55 × 60	182,7	3,045	0,04	58	42,1967	0,1323	1	vérifiée
Etages 7 et 8	55 × 55	182,7	3,321	0,04	53	41,3327	0,1418	1	vérifiée
Etage 9 et 10	50 × 55	182,7	3,321	0,04	53	54,7675	0,2026	1	vérifiée
Etage 11	50 × 50	182,7	3,654	0,04	48	32,0575	0,1336	1	vérifiée

V.2.5. Dispositions constructives :

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

- Longueur des crochets : $L = 10 \times \varnothing_1 = 10 \times 1.2 = 12\text{cm}$.

- Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \varnothing$:

Pour $\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65\text{cm}$.

Pour $\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60\text{cm}$.

Pour $\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50\text{cm}$.

➤ **Détermination de la zone nodale**

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques). Les dimensions de la zone nodale sont :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h \text{ cm}$$

Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale

Niveaux		RDC	Etage 1+2	Etage 3+4	Etage 5+6	Etage 7+8	Etage 9+10	Etage 11
Sections		65 × 65	60 × 65	60 × 60	55 × 60	55 × 55	50 × 55	50 × 50
L'(cm)	Pp	90	90	90	90	90	90	90
	Ps	80	80	80	80	80	80	80
h'(cm)		65	65	60	60	60	60	60

V.2.6. Schéma de ferrailage des poteaux

Nous exposerons ici un seul schéma de ferrailage des poteaux du plancher RDC, étage 1 et 2, et le reste des schémas vont être donnés en Annexes 3.

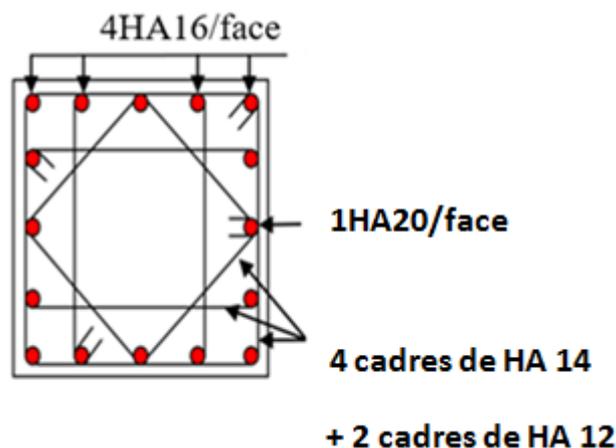


Figure V.2 : Schéma de ferrailage du poteau RDC, étage 1 et 2

V.3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables

(Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

$$1,35 G + 1,5 Q$$

G + Q

G + Q ± E

0.8 G ± E

V.3.1. Recommandations

➤ Armatures longitudinales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de
 - 4% de la section du béton en zone courante.
 - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.
- Les poutres supportent 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.

➤ Armatures transversales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times h$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \min\left(\frac{h}{2}\right) \quad \text{en dehors de la zone nodal}$$

Remarque

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. 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.

V.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel Etabs 2016.

Tableau V.9. Ferrailage des poutres principales (35×45) cm²

Niveaux	Localisation	M	A ^{cal}	A ^{min}	N ^{bre} de barres
RDC	Travée	101,3415	6,16	7,87	4HA20 = 12,57
	Appuis	-52,4005	3,12	7,87	4HA20 = 12,57

Etage 1	Travée	101,2788	6,16	7,87	4HA20 = 12,57
	Appuis	-50,8725	3,02	7,87	4HA20 = 12,57
Etage 2	Travée	103,1564	6,28	7,87	4HA20 = 12,57
	Appuis	-51,0086	3,03	7,87	4HA20 = 12,57
Etage 3	Travée	106,1736	6,47	7,87	4HA20 = 12,57
	Appuis	-51,8013	3,08	7,87	4HA20 = 12,57
Etage 4	Travée	107,848	6,58	7,87	4HA20 = 12,57
	Appuis	-51,6309	3,07	7,87	4HA20 = 12,57
Etage 5	Travée	109,5048	6,69	7,87	4HA20 = 12,57
	Appuis	-51,4582	3,06	7,87	4HA20 = 12,57
Etage 6	Travée	110,7174	6,77	7,87	4HA20 = 12,57
	Appuis	-51,4096	3,05	7,87	4HA20 = 12,57
Etage 7	Travée	113,4096	3,05	7,87	4HA20 = 12,57
	Appuis	-52,4379	3,12	7,87	4HA20 = 12,57
Etage 8	Travée	113,9827	6,79	7,87	4HA20 = 12,57
	Appuis	-52,4386	3,11	7,87	4HA20 = 12,57
Etage 9	Travée	115,7323	7,09	7,87	4HA20 = 12,57
	Appuis	-52,0774	3,09	7,87	4HA20 = 12,57
Etage 10	Travée	112,5044	6,88	7,87	4HA20=12,57
	Appuis	-51,8911	3,08	7,87	4HA20 = 12,57
Etage 11	Travée	32,809	1,91	7,87	4HA20 = 12,57
	Appuis	-21,0735	1,24	7,87	4HA20= 12,57

Tableau V.10. Ferrailage des poutres secondaires (35×40) cm²

Niveaux	Localisation	M	A ^{cal}	A ^{min}	N ^{bre} de barres
RDC	Travée	25,3246	1,69	7	4HA16=8,04
	Appuis	-12,3281	0,817	7	4HA16=8,04
Etage 1	Travée	25,5222	1,706	7	4HA16=8,04
	Appuis	-15,0128	0,998	7	4HA16=8,04
Etage 2	Travée	28,3773	1,896	7	4HA16=8,04
	Appuis	-19,8612	1,324	7	4HA16=8,04
Etage 3	Travée	33,5994	2,250	7	4HA16=8,04
	Appuis	-25,6092	1,711	7	4HA16=8,04
Etage 4	Travée	37,7003	2,533	7	4HA16=8,04
	Appuis	-28,7963	1,924	7	4HA16=8,04
Etage 5	Travée	40,2378	2,711	7	4HA16=8,04
	Appuis	-31,9145	2,139	7	4HA16=8,04
Etage 6	Travée	45,0040	3,04	7	4HA16=8,04
	Appuis	-34,7256	2,333	7	4HA16=8,04
Etage 7	Travée	48,1507	3,262	7	4HA16=8,04
	Appuis	-38,0054	2,554	7	4HA16=8,04
Etage 8	Travée	49,0929	3,326	7	4HA16=8,04
	Appuis	-28,7047	1,918	7	4HA16=8,04
Etage 9	Travée	50,8693	3,446	7	4HA16=8,04
	Appuis	-40,5458	2,732	7	4HA16=8,04

Etage 10	Travée	47,8237	3,231	7	4HA16=8,04
	Appuis	-30,0592	2,014	7	4HA16=8,04
Etage 11	Travée	34,1286	2,293	7	4HA16=8,04
	Appuis	-21,9151	1,461	7	4HA16=8,04

➤ **Armatures transversales**

❖ **Calcul de ϕ_t**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1^{\min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min (12; 12,85; 35) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min (12; 11,43; 35) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (35 * 45) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (35 * 40) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier)

❖ **Calcul des espacements S_t**

D'après le **RPA99/2003 (Art7.5.2.2)** :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi^{\min}; 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courantes : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

On a $A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,03 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots$ **Vérifiée**

❖ **Calcul des longueurs de recouvrement**

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

➤ **Vérifications nécessaires**

❖ **Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales**

Pour l'ensemble des poutres :

En zone courante :

$$A^{\max} = 4\%(b \times h) \Rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales : } A^{\max} = 63 \text{ cm}^2 \\ \text{poutres secondaires : } A^{\max} = 56 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

En zone de recouvrement :

$$A^{\max} = 6\%(b \times h) \Rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales : } A^{\max} = 94,5 \text{ cm}^2 \\ \text{poutres secondaires : } A^{\max} = 84 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

❖ **Vérifications à l'ELU**

Condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_c \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A_{\min} = 1,82 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A_{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 \end{cases} < A = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée}$$

Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 d} < \tau_{bu}^{adm} = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	τ_{bu}^{adm} (MPa)	Observation
Poutres principales	119,6802	0,795	3,33	Vérifiée
Poutres secondaires	55,3022	0,416	3,33	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Appui intermédiaire : $A_l \geq A_l^{inter} = \frac{Y_s}{F_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d}]$

Appuis de rive : $A_l \geq A_l^{rive} = \frac{Y_s}{F_e} \times V_u$

Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	Vu (KN)	M _a (KN.m)	A _l (cm ²)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{inter} (cm ²)	Obs
Poutres principales	119,6802	52,0774	8,01	2,99	-0,372	Vérifiée
Poutres secondaires	55,3022	40,5458	3,80	1,38	-1,24	Vérifiée

V.3.5. 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.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{serxy}}{I} \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M ^{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	σ^{adm} (MPa)	obs
PP	Travée	84,7235	186695,9047	16,53	7,50	15	vérifié

	Appuis	38,0765	186695,9047	16,53	3,37	15	vérifié
PS	Travée	36,8986	101000,93	13,09	4,78	15	vérifié
	appuis	21,303	101000,93	13,09	2,76	15	vérifié

✓ **État limite de déformation (flèche) :**

Selon le BAEL99, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- 1) $\frac{h}{l} \geq h_f = \max \left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 \times M_o} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales : } 45 \text{ cm} > 31,25 \text{ cm} \\ \text{poutres secondaires : } 40 \text{ cm} > 33,12 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots \text{vérifié}$
- 2) $A \leq \frac{4,2 \times b \times d}{F_e} \Rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales : } 12,57 \text{ cm}^2 < 15,80 \text{ cm}^2 \\ \text{poutres secondaires : } 8,04 \text{ cm}^2 < 13,96 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots \text{vérifié}$
- 3) $L \leq 8 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales : } 5 \text{ m} < 8 \text{ m} \\ \text{poutres secondaires : } 5,3 \text{ m} < 8 \text{ m} \end{cases} \dots\dots \text{vérifié}$

V.3.6. Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Art.762) exige que : $|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times |M_W| + |M_E|$

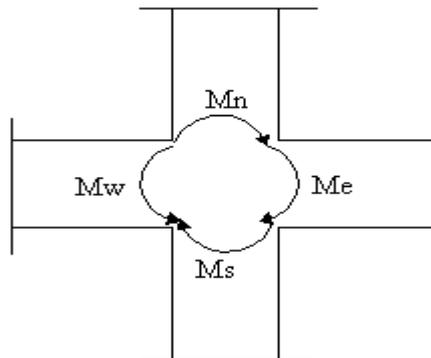


Figure. V.3 : La zone nodale

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

$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s \Rightarrow$ Avec : $Z = 0,9 h$ et $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau. V.14 : Moment résistant dans les poteaux

Niveaux	H(m)	Z(m)	$A_s \times 10^{-4} (\text{m}^2)$	σ_s (MPa)	M_r (KN.m)
RDC	0,65	0,585	36,70	348	747,138
1+2	0,65	0,585	36,70	348	747,138
3+4	0,60	0,540	30,29	348	569,209
5+6	0,60	0,540	28,65	348	538,391

7+8	0,55	0,490	28,65	348	538,391
9+10	0,50	0,450	22,24	348	348,278
11	0,50	0,450	20,36	348	318,938

Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres principales (35*45) cm²

Niveaux	H(m)	Z(m)	As×10 ⁻⁴ (m ²)	σ _s (MPa)	M _r (KN.m)
RDC	0,45	0,405	12,57	348	179,69
1+2	0,45	0,405	12,57	348	179,69
3+4	0,45	0,405	12,57	348	179,69
5+6	0,45	0,405	12,57	348	179,69
7+8	0,45	0,405	12,57	348	179,69
9+10	0,45	0,405	12,57	348	179,69
11	0,45	0,405	12,57	348	179,69

Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres secondaires (35*40) cm²

Niveaux	H(m)	Z(m)	As×10 ⁻⁴ (m ²)	σ _s (MPa)	M _r (KN.m)
RDC	0,40	0,36	8,04	348	100,725
1+2	0,40	0,36	8,04	348	100,725
3+4	0,40	0,36	8,04	348	100,725
5+6	0,40	0,36	8,04	348	100,725
7+8	0,40	0,36	8,04	348	100,725
9+10	0,40	0,36	8,04	348	100,725
11	0,40	0,36	8,04	348	100,725

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveaux	M _N	M _S	M _N +M _S	M _W	M _E	1,25(M _W +M _E)	Obs
RDC	747,138	747,138	1494,276	179,69	179,69	449,225	vérifiée
1	747,138	747,138	1494,276	179,69	179,69	449,225	vérifiée
2	569,029	747,138	1316,167	179,69	179,69	449,225	vérifiée
3	569,029	569,029	1138,05	179,69	179,69	449,225	vérifiée
4	538,391	569,029	1107,41	179,69	179,69	449,225	vérifiée
5	538,391	538,391	1076,78	179,69	179,69	449,225	vérifiée
6	538,391	538,391	1076,78	179,69	179,69	449,225	vérifiée
7	538,391	538,391	1076,78	179,69	179,69	449,225	vérifiée
8	348,278	538,391	886,669	179,69	179,69	449,225	vérifiée
9	348,278	348,278	696,556	179,69	179,69	449,225	vérifiée
10	318,838	348,278	667,116	179,69	179,69	449,225	vérifiée

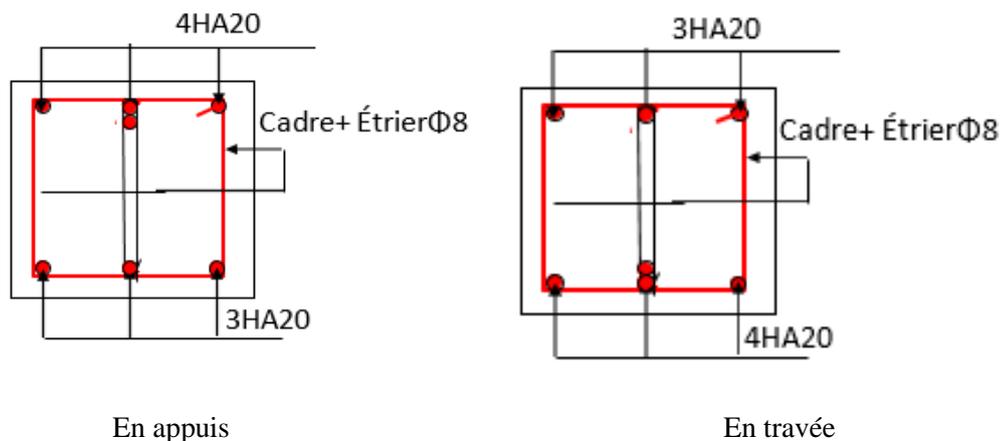
Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveaux	M _N	M _S	M _N +M _S	M _W	M _E	1,25(M _W +M _E)	Obs
RDC	747,138	747,138	1494,276	100,725	100,725	201,45	vérifiée
1	747,138	747,138	1494,276	100,725	100,725	201,45	vérifiée
2	569,029	747,138	1316,167	100,725	100,725	201,45	vérifiée

3	569,029	569,029	1138,04	100,725	100,725	201,45	vérifiée
4	538,391	569,029	1107,41	100,725	100,725	201,45	vérifiée
5	538,391	538,391	1076,78	100,725	100,725	201,45	vérifiée
6	538,391	538,391	1076,780	100,725	100,725	201,45	vérifiée
7	538,391	538,391	1076,780	100,725	100,725	201,45	vérifiée
8	348,278	538,391	886,669	100,725	100,725	201,45	vérifiée
9	348,278	348,278	696,556	100,725	100,725	201,45	vérifiée
10	318,838	348,278	667,116	100,725	100,725	201,45	vérifiée

➤ Schémas de ferrailage des poutres

Poutre principales :



Poutres secondaires :

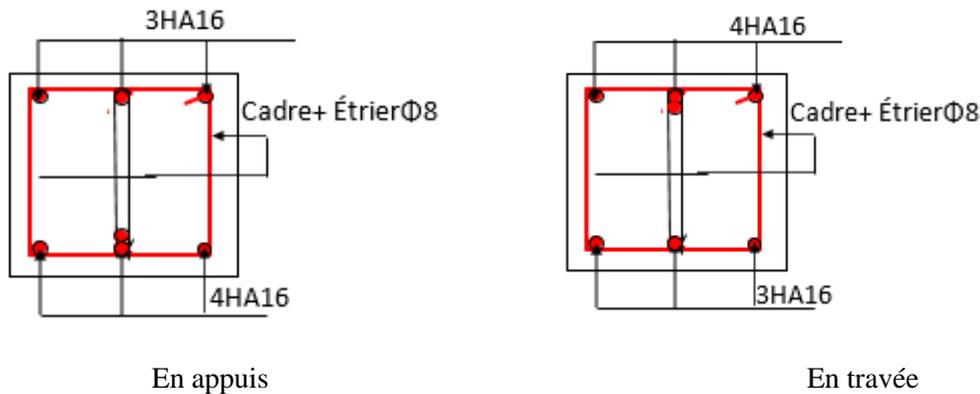


Figure V.4. Schéma de ferrailage de la poutre principale et poutres secondaires

V.4. Étude des voiles

V.4.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa. Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant

Le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

1). $1.35G + 1.5Q$

2). $G + Q \pm E$

3). $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$M^{max} \rightarrow N^{corresp}$$

$$N^{max} \rightarrow M^{corresp}$$

$$N^{min} \rightarrow M^{corresp}$$

V.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003

➤ Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

➤ Armatures Horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

➤ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

➤ **Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]**

✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %

- En zone courante 0,10 %

✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min (1,5 e ; 30 \text{ cm})$

✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

2) 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \text{ Avec } V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.3. Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS 2016, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.19. Sollicitations maximales dans le voile V_{x1} // à X-X'

Etage	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)
RDC	1144,0551	599,5824	293,7521	621,968	626,6275	505,1441
Etage 1+2	839,0853	106,4329	404,7365	277,8657	413,233	671,7367
Etage3+4	697,741	120,0954	253,1553	159,1525	311,820	641,7132
Etage5+6	539,8296	272,1311	145,6771	107,1818	272,1311	539,8296
Etage7+8	350,3978	137,8701	65,226	34,2955	209,8773	384,5364
Etage9+10	188,5222	177,1144	22,6213	72,9531	195,9063	164,0744

V.4.4. Ferrailages

➤ **Calcul du ferrailage sous N^{\min} et M^{cor}**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e x l).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du **RPA99**.

L = 1,55 m, d = 1,50 m, e = 0.20 m.

$N^{\max} = 293,7521 \text{ KN}$ (traction), $M^{\text{cor}} = 621,968 \text{ KN. M}$

$$e_G = \frac{M}{N} = 2,117 \quad > \frac{h}{2} = 0,755 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'extérieur de la section}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 834,938 \text{ KN. m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{834,938 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,20 \times 1,50^2} = 0,101$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A ; } A = 0 ; \text{fst} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,13 ; z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,420 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times \text{fst}} = 14,69 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{\text{fst}} = 14,69 \times 10^{-4} - \frac{293,7521 \times 10^{-3}}{400} = 7,35 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a : $A_{\min} = 0.15\% b \times h = 0,15\% \times 0,2 \times 1,55 = 4,65 \text{ cm}^2$

❖ **Longueur de la partie tendue l_t**

$$A_{\min}^{\text{tendue}} = 0.2\% b \times l_t$$

$$l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{293,7521 \times 10^{-3}}{0,20 \times 1,55} + \frac{621,968 \times 10^{-3}}{6,206 \times 10^{-2}} \times 0,775 = 8,714 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{293,7521 \times 10^{-3}}{0,20 \times 1,55} - \frac{621,968 \times 10^{-3}}{6,206 \times 10^{-2}} \times 0,775 = -6,820 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{6,82 \times 1,55}{8,714 + 6,82} = 0,68 \text{ m} \Rightarrow A_{\min}^{\text{tendue}} = 2,72 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$A_{\min}^{\text{courante}} = 0.1\% b \times lc$$

$$lc = L - 2l_t = 1,55 - 2 \times 0,68 \rightarrow lc = 0,19 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{\text{courante}} = 0.1\% \times 0,2 \times 0,19 = 0,38 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement des barres verticales**

$$St \leq \min(1,5 ; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } St = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures horizontales**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times St}{0,8 \times f_e} \text{ avec } : \tau_u = \frac{1,4 \times V_u}{e \times d}, V_{\max} = 8,727 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{0,040 \times 0,2 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 0,05 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres**

✓ **Armatures verticales**

En zone tendu : $A_z^T = 7HA14 = 10,77 \text{ cm}^2$

En zone comprimée : $A_z^C = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$

✓ **Choix des armatures horizontales**

$$A_h = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants illustres les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

Tableau V.20. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} Etage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} et 8 ^{eme} Etage	9 ^{eme} et 10 ^{eme} Etage
Section	0.2×1.55	0.16×1.55	0.16×1.55	0.16×1.55	0.16×1.55	0.16×1.55
M(KN)	621,968	277,8657	120,095	539,8296	34,2955	72,9531
N(KN.m)	293,7521	404,7365	697,741	272,1311	65,226	22,6213
V(KN)	8,727	36,4247	41,1099	43,7974	46,2189	67,7483
τ(MPa)	0,04	0,21	0,24	0,26	0,27	0,39
τ^{adn}(MPa)	5	5	5	5	5	5
A^{cal}(cm²)	7,35	20,07	12,18	6,24	1,41	1,26
A^{min}(cm²)	4,65	3,72	3,72	3,72	3,72	3,72
L_t	0,68	0,57	0,26	0,67	0,39	0,71
(cm²)	2,72	1,82	0,83	2,14	1,24	2,27
A_{z.tendu}	10,78	21,99	14,07	6,79	3,93	3,93
N^{barre/face}	7HA1 4	7HA20	7HA16	6HA20	5HA10	5HA10
St (cm)	20	20	20	20	20	20
A_{min}^{comp}(cm²)	0,38	0,08	1,64	0,33	1,23	0,21
A_{z.compr}	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
N^{barre/face}	0,05	0,21	0,24	0,26	0,27	0,39

$A_h^{cal}(cm^2)$	0,05	0,21	0,24	0,26	0,27	0,39
(cm^2)	0,6	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48
(cm^2)	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
N_{barre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
(cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.21. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} Etage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} et 8 ^{eme} Etage	9 ^{eme} et 10 ^{eme} Etage
Section	0,2×1,9	0,16×1,9	0,16×1,9	0,16×1,9	0,16×1,9	0,16×1,9
M(KN)	1002,6799	677,9922	474,8617	374,8187	241,0838	137,1468
N(KN.m)	510,1802	485,5425	331,863	216,9209	111,1614	32,0636
V(KN)	52,6343	22,7004	25,7401	24,8085	23,3879	23,0272
τ (MPa)	0,20	0,10	0,12	0,12	0,11	0,10
τ^{adm} (MPa)	5	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	6,92	3,89	2,58	2,50	1,90	1,45
A^{min} (cm ²)	5,70	4,56	4,56	4,56	4,56	4,56
L_t	0,79	0,73	0,74	0,77	0,81	0,87
A^{min} (cm ²)	3,16	2,33	2,36	2,46	2,59	2,78
$A_{z.tendu}$	7,70	5,65	5,65	5,65	3,93	3,93
$N_{barre/face}$	5HA14	5HA12	5HA12	5HA12	5HA10	5HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,64	0,70	0,67	0,57	0,44	0,25
A_z^{compr} (cm ²)	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26
$N_{barre/face}$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
A_h^{cal} (cm ²)	0,25	0,10	0,12	0,12	0,11	0,10
A_h (cm ²)	0,6	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48
A (cm ²)	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
N^{bre} barre	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
(cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.22. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x3} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} Etage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} et 8 ^{eme} Etage	9 ^{eme} et 10 ^{eme} Etage
Section	0,20×2,5	0,16×2,5	0,16×2,5	0,16×2,5	0,16×2,5	0,16×2,5
M(KN)	2006,2176	1014,9884	530,5866	356,7619	134,4498	191,9432
N(KN.m)	107,4446	479,9513	212,8748	43,7469	34,1208	19,8212
V(KN)	58,90	34,8573	45,977	47,8306	50,936	52,9494
τ (MPa)	0,16	0,12	0,16	0,17	0,18	0,19

τ^{adm} (MPa)	5	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	20,26	5,036	2,87	3,12	0,93	1,71
A^{min} (cm ²)	7,5	6	6	6	6	6
L_t	1,22	1	1,04	1,18	1,17	1,19
(cm ²)	4,88	3,1	3,32	3,77	3,74	3,80
A_z^{tendu}	21,99	5,65	3,93	3,93	3,93	3,93
$N^{barre/face}$	7HA20	5HA12	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
St (cm)	20	20	20	20	20	20
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,12	0,80	0,67	0,22	0,25	0,19
A_z^{compr}	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26
$N^{barre/face}$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
A_h^{cal} (cm ²)	0,20	0,12	0,16	0,17	0,18	0,19
(cm ²)	0,6	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48
$A^{adopté}$ (cm ²)	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
N^{barre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
(cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.23. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x4} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} Etage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} et 8 ^{eme} Etage	9 ^{eme} et 10 ^{eme} Etage
Section	0,20×2,3	0,16×2,3	0,16×2,3	0,16×2,3	0,16×2,3	0,16×2,3
M(KN)	2110,2606	1211,2906	812,2416	647,4517	410,0532	305,8543
N(KN.m)	533,1939	707,6759	501,3033	349,1594	185,3995	38,1986
V(KN)	72,409	40,5948	39,9271	44,4257	48,9135	65,3829
τ (MPa)	0,22	0,16	0,15	0,17	0,19	0,25
τ^{adm} (MPa)	5	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	19,17	6,11	3,37	3,15	2,32	2,95
A^{min} (cm ²)	6,9	5,52	5,52	5,52	5,52	5,52
L_t	1,04	0,89	0,87	0,91	0,95	1,09
A^{min} (cm ²)	4,16	2,84	2,78	2,91	3,04	3,48
A_z^{tend} (cm ²)	21,99	6,79	5,65	5,65	5,65	5,65
$N^{barre/face}$	7HA20	6HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
St (cm)	20	20	20	20	20	20
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,44	0,83	0,89	0,76	0,64	0,19
A_z^{compr}	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26
$N^{barre/face}$	2HA12	2HA2	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
A_h^{cal} (cm ²)	0,27	0,16	0,15	0,17	0,19	0,25
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48
(cm ²)	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
N^{barre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
(cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.24. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} Etage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} et 8 ^{eme} Etage	9 ^{eme} et 10 ^{eme} Etage
Section	0,2×2,05	0,16×2,05	0,16×2,05	0,16×2,05	0,16×2,05	0,16×2,05
N(KN)	438,0063	336,4438	247,1941	556,0957	100,4744	45,9694
M(KN.m)	1873,7989	1498,0104	1075,8781	765,7138	452,9573	265,2814
V(KN)	44,665	1,8631	5,749	12,4364	12,9926	27,2374
τ (MPa)	0,152	0,008	0,025	0,053	0,044	0,116
τ^{adm} (MPa)	5	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	19,09	16,51	10,17	3,46	4,54	2,77
A^{min} (cm ²)	6,15	4,92	4,92	4,92	4,92	4,92
L_t	0,79	0,95	0,94	0,77	0,95	0,96
A_{min}^{tendu} (cm ²)	3,17	3,03	3,02	2,46	3,03	3,09
A_z^{tendue} (cm ²)	21,99	18,85	12,06	5,65	5,65	5,65
$N_{barre/face}$	7HA20	6HA20	6HA16	5HA12	5HA12	5HA12
St (cm)	20	20	20	20	20	20
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,93	0,25	0,26	0,82	0,25	0,19
A_z^{compr}	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26
$N_{barre/face}$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
A_h^{cal} (cm ²)	0,19	0,008	0,025	0,053	0,044	0,116
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_{adopyè}$ (cm ²)	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26
N_{barre}	2HA12	2HA12	2H12	2HA12	2HA12	2HA12
(cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.25. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} Etage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} et 8 ^{eme} Etage	9 ^{eme} et 10 ^{eme} Etage
Section	0,2×1,6	0,16×1,6	0,16×1,6	0,16×1,6	0,16×1,6	0,16×1,6
N(KN)	267,9863	11,0993	7,3799	29,1251	6,2667	2,892
M(KN.m)	934,4752	565,356	403,2107	274,8423	160,6366	95,5583
V(KN)	16,5011	10,2033	11,3791	10,3689	9,1034	16,0272
τ (MPa)	0,075	0,037	0,064	0,058	0,051	0,031
τ^{adm} (MPa)	5	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	12,97	9,38	6,60	4,16	2,53	1,41
A^{min} (cm ²)	4,8	3,84	3,84	3,84	3,84	3,84
L_t	0,74	0,7	0,79	0,77	0,79	0,79
A_{min}^{tendue} (cm ²)	2,95	2,34	2,55	2,48	2,53	2,54
A_z^{tendu} (cm ²)	14,07	10,78	7,70	5,65	3,93	3,93
$N_{barre/face}$	7HA16	7HA14	5HA14	5HA12	5HA10	5HA10
St (cm)	20	20	20	20	20	20
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,22	0,016	0,013	0,07	0,03	0,02
A_z^{compr} (cm ²)	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26
$N_{barre/face}$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12

$A_h^{cal}(cm^2)$	0,093	0,057	0,064	0,058	0,051	0,09
$A_h^{min}(cm^2)$	0,6	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48
$A^{adopté}(cm^2)$	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26
N_{barre}	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
(cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.26. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y3} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} Etage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} et 8 ^{eme} Etage	9 ^{eme} et 10 ^{eme} Etage
Section	0,20×1,8	0,16×1,8	0,16×1,8	0,16×1,8	0,16×1,8	0,16×1,8
N(KN)	188,3832	127,5444	60,7206	38,7757	44,2682	12,7035
M(KN.m)	1060,8693	597,9008	461,1833	349,9047	265,6107	162,2854
V(KN)	7,0533	29,3814	27,7188	28,1596	28,9654	42,2674
τ (MPa)	0,028	0,146	0,138	0,140	0,144	0,211
τ^{adn} (MPa)	5	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	13,80	7,33	6,03	4,62	3,30	2,18
A^{min} (cm ²)	5,4	4,32	4,32	4,32	4,32	4,32
L_t	0,85	0,84	0,86	0,87	0,85	0,88
A_{min}^{tendue} (cm ²)	3,41	2,69	2,76	2,78	2,74	2,81
A_z^t (cm ²)	14,07	7,92	6,79	4,71	4,71	4,71
$N_{barre/face}$	7HA16	7HA12	6HA12	6HA10	6HA10	6HA10
St (cm)	20	20	20	20	20	20
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,19	0,18	0,12	0,10	0,14	0,07
A_z^{comp} (cm ²)	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26
$N_{barre/face}$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
$A_h^{cal}(cm^2)$	0,035	0,146	0,138	0,140	0,144	0,197
$A_h^{min}(cm^2)$	0,6	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48
$A^{adopté}$ (cm ²)	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26
N_{barre}	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
(cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.27. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y4} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} Etage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} et 8 ^{eme} Etage	9 ^{eme} et 10 ^{eme} Etage
Section	0,2×1,25	0,16×1,25	0,16×1,25	0,16×1,25	0,16×1,25	0,16×1,25
N(KN)	313,5264	353,278	278,6792	217,8563	128,6775	26,9006
M(KN.m)	637,7119	490,0685	400,3525	311,6904	217,8006	86,6318
V(KN)	32,5451	1,1309	1,3074	1,4758	1,6274	6,5513
τ (MPa)	0,189	0,008	0,009	0,011	0,012	0,05
τ^{adn} (MPa)	5	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	10,76	8,03	5,61	4,18	3,08	1,47
A^{min} (cm ²)	3,75	3	3	3	3	3
L_t	0,56	0,53	0,53	0,53	0,55	0,58

$A_{min}^{tendue} (cm^2)$	2,24	1,69	1,71	1,71	1,75	1,87
$A_z^{tendue} (cm^2)$	12,32	9,24	5,65	5,65	3,93	3,93
N_{barre}	8HA14	6HA14	5HA12	5HA12	5HA10	5HA10
$St (cm)$	20	20	20	20	20	20
$A_{min}^{comp} (cm^2)$	0,26	0,30	0,29	0,29	0,26	0,13
$A_z^{comp} (cm^2)$	2,26	2,26	2,26	1,57	1,57	1,57
$N_{barre/face}$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10
$A_h^{cal}(cm^2)$	0,236	0,008	0,009	0,011	0,012	0,05
$A_h^{min}(cm^2)$	0,6	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48
$A_{adoptè} (cm^2)$	2,26	2,26	2,26	1,57	1,57	1,57
N_{barre}	2HA12	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10
(cm)	20	20	20	20	20	20

V.3.6 Schéma de ferrailage

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC (V_{y4}) comme exemple.

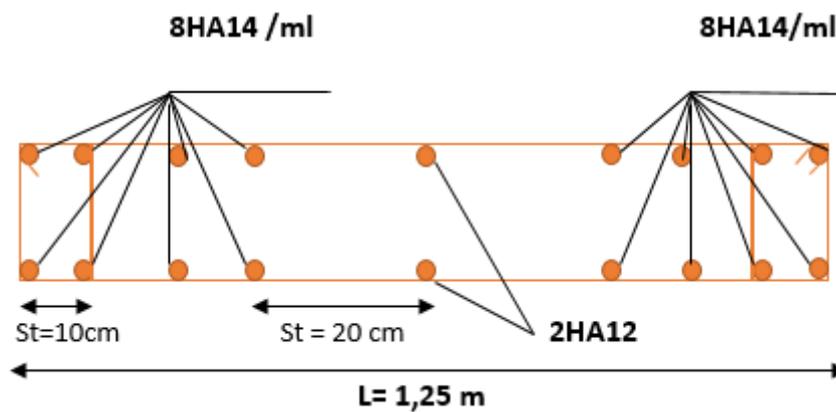


Figure V.5 : Schéma de ferrailage du voile V_{y4}

CHAPITRE VI

VI. 1. Introduction :

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple). Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol.
- La charge à transmettre au sol.
- La dimension des trames.
- La profondeur d'ancrage.

On distingue : -Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)

- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

VI. 2. Combinaisons de calcul :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes :

$$G + Q \pm E \quad , \quad 0,8G \pm E$$

VI. 3. Reconnaissance du sol :

Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain. Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,9 bar pour une profondeur d'ancrage de 3 m.

VI. 4. Choix du type de fondation :

VI. 4.1. Vérification de la semelle isolée :

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

N: L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel ETAPS 2016.

$$N = 2131,0587 \text{ KN}$$

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 1,9 \text{ bars}$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} B \quad \text{AVEC : } a, b : \text{ dimensions du poteau à la base.}$$

On remplace A dans l'équation (1) on trouve :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,65}{0,65} \times \frac{2131,0587}{190}} \rightarrow B \geq 3,349 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1,40 m, on remarque qu'il va y avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI. 4.2. Vérification de la semelle filante

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.

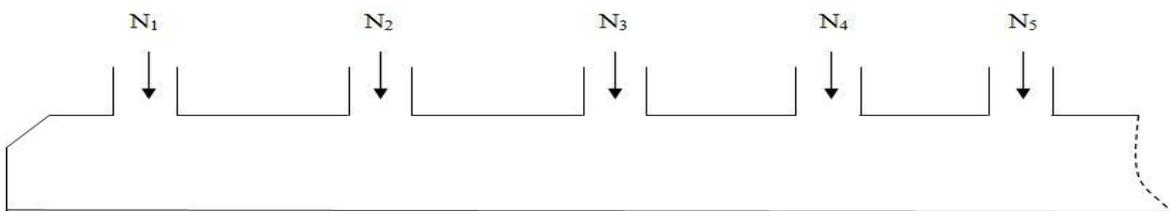


Figure VI.1. Semelle filante

La surface totale des semelles est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ». (ELS)

$$N_1 = 1108,4346 \text{ KN} \quad , \quad N_2 = 1200,7824 \text{ KN} \quad , \quad N_3 = 1389,0175 \text{ KN}$$

$$N_4 = 1256,1816 \text{ KN} \quad , \quad N_5 = 777,6982 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 5732,1143 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{5732,1143}{190 \times 13} = 2,320 \text{ m}$$

Vue la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Ce choix ne convient pas.

VI.4.3. Le Radier général

VI.4.3. 1. Définition :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

On opte pour un radier dans les cas suivants :

- Un mauvais sol. -Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

VI.4.3.2. Pré dimensionnement :

• **La Condition de coffrage**

$L_{max} = 5,3 m$, la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

-Nervure : $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{530}{10} \Rightarrow h_t \geq 53 cm$

-Dalle : $h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{530}{20} \Rightarrow h_r \geq 26,5 cm \Rightarrow soit h_r = 30 cm$

• **Vérification de condition de rigidité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots \dots \dots (1) \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^4 MPa$.

I : inertie de la section du radier : $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$

K : module de résistance du sol. (On a un sol moyen donc $K=4 \times 10^4 KN/m^3$).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1m.

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5,3^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3,216 \times 10^7}} \Rightarrow h_t \geq 78,49 cm \Rightarrow soit : h_t \geq 80 cm$$

$$\text{On a : } \begin{cases} h_t = 80 \text{ cm} \\ I = 2,773 \text{ cm}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 3,42 \text{ m} \\ L_{\max} = 5,3 < \frac{\pi}{2} L_e = 5,37 \text{ m} \end{cases}$$

➤ **La surface du radier :**

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{41652,9217}{190} = 219,225 \text{ m}^2$$

Donc, on peut prendre $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 351 \text{ m}^2$

➤ **Dimensions du radier :** Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure $h_t = 80 \text{ cm}$;

Hauteur de la table du radier $h_r = 30 \text{ cm}$;

Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$.

La surface du radier $S_{\text{rad}} = 351 \text{ m}^2$

VI.4.3.3. Vérifications nécessaires :

1- Vérification au poinçonnement :

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Avec :

U_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h_t : c'est l'épaisseur total de la dalle. $h_t = 80 \text{ cm}$

$$A = a + ht \quad , \quad B = b + ht \quad , \quad U_c = 2(A + B) = (a + b + 2 ht)$$

$$U_c = (a + b + 2ht) \times 2 \rightarrow U_c = (0,65 + 0,65 + 2 \times 0,80) \times 2 = 5,8 \text{ m}$$

$$N_u = 2,1310587 < 0,045 \times 5,8 \times 0,8 \times \frac{25}{1,5} = 3,48 \text{ MN}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

2-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 $b = 1\text{m}$

N_u : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2 \times S_{\text{rad}}} \Rightarrow V_u = \frac{56824,1687 \times 5,3}{2 \times 351} = 429,014 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{V_u}{b \times \bar{\tau}_u} \rightarrow d \geq \frac{429,014 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,171 \text{ m} \Rightarrow \text{soit: } d = 25 \text{ cm}$$

3-Vérification de la contrainte du sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{\text{sol}} \sigma_{x,y} = \frac{N}{S_{\text{sol}}} \mp \frac{M}{I} (x, y)$$

A partir du logiciel Socotec on a :

$$I_y = 2124,5 \text{ m}^4, \quad y_G = 13,5 \text{ m}, \quad I_x = 16581,84 \text{ m}^4, \quad X_G = 7,85 \text{ m}$$

Avec :

σ_{\max} Et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

Sens X-X : $N = 41652,9217 \text{ KN}$ et $M_x = 14730,2822 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0,130 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0,106 \text{ MPA}$$

$$\sigma_m = 0,124 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,190 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{c'est vérifier}$$

Sens Y-Y : $N = 41652,9217 \text{ KN}$ et $M_x = 6586,7282 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{Y} \times X_G \rightarrow \sigma_{\max} = 0,143 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{Y} \times X_G \rightarrow \sigma_{\min} = 0,0943 \text{ MPA}$$

$$\sigma_m = 0,130 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,190 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{c'est vérifier}$$

4-Vérification de la poussé hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante : $N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

Avec :

$$f_s = 1,15 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

$$s_{rad} = 351 \text{ m}^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$H = 3 \text{ m (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).}$$

$$N = 41652,9217 \text{ KN.m} > 1,15 \times 3 \times 351 \times 10 = 12109,5 \text{ KN} \dots \textit{vérifier}$$

VI.4.3. 4. Le Ferrailage :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

$$L_x = 5 - 0,65 = 4,35 \text{ m} \quad , \quad L_y = 5,3 - 0,65 = 4,65 \text{ m}$$

a-Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{56824,1687}{351} = 161,89 \text{ KN/m}^2$$

N_u : Effort normal a l'ELU

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0,93 > 0,4 \rightarrow \textit{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\mu_x = 0,0428 \quad , \quad \mu_y = 0,8450$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 131,111 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 110,789 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments corrigés :**

En travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0,75 \times M_{0x} = 98,333 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75 \times M_{0y} = 83,091 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis : $M_{ax} = M_{ay} = -0,5 \times M_{0x} = -65,555 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0,3) m²

Tableau VI.1. Section d'armateur du radier

Localisation		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adpt} (cm ²)	N ^{bre} barre	St (cm)
Travée	xx	98,333	12,02	2,48	12,06	6HA16	15
	yy	83,091	10,07	2,4	10,78	7HA14	20
Appuis		65,555	7,84	2,48	9,24	6HA14	18

➤ **Condition de non fragilité :**

On a : $e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$ et $\rho = 0,93 > 0,4$

$$A_{\min x} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) \times b \times hr = 0,0008 \left(\frac{3 - 0,93}{2}\right) \times 1 \times 0,3 = 2,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min y} = \rho_0 \times b \times hr = 0,0008 \times 1 \times 0,3 = 2,4 \text{ cm}^2$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPA}$$

$$\begin{cases} V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 256,924 \text{ KN} \\ V_x = q_u \times l_x / 3 = 234,740 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V_{\max} = 256,924 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 1,02 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié}$$

d-vérification à l'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201,63 \text{ MPA}$$

$$q_s = \frac{N_{SER}}{S_{rad}} \Rightarrow q_s = \frac{41652,9217}{351} = 118,669 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,93 > 0,4 \Rightarrow \mu_x = 0,0500 \quad , \mu_y = 0,8939$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 112,275 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tx} = 84,206 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 100,362 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{ty} = 75,271 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_a = -56,1375 \text{ KN.m}$$

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

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M(KN.m)	y(cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPA)	σ _{bc}	σ _{st} (MPA)	σ _{st}
Travée	xx	84,206	7,872	69330,84	9,56	15	312,043	201,63
	yy	75,271	7,518	63582,79	8,9	15	310,43	201,63
Appuis		56,137	7,053	56337,34	7,02	15	268,25	201,63

On remarque que les contraintes dans le béton sont vérifiées par contre les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter les sections d'armatures

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3 : vérification des contraintes de radier.

Localisation		M (KN.m)	A _{adpt} (cm ²)	Choix	σ _{bc} (MPA)	Obs	σ _{st} (MPA)	Obs
Travée	xx	84,206	21,99	7HA20	7,79	verifier	176,63	verifier
	yy	75,271	18,10	9HA16	7,43	verifier	189,83	verifier

Appuis	56,137	14,07	7HA16	6,03	vérifier	179,66	verifier
--------	--------	-------	-------	------	----------	--------	----------

-Vérification des espacements :

Selon XX :
$$St \leq \begin{cases} \min (2,5 \text{ hr} , 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm} \end{cases}$$

Selon YY :
$$St = 14 \text{ cm} < \min (3\text{hr} , 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

-Schéma de ferrailage :

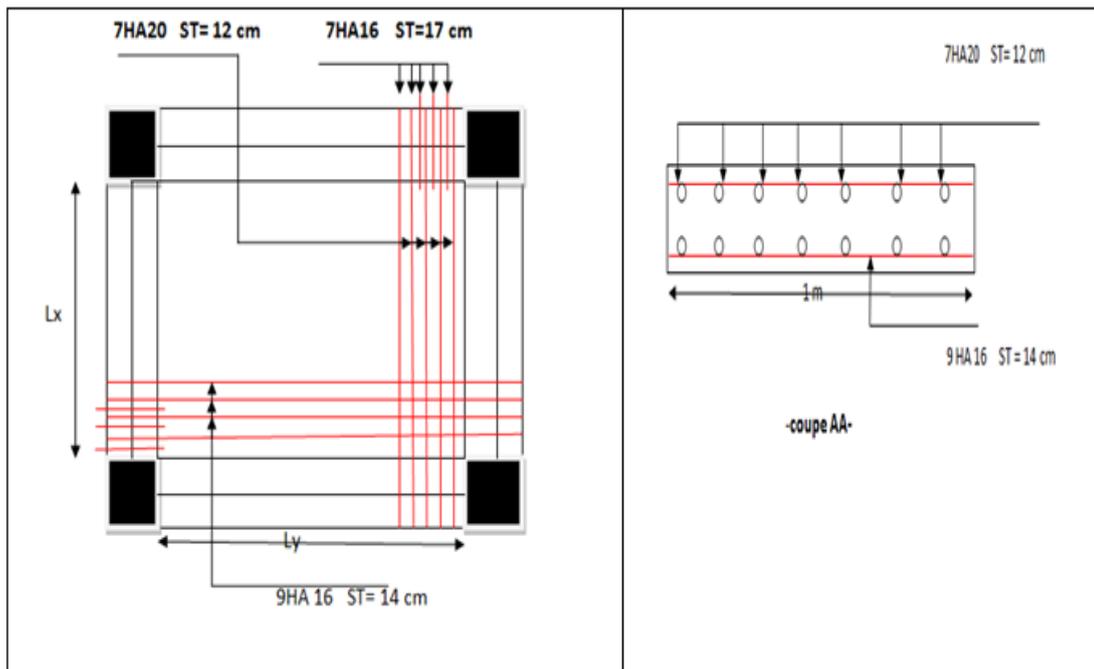


Figure VI.2. Schéma de ferrailage du radier

VI.5. Etude des nervures

➤ Définition des charges qui reviennent sur les nervures :

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferrailage pour les autres nervures.

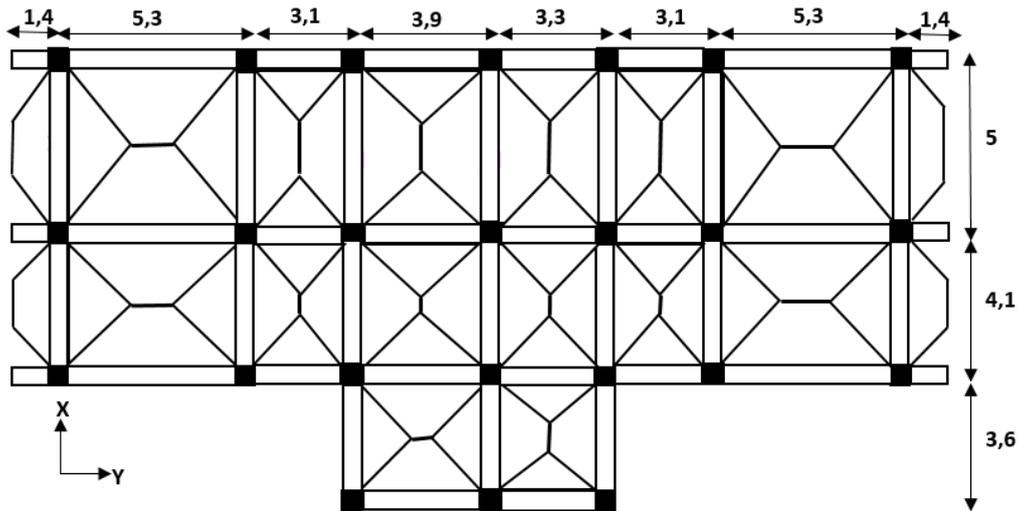


Figure VI. 3. Schéma des lignes de rupture du radier

➤ Charges triangulaires :

$$q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}} : \text{ dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.}$$

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times P \times L_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times P \times L_x \end{cases} : \text{ Dans le cas d'une seul charge triangulaire par travée}$$

Remarque : Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deuxcôtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont àdiviser par deux.

➤ Charges trapézoïdales :

$$q_m = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right]$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$\rho = \frac{l_x}{l_y}$ et P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

➤ **Calcul des sollicitations :**

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot

Sens X-X :

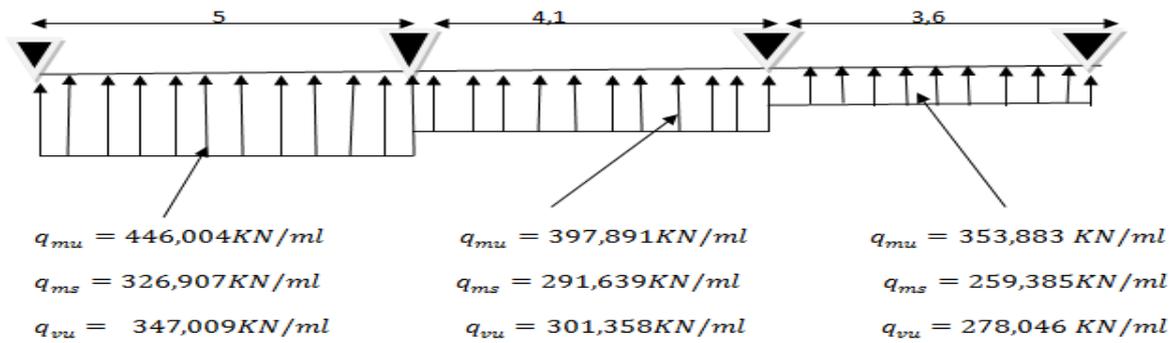


Figure VI.4. Schéma statique de la nervure selon X-X

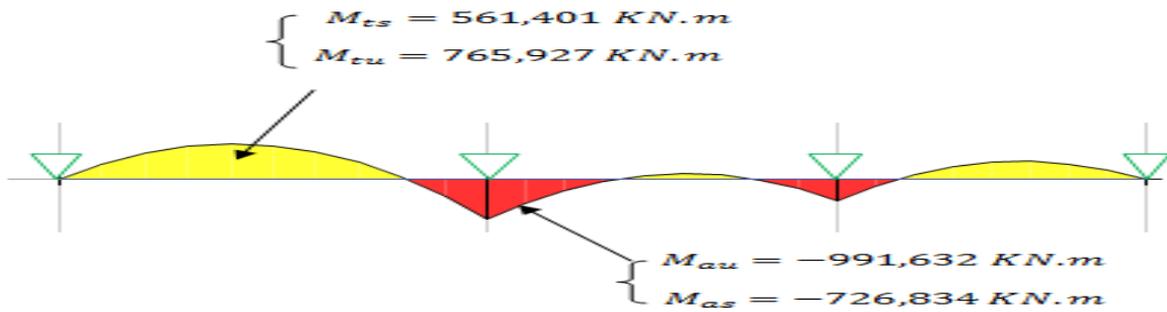


Figure VI.5. Diagramme des moments fléchissant selon X-X

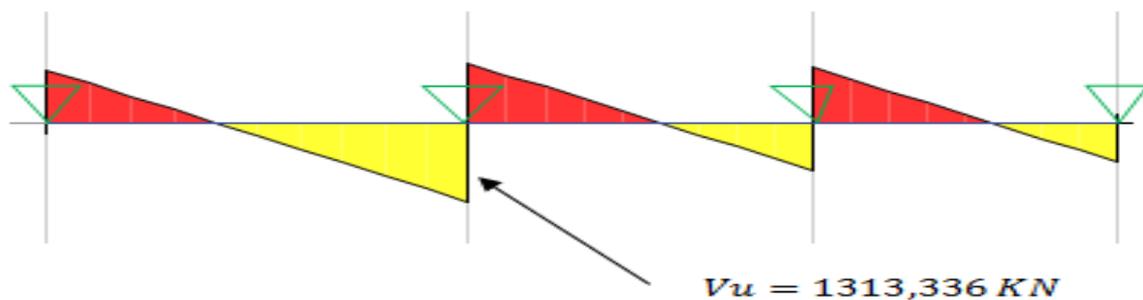


Figure VI.6. Diagramme des efforts tranchants selon X-X

Sens Y-Y :

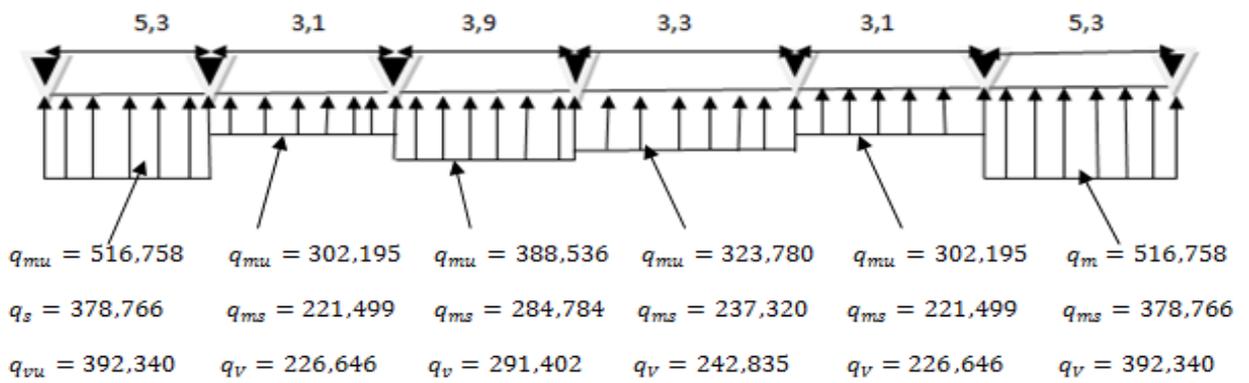


Figure VI.7. Schéma statique de la nervure selon Y-Y

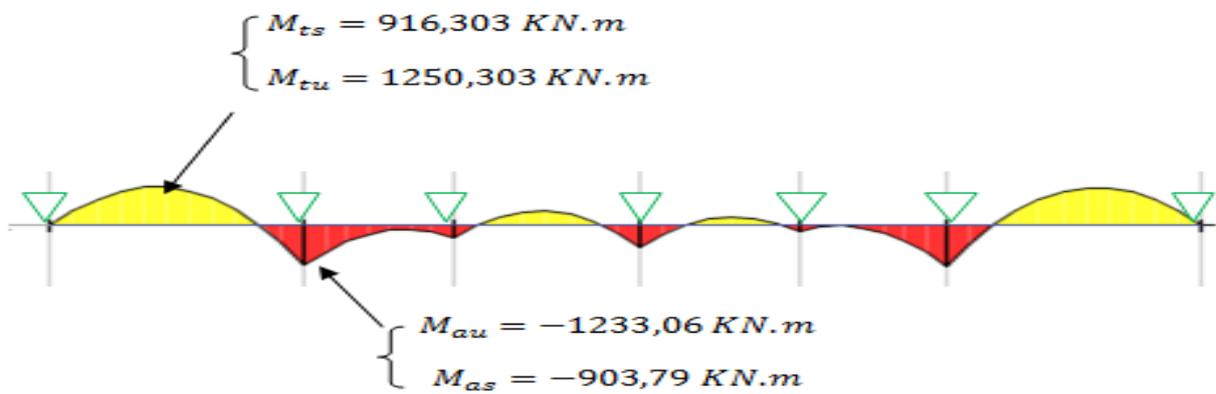


Figure VI.8. Diagramme des moments fléchissant selon Y-Y

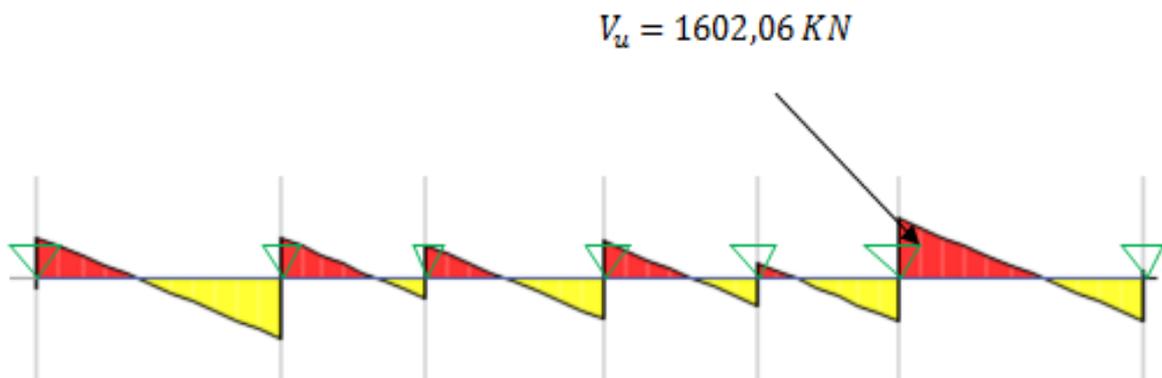


Figure VI.9. Diagramme des efforts tranchants selon Y-Y

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableaux VI.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens

sens	travée	L(m)	qm(KN)	Mg(KN.m)	Md(KN.m)	Xo(m)	Mt(KN.m)	Vg(KN)	Vd(KN)
XX	AB	5	446,004	0	-991,63	2,94	765,927	916,68	-1313,33
	BC	4,1	397,891	-991,63	-522,42	2,33	95,498	930,117	-701,235
	CD	3,6	353,883	-522,42	0	2,21	341,832	782,107	-491,871
YY	AB	5,3	516,758	0	-1233,06	2,20	1250,30	1602,06	-1602,06
	BC	3,1	302,195	-1233,06	-344,74	2,5	541,009	754,96	-187,64
	CD	3,9	388,536	-344,74	-362,701	1,94	385,01	980,814	-737,42
	DE	3,3	323,780	-362,701	-242,804	1,76	140,03	558,14	-797,98
	EF	3,1	302,195	-242,804	-1233,06	2,5	541,009	187,64	-390,08
	FG	5,3	516,785	-1233,06	0	2,2	1250,30	1602,06	-1602,06

Tableaux VI.5. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

Sens	Travée	L (m)	qm(KN)	Mg(KN.m)	Md(KN.m)	Xo (m)	Mt(KN.m)
XX	AB	5	326,907	0	-726,834	2,94	561,401
	BC	4,1	291,639	-726,834	-382,918	2,33	69,993
	CD	3,6	259,385	-382,918	0	2,21	250,553
YY	AB	5,3	378,766	0	-903,79	2,2	916,43
	BC	3,1	221,499	-903,79	-252,684	2,5	396,541
	CD	3,9	284,784	-252,684	-265,847	1,94	385,010
	DE	3,3	237,320	-265,847	-177,967	1,76	102,64
	EF	3,1	221,499	-177,967	-903,79	2,5	396,541
	FG	5,3	378,766	-903,79	0	2,2	916,43

➤ **Ferraillage des nervures :**

Le ferraillage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

-Détermination de la largeur b :

- **Sens X-X :**

On a : $h = 0,80 \text{ cm}$, $h_0 = 0,30 \text{ cm}$

$d = 0,75 \text{ m}$, $b_0 = 0,55 \text{ m}$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{Lx}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \dots (\text{CBA. Art 4. 1. 3}).$$

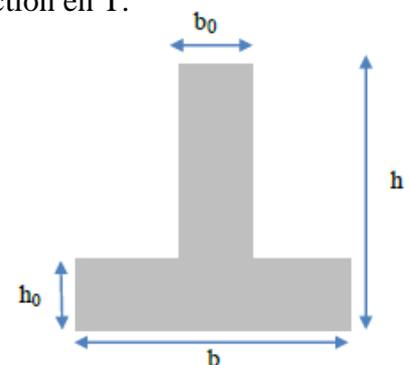


Figure VI.10. Schéma des nervures

$$\frac{b-0,55}{2} \leq \min(2,5 \text{ m} ; 0,31 \text{ m}) \text{ , D'où : } b = 1,17 \text{ m}$$

- Sens Y-Y :

$$\frac{b-0,55}{2} \leq \min(2,65 ; 0,41 \text{ m}) \text{ donc : } b = 1,37 \text{ m}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Résultats de ferrailage des nervures

localisation		M(KN. m)	A ^{calculé} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres
xx	travée	765,927	30,69	10,59	34,36	7HA25
	appuis	-991,632	40,30	10,59	44,18	9HA25
yy	travée	1250,303	51,03	12,40	54	11HA25
	appuis	-1233,06	50,26	12,40	54	11HA25

- Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(14 ; 22,85 ; 55) \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 10\text{mm}$ et $A_{trans} = 4\phi_{10} + 2\phi_8 = 4,15 \text{ cm}^2$ (2 cadre ϕ_{10} + etrier ϕ_8)

On adopte un espacement entre les armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$.

- Vérifications nécessaires :

- Vérification des efforts tranchant à l'ELU : fissuration nuisible

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) = 2,5 \text{ MPA}$$

Selon xx : $\frac{1313,336 \times 10^{-3}}{1,17 \times 0,75} = 1,49 \text{ MPA} < 2,5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifier}$

Selon yy : $\frac{1602,06 \times 10^{-3}}{1,37 \times 0,75} = 1,56 \text{ MPA} < 2,5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifier}$

- Vérification des contraintes :

Tableau VI.7. Vérification des contraintes à l'ELS

localisation		M(KN. m)	y(cm)	I (cm ⁴)*10 ⁶	σ_{bc} (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$
xx	travée	561,401	21,67	1,862	6,53	15	241,15	201,63
	appuis	-726,834	24,02	2,26	5,60	15	245,62	201,63
yy	travée	916,43	24,45	2,73	8,21	15	245,53	201,63
	appuis	-903,79	24,45	2,7	8,09	15	251,02	201,63

Remarque : les contrainte dans le béton sont vérifier par contre les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS.

Tableau VI.8. Vérification des contraintes à l'ELS

localisation		$A_{adopté}(cm^2)$	N ^{bre} de barres	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs
xx	travée	49,09	10HA25	5,74	15	171,63	201,63	verifier
	appuis	58,91	12HA25	5,07	15	186,89	210,63	verifier
yy	travée	73,63	15HA25	7,36	15	189,29	201,63	verifier
	appuis	73,63	15HA25	7,26	15	186,68	201,63	verifier

Remarque : Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton. Un mètre de lo **d'**après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Donc $A_p = 3 \times 0,75 = 2,25 \text{ cm}^2$, Soit : 2HA14 = 3,08 cm² par face.

➤ **Schéma de ferrailage des nervures :**

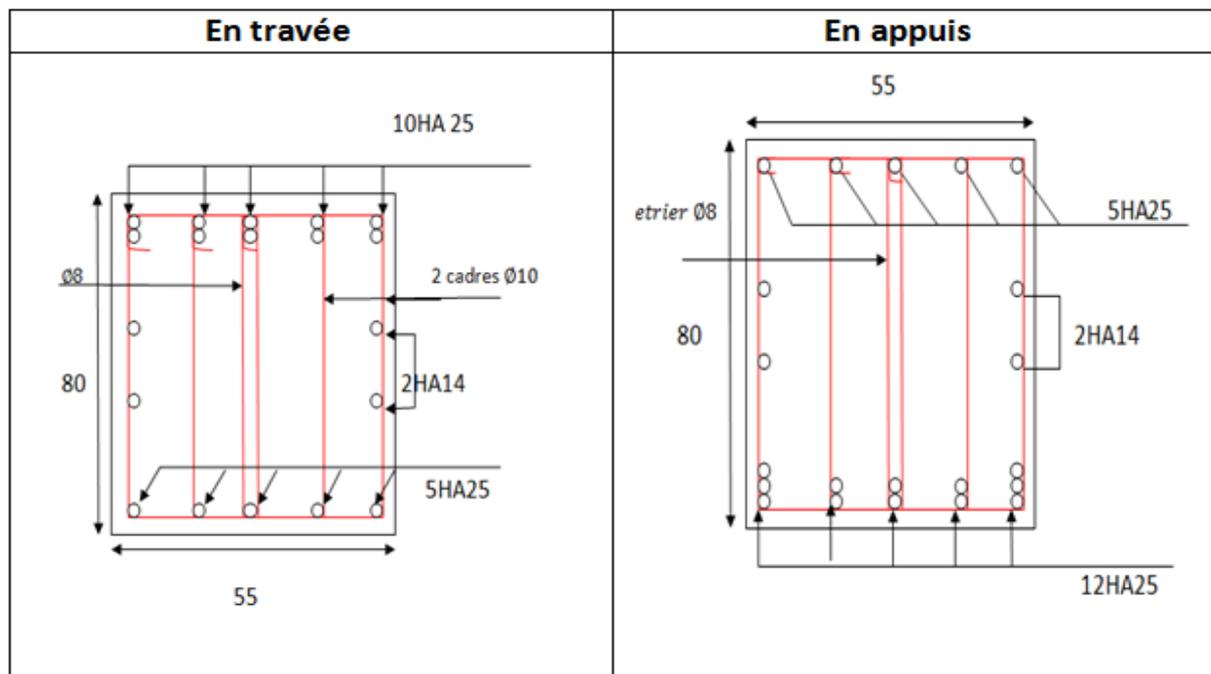


Figure VI.11. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x

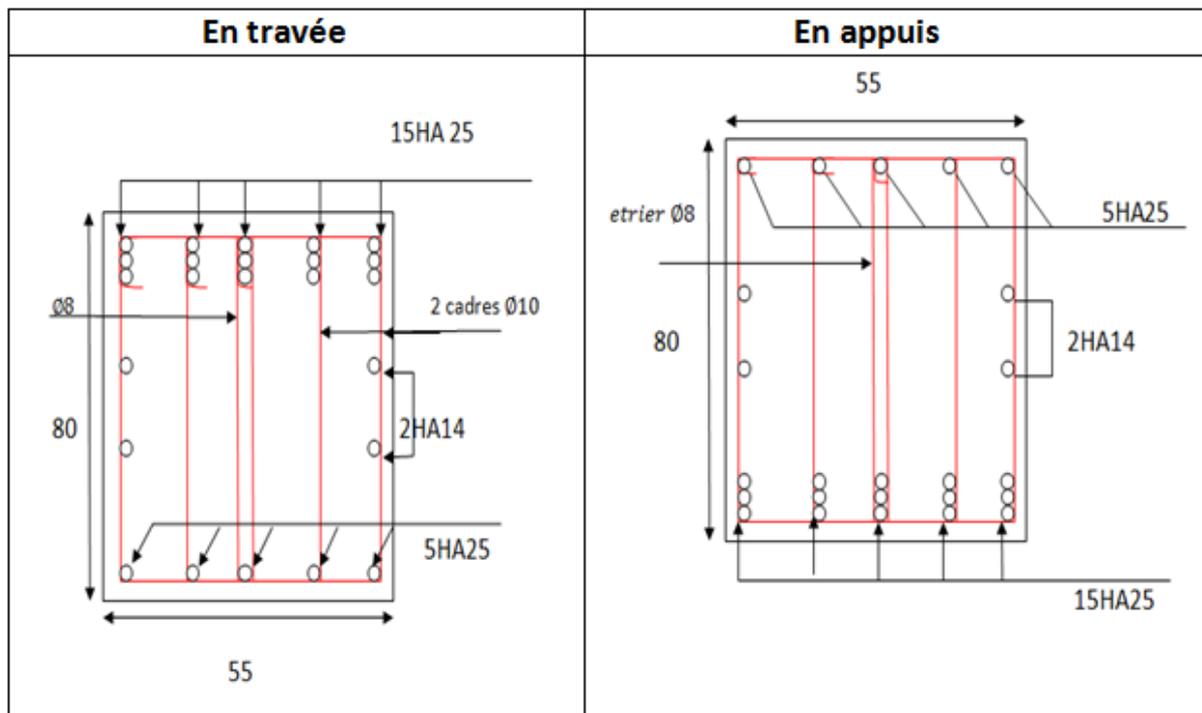


Figure VI.12. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Dans le cadre de ce travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à suivre pour mener à bien un projet de construction. On a également appris les différentes méthodes de calcul, les concepts et les règlements gouvernant le domaine étudié.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances acquises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu souligner ce qui suit :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- Pour éviter la formation de rotules plastique au niveau des poteaux il faut vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Le radier nervuré 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.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :
 - Respect de règlement parasismique.
 - Conception architecturale parasismique.
 - Mise en œuvre soignée de la construction.

Bibliographie

- *Document Technique Réglementaire DTR BC 2.48 « Règles Parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003 ».*
- Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limite (BAEL 91).*
- *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (Code de Béton Armé (CBA 93).*
- *DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharge d'exploitation».*
- *Anciens mémoires de fin d'étude.*

Annexes

ANNEXE 1

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

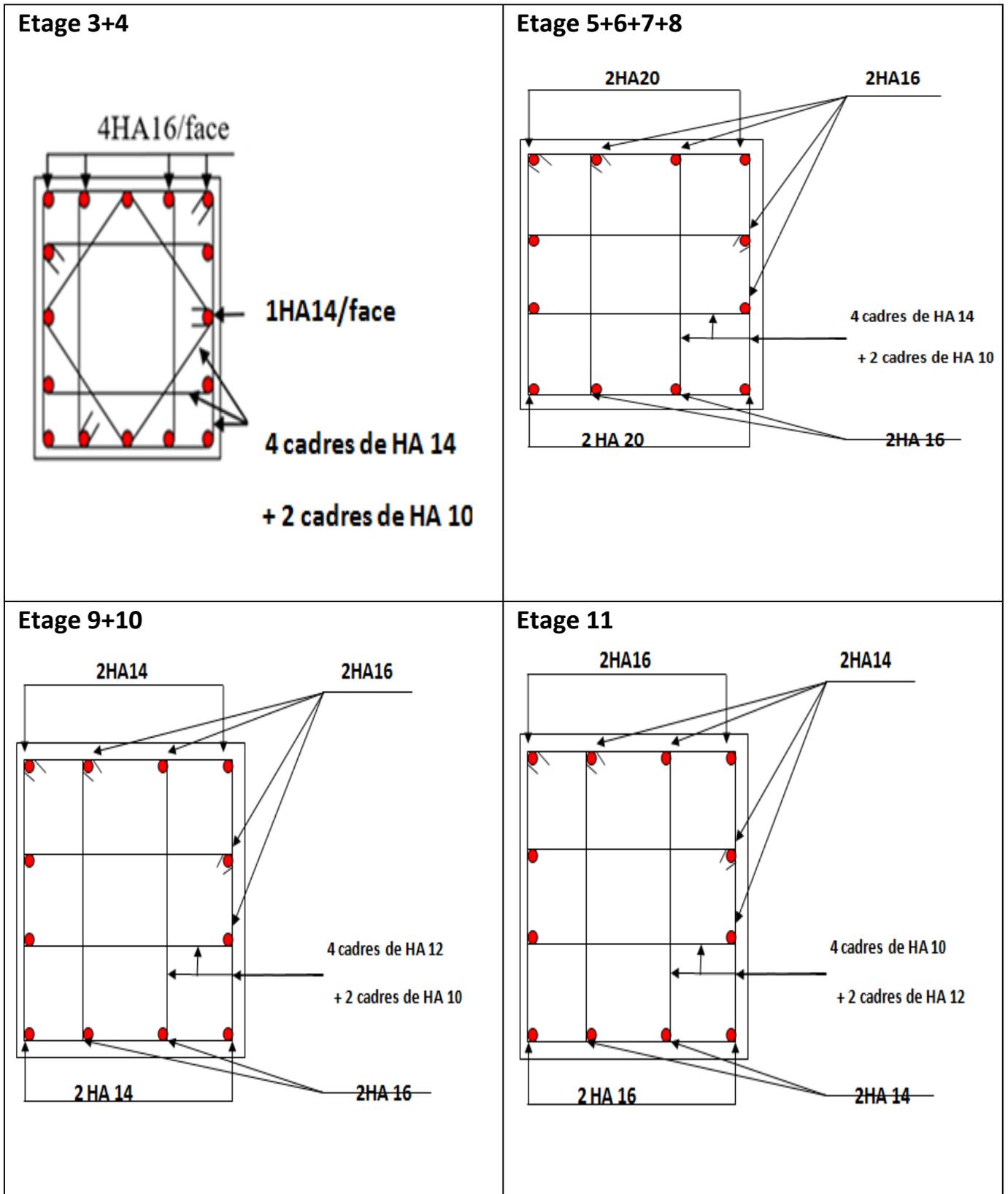
ANNEXE 2

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES

ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	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	0,594
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	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
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	0,7932
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	0,5358
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	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

ANNEXE 3
Schémas de ferrailage des poteaux



	Etude Géotechnique	Partenaire contractant
	Projet: Réalisation d'une promotion immobilière de 98 logements Localisation: AKBOU-W-BEJAIA	LABO LTEC

B	L	L/B	λ_c	λ_d	E_M	a	B_0	q'	D	γh	σ'_{v0}	$q' - \sigma'_{v0}$
9,00	29,00	3,22	1,30	1,78	6206,00	0,67	0,60	400,00	3,00	17,70	53,10	346,90

s_c	s_d	s_f	$s_f (cm)$
0,0484	0,0666	0,1150	11,50

Les tassements obtenus sont admissibles pour la contrainte de ≤ 1.90 bars à la profondeur d'ancrage de 3,00 par rapport au terrain naturel.

Suite aux résultats obtenus, et en considérant;

- ✓ le caractère sismique de la région;
- ✓ et les paramètres intrinsèques du sol support ;
- ✓ le tassement des fondations

nous retenons pour la suite ces critères de dimensionnement :

- ✓ les fondations devraient être de type *superficielle radier général*.
- ✓ la formation d'**éboulis de pente**, sera la formation d'assise des fondations.
- ✓ Les semelles seront ancrées à une profondeur à partir de **3m** par rapport au terrain naturel
- ✓ La contrainte admissible **à retenir** à ce niveau d'ancrage est de l'ordre de **1.90bars pour un tassement admissible**

XV. Conclusions et recommandations

Suite aux données géologiques et aux et des résultats géotechniques obtenus, nous concluons que le terrain pour le futur projet de la promotion immobilière sise à AKBOU dans la wilaya de Béjaia, est de point de vue:

1. **LITHOLOGIE** : La succession lithologique du terrain est comme suit ;

Une couche de grande puissance, très hétérogène, constituée d'éboulis de pente bréchiques, constitués d'un mélange de gros bloc gréseux enrobés dans une matrice argilo-limono sableuse, à passage de galets enrroulés de taille variable, la disposition des différents facies est aléatoire sans aucune stratification, de couleur brun ocre, il est important de signaler au-delà de 1m l'abondance des blocs gréseux dur et de nature calaire ; plus de 15m d'épaisseur

	Etude Géotechnique	<u>Partenaire contractant</u>
	Projet: Réalisation d'une promotion immobilière de 98 logements Localisation: AKBOU-W-BEJAIA	LABO LTEC

2. PROPRIETES GEOTECHNIQUES :

- Les résultats des analyses chimiques n'ont révélé aucun élément agressif vis à vis le béton inférieur à la classe XA1

3. SISMICITÉ : En vu du risque sismique qui menace la zone d'étude et pour garantir la pérennité de l'ouvrage ;

- Il est à souligner que la région de « AKBOU » se situe en zone sismique « IIa » (sismicité moyenne), de ce fait il est impératif de tenir compte des paramètres parasismiques établis par le CGS dans l'ADDENDA 2003 au RPA 99.
- selon le RPA, le site est de classe S2 (site ferme), avec V_s moyen varie de 465m/s.

4. PORTANCE :

De ce qui précède nous retenons ces critères de dimensionnement :

- les fondations devraient être de type *radier général*.
- les formations d'assise des fondations sont des *éboulis de pente (mélange de bloc grèzeux dans une matrice sablo-argileuse très graveleuse brunâtre)*.
- Les semelles seront ancrées à 3,00m de profondeur par rapport à la côte de terrain naturel et la contrainte admissible à retenir à ce niveau est de 1,90 bars.

5. DISPOSITION CONSTRUCTIVES POUR LA PERENNITE DES OUVRAGES

Compte tenu des caractéristiques géotechniques des formations superficielles et leur sensibilité à l'eau, ainsi que l'ampleur des terrassements, les mesures suivantes sont à prendre pour une meilleure stabilité du site :

- ✓ La meilleure règle de sécurité consiste à réaliser l'ouvrage de soutènement qui doit venir remplacer le coin de butée supprimé par le terrassement. Il appartient au BET de choisir le type de soutènement le plus adéquat.
- ✓ Afin d'estimer les poussées derrière un ouvrage de soutènement, nous vous conseillons de prendre les caractéristiques géotechniques suivantes :

Formation	h (m)	γ_d (KN/m ³)	ϕ' (°)	C' (KPa)
Eboulis de pente	Plus de 15m	17.50	24	25

	Etude Géotechnique	Partenaire contractant
	Projet: Réalisation d'une promotion immobilière de 98 logements Localisation : AKBOU-W-BEJAIA	LABO LTEC

- ✓ Nous attirons l'attention sur la nécessité de vérifier la stabilité au renversement du soutènement, dont les paramètres suivants devront être pris en compte :
 - efforts horizontaux et verticaux ;
 - profondeur d'ancrage de fondation ;
 - géométrie de l'ouvrage de soutènement ;
 - butée éventuelle du sol.

- ✓ Pour l'ouvrage de soutènement, il conviendra de s'assurer que la hauteur de fiche est suffisante pour reprendre les efforts.

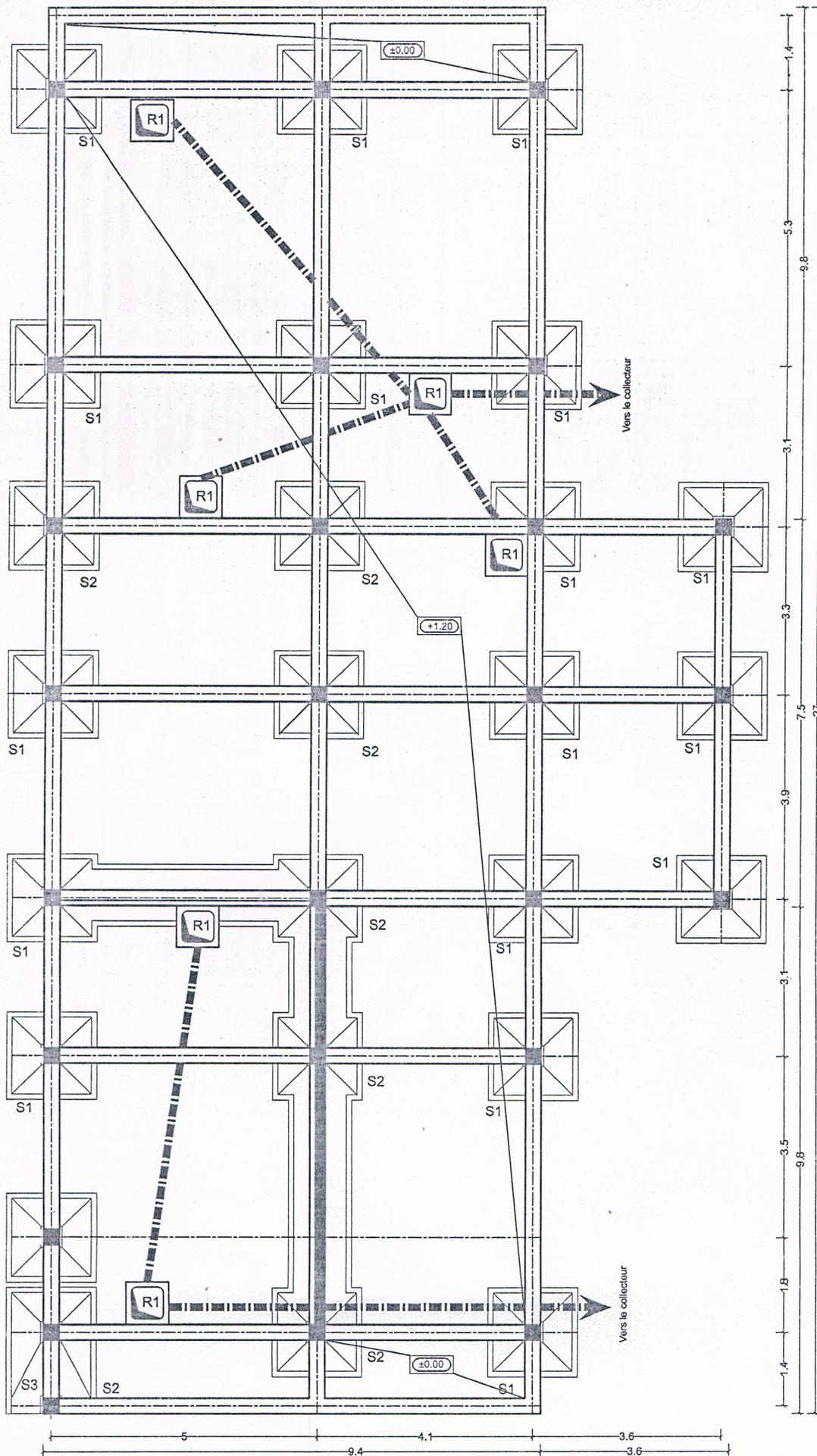
- ✓ Le bloc A est au même niveau que l'oued existant il y a lieu d'éviter de réaliser le sous sol, de fait que le risque d'inondation est probable car il est important dans ce genre de situation de procéder à une surelevation à NPHE+1m. Le niveau des plus hautes eaux (NPHE) , c'est au bureau d'étude de s'approcher aux service d'hydraulique de la commune pour avoir ce renseignement.

Il est important de signaler que LABO LTEC n'est pas habilitée dans le cadre d'une mission G2, de jouer le rôle d'un bureau d'études structure, toutes les recommandations données dans ce rapport sont à titre indicatif.

N.B : Il est porté à l'attention du lecteur du présent rapport géotechnique que ce texte forme un ensemble et les informations y figurant ne peuvent être dissociées les unes des autres

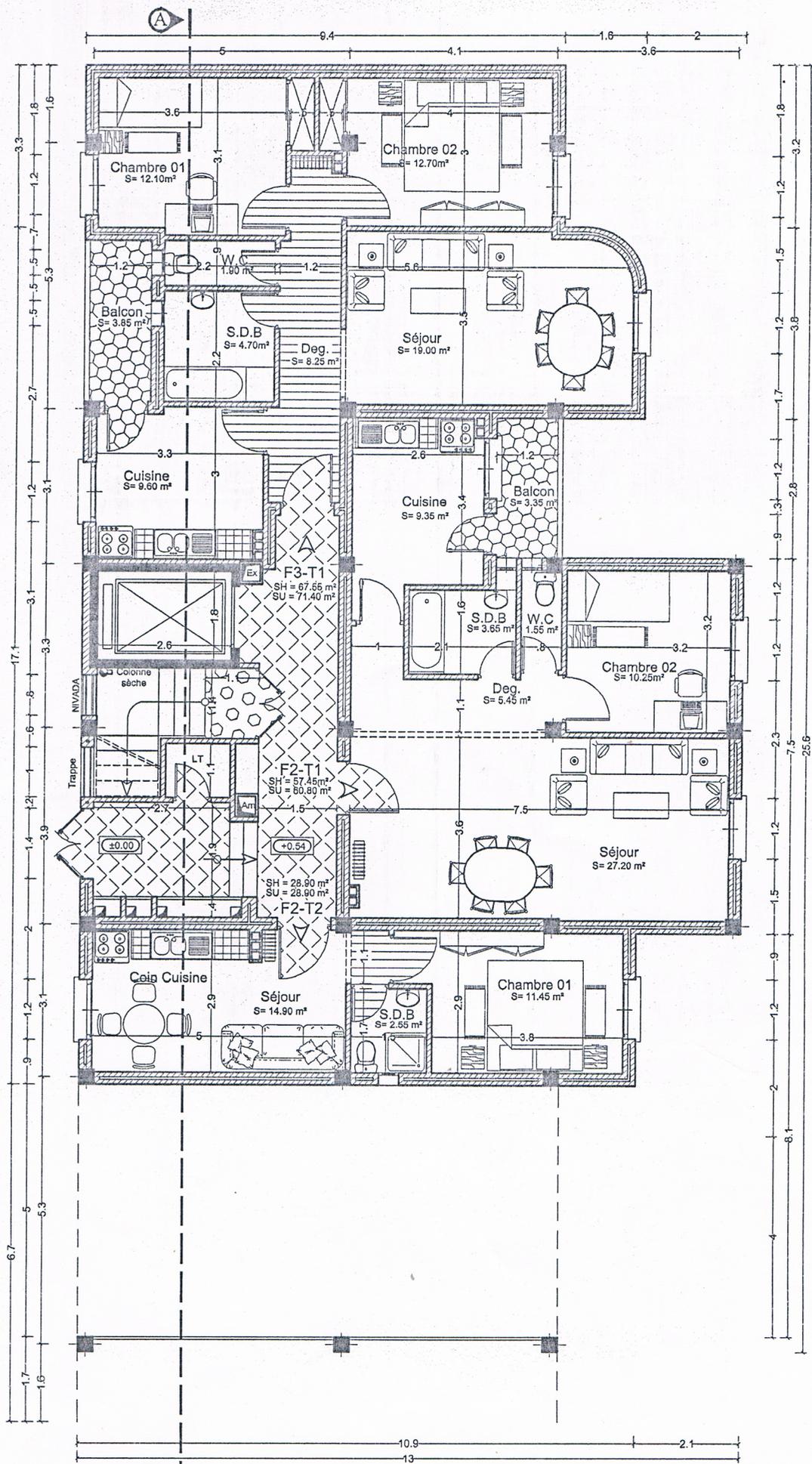
Ingénieur Chargé de l'étude





PLAN DES FONDATIONS

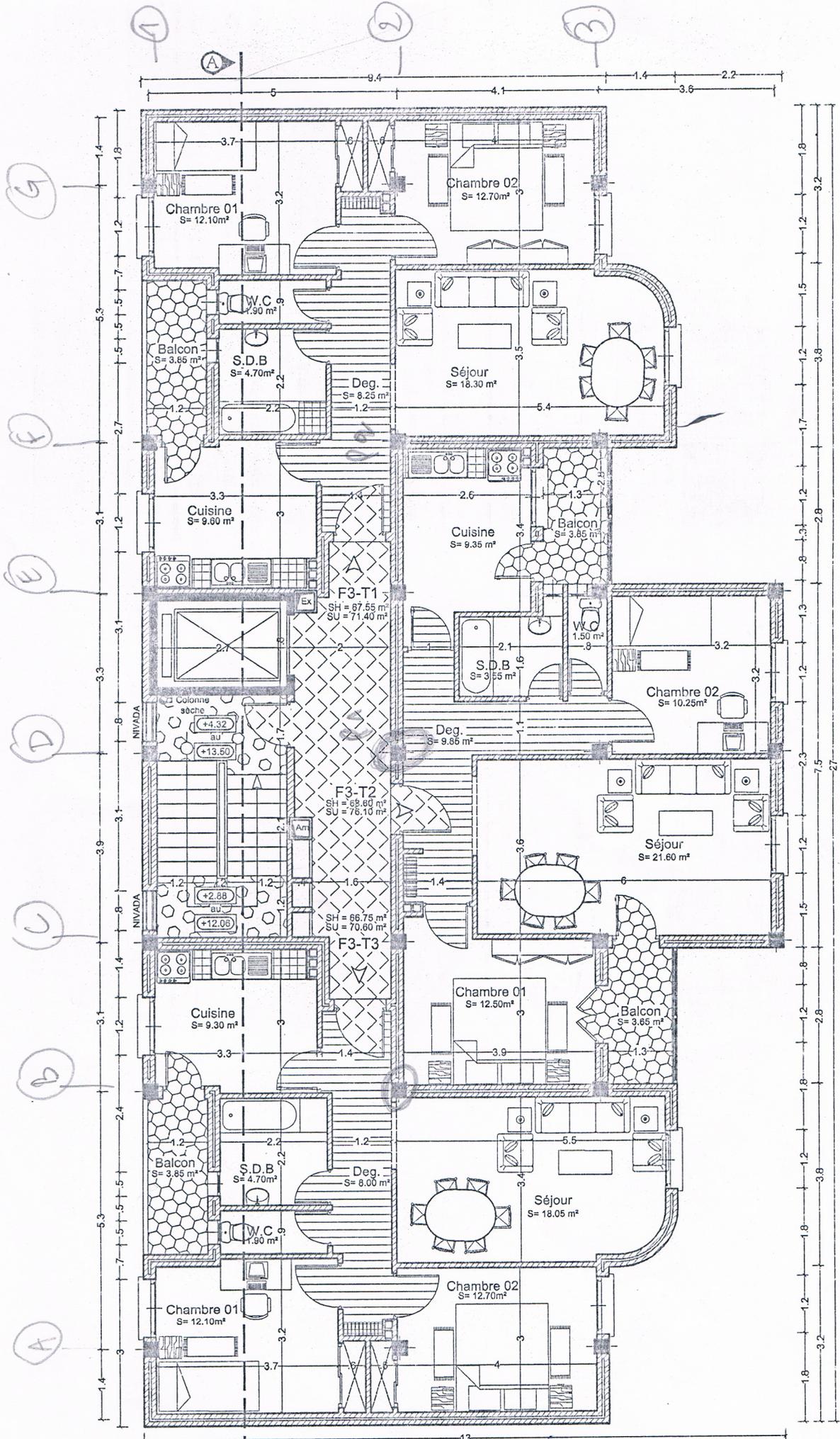
ECH : 1/100



PLAN DU RDC

NIV : +0.54

ECH : 1/100

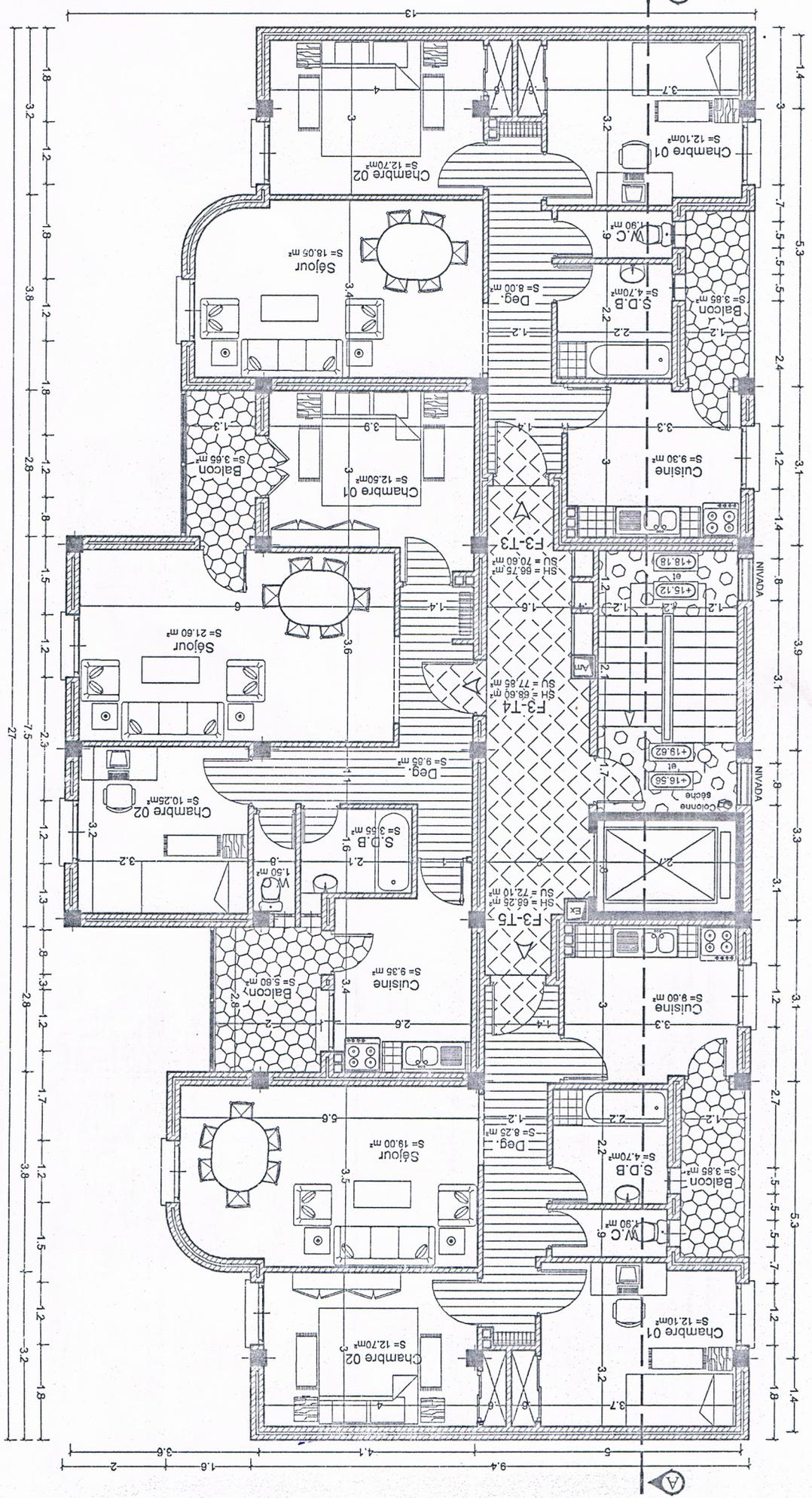


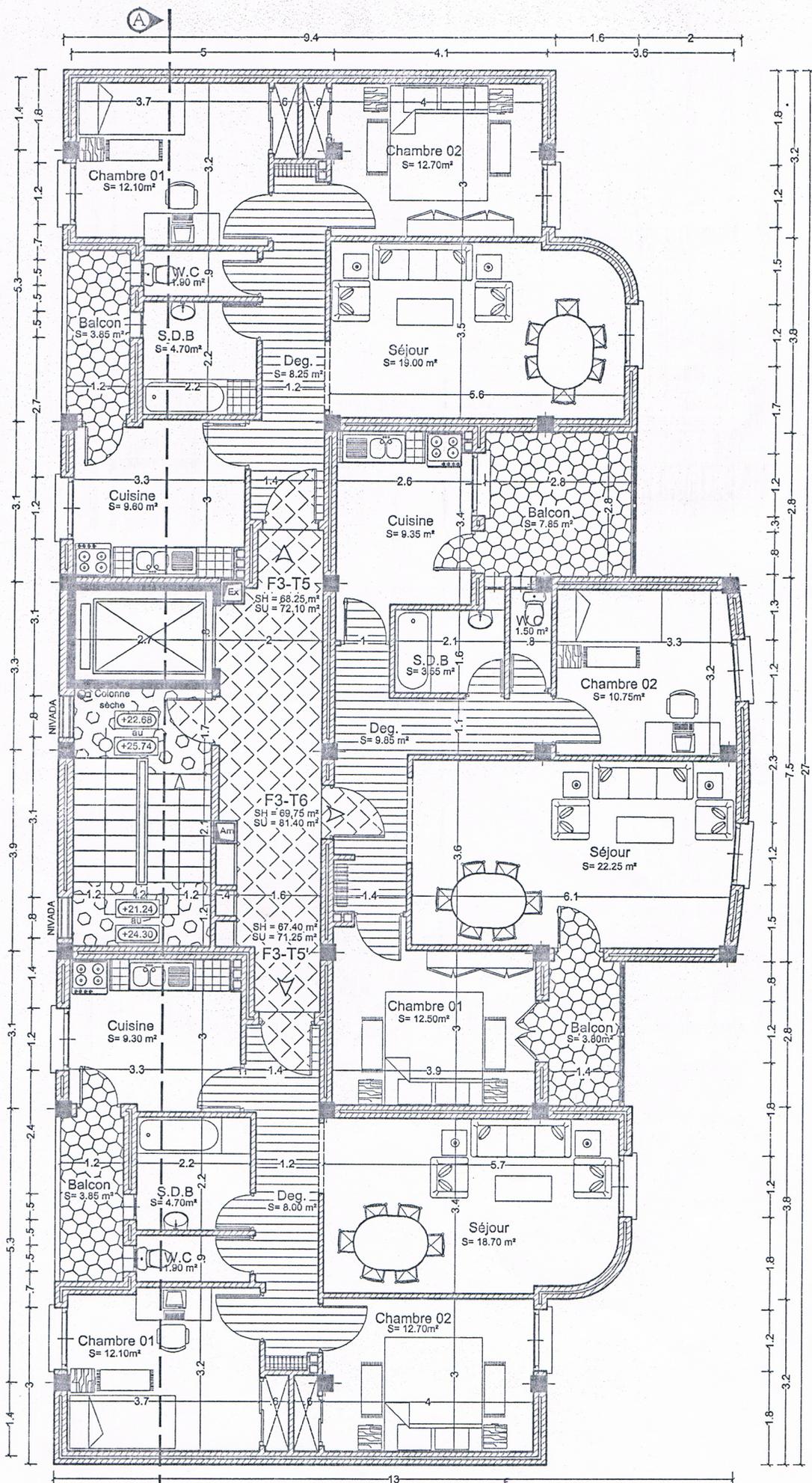
PLAN DU 1er au 4ème ETAGE
 NIV : +4.32 au +13.50
 ECH : 1/100

PLAN DU 5ème & 6ème ETAGE

NIV : +16.56 & +19.62

ECH : 1/100

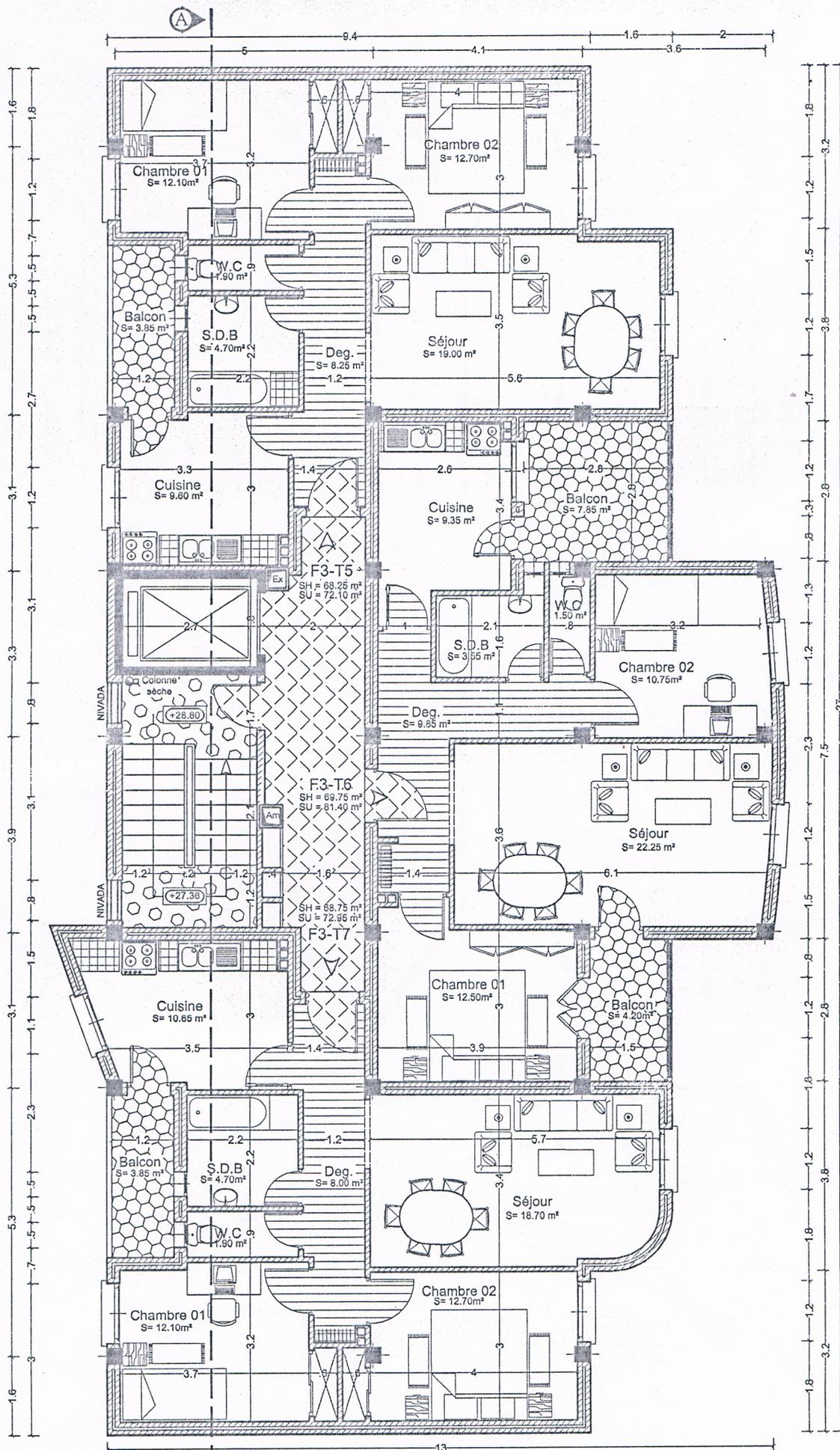




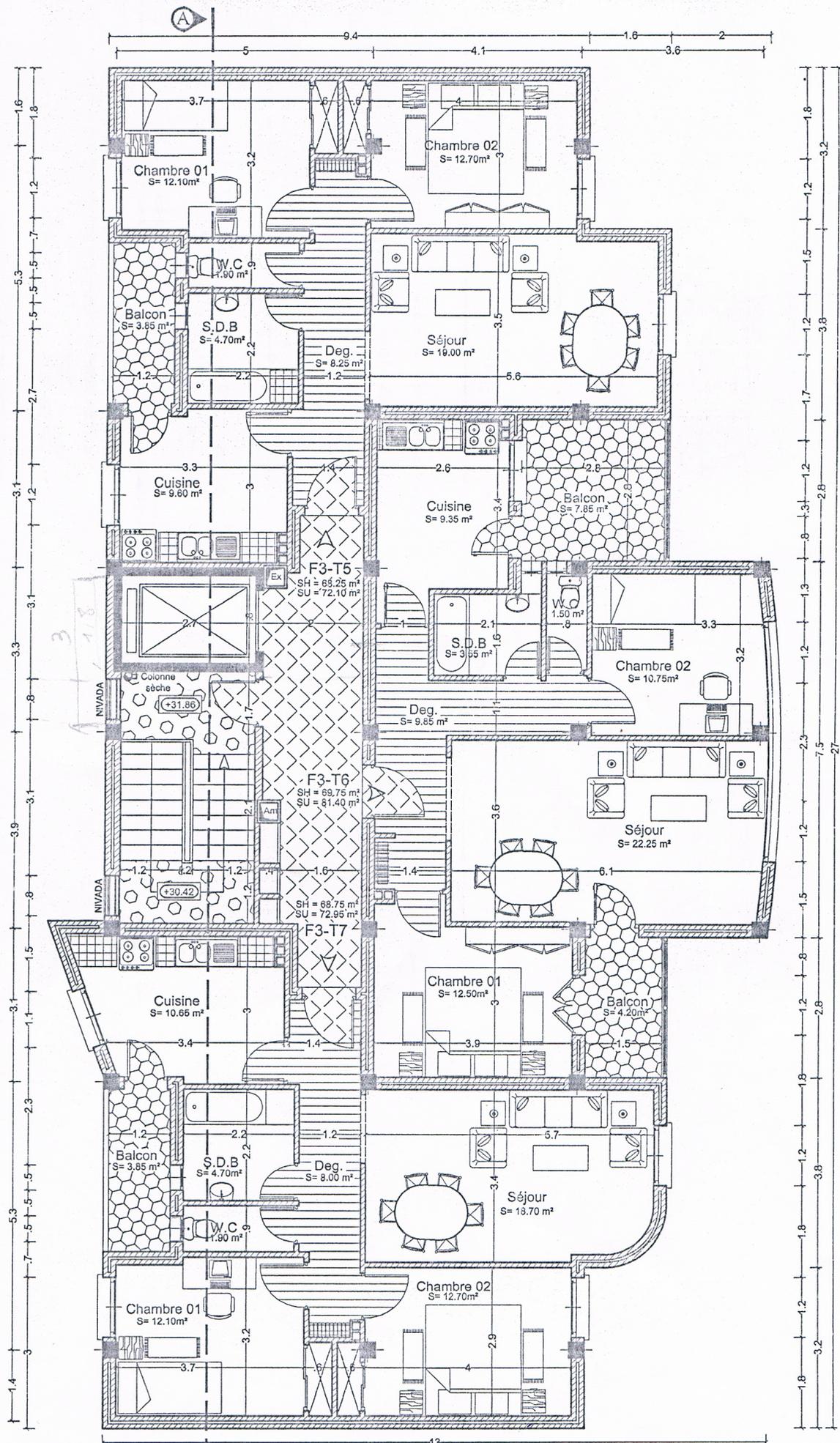
PLAN DU 7ème & 8ème ETAGE

NIV : + 22.68 & + 25.74

ECH : 1/100



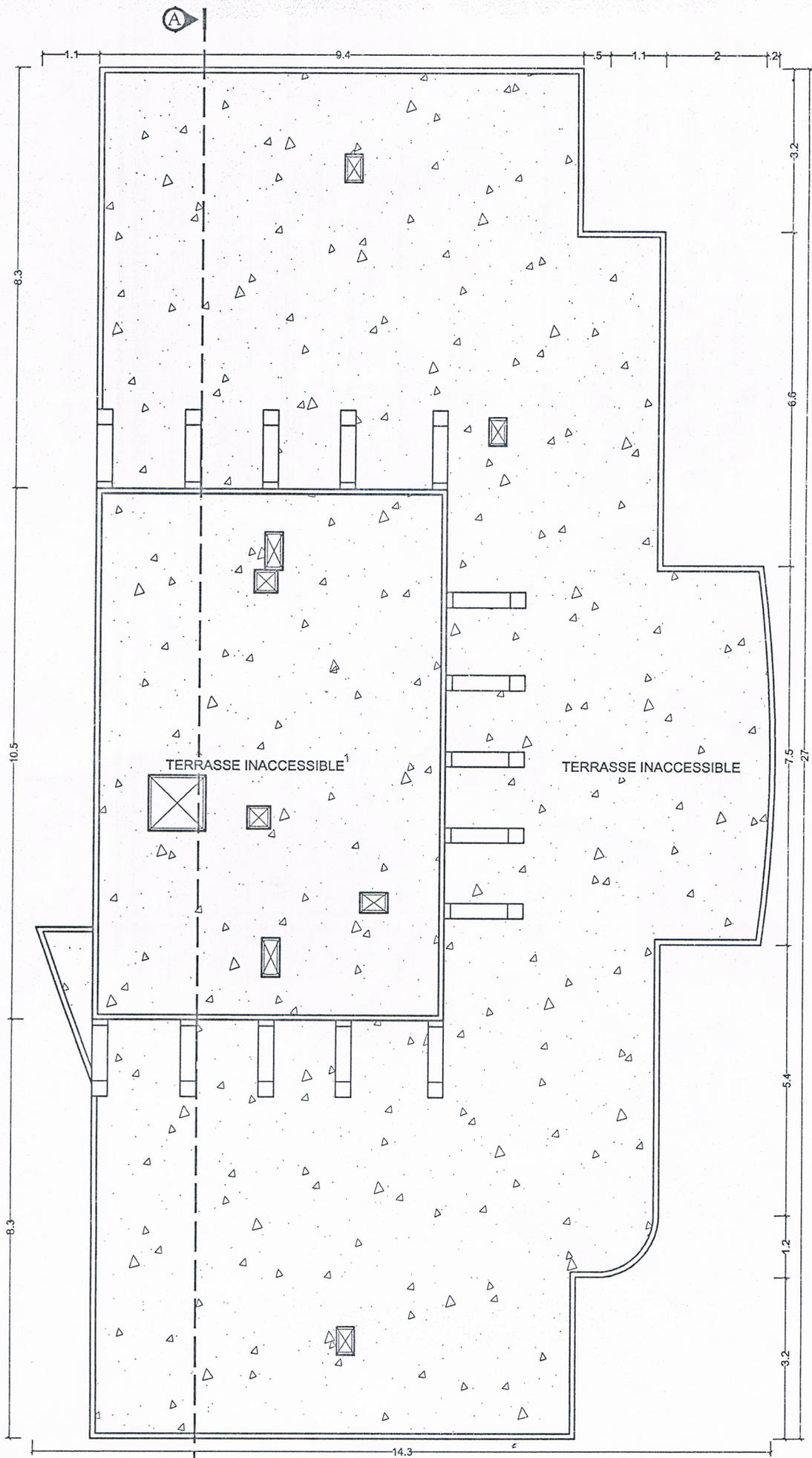

PLAN DU 9éme ETAGE
 NIV : +28.80 ECH : 1/100



PLAN DU 10^{ème} ETAGE

NIV : + 31.86

ECH : 1/100

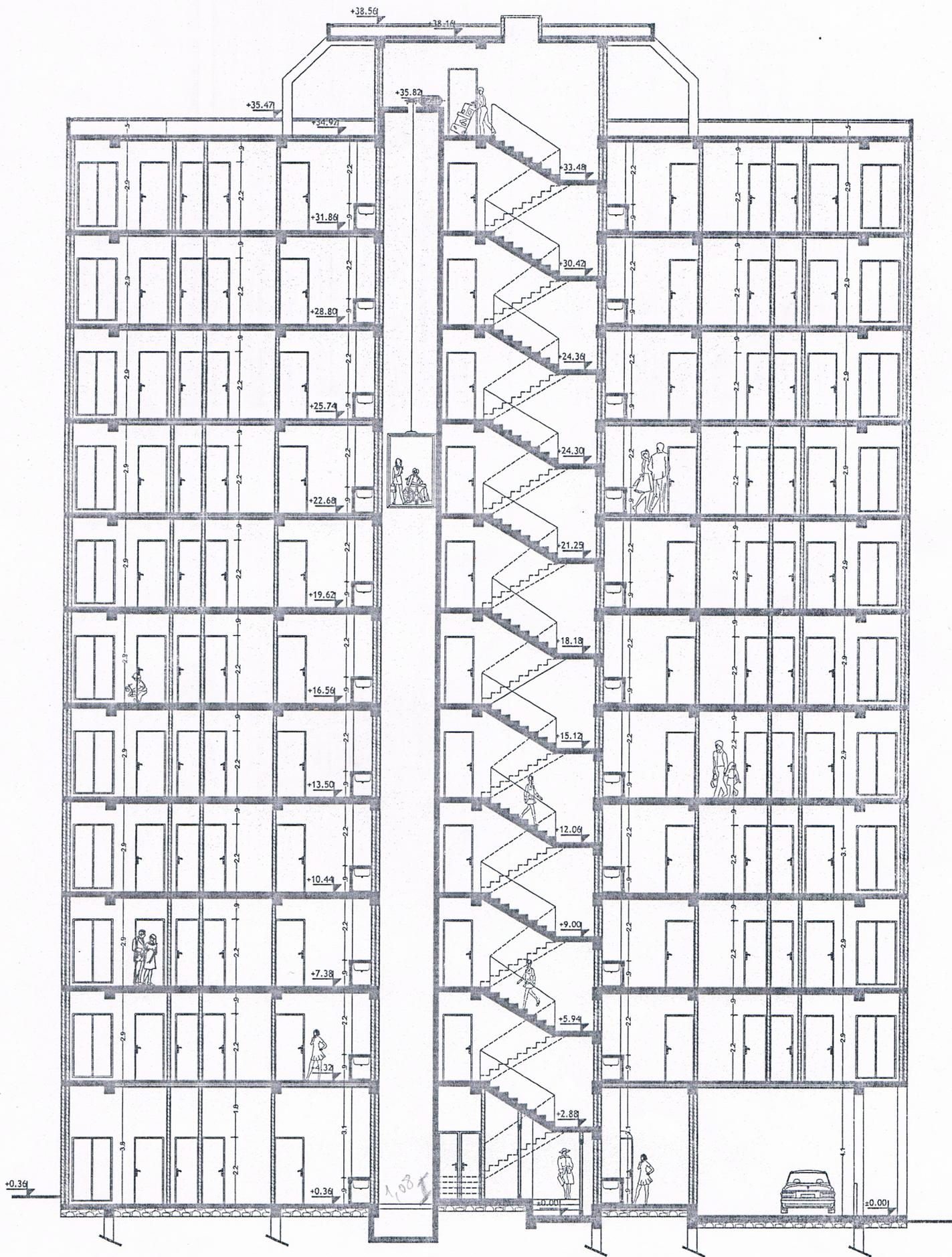


A

PLAN DE TERRASSE

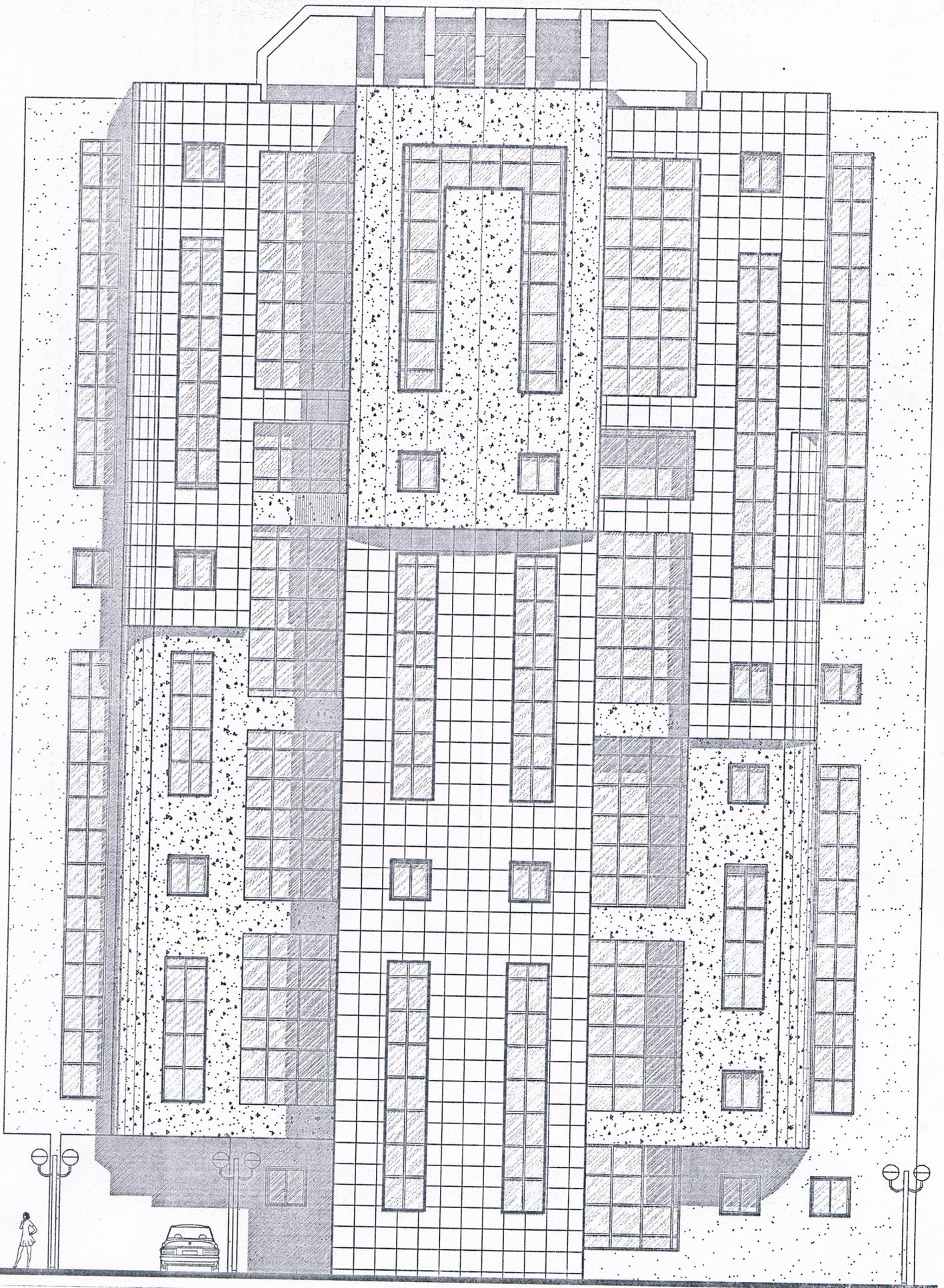
NIV : + 34.92

ECH : 1/100



COUPE A-A

ECH : 1/100



FACADE PRINCIPALE

ECH : 1/100