

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Abderrahmane Mira – Bejaïa

Faculté de Technologie

Département de GENIE CIVIL

Master 2, Option Matériaux et structures

Mémoire de fin d'étude

Thème

Etude d'un bâtiment

(R +8 + 2 entre – sol) en béton armé contreventé par un système mixte (voiles-portiques)

Réalisé par :

M^{lle} KAHOUADJI Oumessad

M^{lle} BOUARAR Kamila

Promotrice :

M^{me} HAMOUCHE .S

MEMBRE DU JURY :

- M^{me} BOUSSA .L
- M^{me} DJERROUD .T

Années Universitaire 2020/2021

Remerciements

Nous remercions avant tous ALLAH le tout puissant de nous avoir donné la force, la joie, le courage et la volonté pour réaliser cet humble travail.

Nos remerciements vont également à nos parents pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis pour nous permettre de suivre nos études dans les meilleures conditions possibles et n'avoir jamais cessé de nous encourager tout au long de nos années d'études.

Qu'il nous soit permis de rendre un vibrant hommage à notre Encadreur Mme"

S.HAMOUCHE " pour sa disponibilité, son savoir-faire et son soutien.

Nous remercions également tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail.

Enfin, nous tenons à remercier les membres du jury qui ont acceptés de juger notre travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail ...

A ma Mère,

La lumière de mes jours, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celle qui s'est toujours sacrifiée pour me voir réussir.

A Mon Père,

L'épaule solide, l'œil attentif compréhensif et la personne la plus digne de mon estime et de mon respect.

Aucune dédicace ne saurait exprimer mes sentiments, que Dieu vous préserve et vous procure santé et longue vie.

A moi-même,

A mes très chers frères Idir, Aziz, Karim, Mohammed, Rachid,

A mes très chères sœurs Fahima, Karima, Rahima, Khalida, Kenza, Samra,

Pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral.

A la mémoire de mes grands parents.

A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.

A mon très cher fiancé Kamel qui m'a chaleureusement supporté et encouragé tout au long de mon parcours et qui a su être avec moi dans le meilleur et dans le pire.

A notre Promotrice Madame "S.HAMOUCHE".

A ma chère amie avant d'être binôme "KAHOUADJI Oumessad" et à sa famille.

A tout mes amis, particulièrement ma meilleure amie "Lydia" avec qui j'ai vécu des années très agréables, et à mes camarades de la promotion 2020/2021 2^{ème} année master génie civil.

Et à tout ceux qui ont contribué de près ou de loin pour ce projet soit possible, je veux dis merci.

Kamila BOUARAR

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail ...

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin,

Mon père qui a été à mes cotes et ma soutenu durant toute ma vie, et ma mère qui à sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment.

A mes très chères sœurs.

A tout la famille 'KAHOUADJI'

A mes meilleurs amis et ma cher copine 'Madjda' et à tous ceux qui me sont chère sans exception.

A notre promotrice madame 'S. HAMOUCHÉ'.

A ma binôme 'BOUARAR Kamila' et à sa famille.

KAHOUADJI Oumessad

LISTE DES FIGURES

Chapitre I :

Figure I.1. Evolution de la résistance en compression du béton en fonction de son âge	5
Figure I.2. Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU	5
Figure I.3. Diagramme contrainte-déformation du béton de calcul à L'ELS	6
Figure I.4. Diagramme contrainte-déformation de l'acier	4

Chapitre II :

Figure II.1. Coupe transversale du plancher à corps creux	10
Figure II.2. Schéma de disposition des poutrelles	11
Figure II.3. Coupe transversale d'une poutrelle	12
Figure II.4. Panneau dalle 1	13
Figure II.5. Panneau dalle 2	13
Figure II.6. Panneau dalle 3	14
Figure II.7. Schéma de l'escalier	14
Figure II.8. Schéma statique d'escalier	15
Figure II.9. Vue en plan	15
Figure II.10. Coupe transversale d'un voile de contreventement	19
Figure II.11. Acrotère	19
Figure II.12. Ascenseur	20
Figure II.13. Surface afférente de la terrasse	25
Figure II.14. Surface afférente des étages courants	26

Chapitre III :

Figure III.1. Schéma statique d'une poutrelle	32
Figure III.2. Poutrelle type1	35
Figure III.3. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	52
Figure III.4. Panneau de dalle 2	53
Figure III.5. Section de la dalle pleine à ferrailer	53
Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle DP1	58
Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle DP2	58

LISTE DES FIGURES

Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle DP3	59
Figure III.9. Coupe en élévation de l'escalier	59
Figure III.10. Section de ferrailage de l'escalier	60
Figure III.11. Schéma de ferrailage de l'escalier	62
Figure III.12. Schéma de ferrailage de la poutre palière	67
Figure III.13. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	69
Figure III.14. L'ascenseur	69
Figure III.15. La surface d'impact	74
Figure III.16. Schéma de ferrailage de l'ascenseur	78
Figure III.17. Schéma de l'acrotère	79
Figure III.18. Section de calcul de l'acrotère	81
Figure III.19. Schéma de ferrailage de l'acrotère	83
Figure III.20. Coupe A-A de l'acrotère	83

Chapitre IV :

Figure IV.1. Spectre de réponse sens x-x et y-y	89
Figure IV.2. Vu en 3D de la structure modélisée avec le logiciel ETABS	90
Figure IV.3. Disposition des voiles	90
Figure IV.4. Mode 1 de déformation (Translation suivant l'axe x-x)	92
Figure IV.5. Mode 2 de déformation (Translation suivant l'axe y-y)	92
Figure IV.6. Mode 3 de déformation (Rotation suivant l'axe z-z)	93

Chapitre V :

Figure V.1. Schéma de ferrailage des poteaux ES 1 et 2, RDC et 1 ^{er} étage	110
Figure V.2. Schéma de ferrailage des poteaux 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	111
Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	111
Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux 8 ^{ème} étage	112
Figure V.5. Les moments résistants dans la zone nodale	118
Figure V.6. Armatures transversales dans la zone nodale	120
Figure V.7. Schéma de ferrailage de la poutre principale ES 1 et 2	120
Figure V.8. Schéma de ferrailage de la poutre principale des étages courants	121

LISTE DES FIGURES

Figure V.9. Schéma de ferrailage de la poutre principale de la terrasse	121
Figure V.10. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire ES 1 et 2	122
Figure V.11. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire des étages courants	122
Figure V.12. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire de la terrasse	123
Figure V.13. Schéma de ferrailage du voile V_{x1} et V_{x2}	130
Figure V.14. Schéma de ferrailage du voile V_{y1} et V_{y2}	130
Figure V.15. Schéma de ferrailage du voile V_{y3} et V_{y4}	131
Chapitre VI :	
Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolé	133
Figure VI.2. Schéma d'une semelle filante	134
Figure VI.3. Schéma du poinçonnement	139
Figure VI.4. Schéma d'une dalle sur quatre appuis	141
Figure VI.5. Schéma de ferrailage du radier	143
Figure VI.6. Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x	144
Figure VI.7. Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y	145
Figure VI.8. Schéma de ferrailage des nervures sens x-x	149
Figure VI.9. Schéma de ferrailage des nervures sens y-y	149
Figure VI.10. Diagramme des contraintes sur le voile	150
Figure VI.11. Schéma de ferrailage pour le voile périphérique	153

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau □.1. Fe en fonction du type d'acier	7
--	---

CHAPITRE II

Tableau □.1. Dimensionnement de la volée	16
Tableau □.2. Epaisseur opté pour les différents niveaux	19
Tableau □.3 Evaluation des charges revenant au plancher	21
Tableau □.4 Evaluation des charges revenant de la terrasse inaccessible	22
Tableau □.5. Evaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine ..	22
Tableau □.6. Evaluation des charges revenant aux murs extérieurs	22
Tableau □.7. Evaluation des charges revenant aux murs intérieurs	22
Tableau □.8. Evaluation des charges revenant aux volée en dalle pleine	23
Tableau □.9. Evaluation des charges revenant aux palier en dalle pleine	23
Tableau □.10. Section des poteaux pour les différents niveaux	24
Tableau □.11. Descente de charge du poteau (PC)	27
Tableau □.12. Vérification des poteaux à la compression simple pour le poteau (pc)	28
Tableau □.13. Vérification au flambement des poteaux	30

CHAPITRE III

Tableau III.1. Différents types des poutrelles	34
Tableau □.2. Charges revenant au poutrelle	35
Tableau □.3. Sollicitations des différents types des poutrelles.....	40
Tableau □.4. Sollicitations maximales des poutrelles.....	40
Tableau □.5. Ferrailage des différents types des poutrelle	48
Tableau □.6. Vérification au cisaillement	49
Tableau □.7. Vérification des états limites de compression	49
Tableau □.8. Vérification des états limite de déformation	50
Tableau □.9. Les schémas de ferrailage des poutrelles	51
Tableau □.10. Ferrailage de la dalle sur 3 appuis.....	54
Tableau □.11. Vérification de l'état de compression du béton.	55
Tableau □.12. Les résultats des dalles pleine	56
Tableau □.13. Sollicitations et ferrailage dans les dalles.....	56
Tableau □.14. Calcul de ferrailage des dalles	56
Tableau □.15. Vérification au cisaillement	56
Tableau □.16. Récapitulatif des vérifications des contraintes	57
Tableau □.17. Vérification des conditions de la flèche	57

LISTE DES TABLEAUX

Tableau □.18. Sollicitation dans l'escalier	60
Tableau □.19. Ferrailage de l'escalier.....	60
Tableau □.20. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	61
Tableau □.21 Vérifications de la flèche	62
Tableau □.22. Calcul d'armatures à la flexion simple	64
Tableau □.23. Résultats de calcul des contraintes dans le béton	66
Tableau □.24 Section de ferrailage de la poutre de chaînage	67
Tableau □.25. Vérification des contraintes	68
Tableau □.26. Calcul des ferrailages selon les deux sens	71
Tableau □.27. Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée	75
Tableau □.28. Combinaison de calcul.....	80
CHAPITRE IV	
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités	88
Tableau IV.2. Période et taux de participation massique de la structure.....	91
Tableau IV.3. Vérification de la résultante des forces sismique à la base	93
Tableau IV.4. Justification de l'interaction sous charges verticales horizontales....	94
Tableau IV.5. Justification de l'interaction sous charges verticales verticales.....	94
Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit	95
Tableau IV.7. Vérification vis-à-vis des déformations	96
Tableau IV.8. Vérification des effort P- Δ	97
CHAPITRE V	
Tableau V.1. Les différentes sollicitations dans poteaux	100
Tableau V.2. Armatures longitudinale min et max dans les poteaux	101
Tableau V.3. Armatures longitudinale dans les poteaux	104
Tableau V.4. Armatures transversales adoptées pour les poteaux	106
Tableau V.5. Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maxi	107
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton des poteaux	108
Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.....	109
Tableau V.8 Armateurs longitudinales min et max dans les poutres	113
Tableau V.9. Les sollicitations les plus défavorables.....	113
Tableau V.10. Armatures longitudinales dans les poutres	114
Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles	116
Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinale au cisaillement.....	116
Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression.....	117
Tableau V.14. Les moments résistants dans les poteaux.....	118

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V.15. Les moments résistants dans les poutres.....	119
Tableau V.16. Vérification des zones nodales poutres principale.....	119
Tableau V.17. Vérification des zones nodales poutres secondaires	119
Tableau V.18. Ferrailage du voile V_{x1} et $V_{x2} = 1.2m$	127
Tableau V.19. Ferrailage du voile V_{y1} et $V_{y2} = 3m$	127
Tableau V.20. Ferrailage du voile V_{y2} et $V_{y3} = 1.3m$	128

CHAPITRE VI

Tableau VI.1. Tableau du ferrailage du radier.....	142
Tableau VI.2. Vérifications des contraintes dans le béton	142
Tableau VI.3. Vérifications des contraintes du radier l'acier	143
Tableau VI.4. Recalcul de ferrailage du radier à L'ELS	143
Tableau VI.5. Re vérification des contraintes dans l'acier	143
Tableau VI.6. Sollicitation de la nervure dans le sens x-x	145
Tableau VI.7. Sollicitations à L'ELS	146
Tableau VI.8. Sollicitation de la nervure dans le sens y-y	146
Tableau VI.9. Vérifications à L'ELS.....	146
Tableau VI.10. Résumé des résultats du ferrailage des nervure.....	147
Tableau VI.11. Résumé des résultats (vérification des contraintes)	148
Tableau VI.12. Nouvelle section d'acier adopté à L'ELS	148
Tableau VI.13. Ferrailage du voile le périphérique.....	151
Tableau VI.14. Vérification des contraintes à L'ELS.....	153
Tableau VI.15. Recalcul de ferrailage du voile périphérique à L'ELS.....	153

SYMBOLES ET NOTATIONS

A': Section d'acier comprimés.

A_{ser}: Section d'acier.

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

A: Coefficient d'accélération de zone.

a: Epaisseur.

α: Coefficient de la fibre neutre.

B: Aire d'une section de béton.

B_r: Section réduite.

B, b: La largeur (m).

C_T: Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

C_u: La cohésion du sol (KN/m²).

D: Diamètre, dalle.

ELS: Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E: Module d'élasticité longitudinale.

E_i: Module d'élasticité instantanée.

E_a: Module d'élasticité de l'acier.

E_i, E_v: Les modules de déformation.

e_v: Epaisseur du voile.

F: Force ou action générale.

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

f_{t28}: Résistance caractéristique à la traction.

f_{ji}: La flèche correspondant à j.

f_{gi}: La flèche correspondant à g.

f_{qi}: La flèche correspondant à q.

f_{gv}: La flèche correspondant à v.

Δf_t: La flèche totale.

SYMBOLES ET NOTATIONS

Δf_{adm} : La flèche admissible.

F: Coefficient de sécurité=1.5.

G: Action permanente.

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

h_t : Hauteur totale du plancher.

h_o : Epaisseur de la dalle de compression.

h_e : Hauteur libre d'étage.

I: Moment d'inertie (m^4).

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.

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

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : Charge ultime.

q_s : Charge de service.

L: Longueur ou portée.

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

L_x : Distance entre nus de poutrelles.

L_y : Distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : Longueur fictive.

l'_g et l'_a : Longueurs fictives à gauches et à droite respectivement.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

SYMBOLES ET NOTATIONS

M_0 : Moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i .

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

M_j : Moment correspondant à j .

M_g : Moment correspondant à g .

M_q : Moment correspondant à q .

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime.

N : Effort normale du aux charges verticales.

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

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

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

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

R : Coefficient de comportement global.

S : Section, surface.

S_{rad} : Surface du radier (m^2).

S_t : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T_z : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

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

W : Poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

X, Y et Z : Coordonnées en générale.

Y : ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier.

SYMBOLES ET NOTATIONS

Z : Profondeur au-dessous de la fondation (m).

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

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à L'ELU.

f_e : Limite d'élasticité.

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

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

h : Hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de traction dans l'acier.

ν : Coefficient de poisson.

σ : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_s : Coefficient de sécurité.

γ_h : Poids volumique humide (t/m³).

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m³).

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

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

q : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).

K_c : Coefficient de portance.

SYMBOLES ET NOTATIONS

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

μ : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

SOMMAIRE

Introduction générale	1
Chapitre I : Généralités	
I.1. Introduction	2
I.2. Présentation de l'ouvrage	2
I.3. Caractéristiques de la structure	2
I.4. Caractéristiques structural	2
I.5. Caractéristiques mécanique des matériaux	3
I.6. Actions et sollicitations	8
I.7. Conclusion	9
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
II.1. Introduction	10
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires	10
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux	16
II.4. Evaluation des charges et surcharges	21
II.5. Descente de charge	23
II.6. Conclusion	30
Chapitre III : Etude des éléments secondaires	
III.1. Introduction	32
III.2. Etude des planchers	32
III.3. Etude des dalles pleines	53
III.4. Etude des escaliers	59
III.5. Etude de la poutre palière	63
III.6. Etude de la poutre de chainage	67
III.7. Etude de l'ascenseur	69
III.8. Etude de l'acrotère	79
III.9. Conclusion	84
Chapitre IV : Etude dynamique	

SOMMAIRE

IV.1. Introduction	85
IV.2. Modélisation	85
IV.3. Choix de la méthode de calcul	85
IV.4. Calcul de la force sismique V statique	86
IV.5. Spectre de réponse de calcul	89
IV.6. Modélisation et résultats	89
IV.7. Conclusion	98
Chapitre V : Etude des éléments structuraux	
V.1. Introduction	99
V.2. Etude des poteaux	99
V.3. Etude des poutres	112
V.4. Etudes des voiles	123
V.5. Conclusion	131
Chapitre VI : Etude des fondations	
VI.1. Introduction	132
VI.2. Etude des fondations	132
VI.2. Etude du radier	135
VI.3. Etude des nervures	144
VI.5. Etude de voile périphérique	149
VI.6. Conclusion	154

INTRODUCTION

GENERALE

Introduction générale

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de construction civiles, les ingénieurs civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de la construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité publique et la protection de l'environnement.

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

Dans le cadre de notre projet nous avons procédé au calcul d'un bâtiment d'habitation avec commerce implanté dans une zone moyenne sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer confort et sécurité, on a utilisé « **Règlement parasismique algérien** » **RPA99/Version2003**.

CHAPITRE I

GÉNÉRALITÉS

I.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de cette étude est un bâtiment en béton armé (Bloc B1), de la promotion de 338 logements. Constitué de deux entre sols, un rez-de-chaussée et huit étages. La structure est destinée à contenir des appartements à usage habitation de type F4 et deux entre sol à usage commercial.

I.3. Caractéristique de la structure

L'ouvrage sera implanté à Bejaia dans le lieu-dit IBACHIRANE qu'est une zone de moyenne sismicité (Zone2a), d'après les règles parasismiques algérienne (RPA99/version2003).

Les données géométriques relatives à cet ouvrage sont les suivantes :

- Longueur en plan est Lx= 17.30 m
- Largeur en plan estLy=12.55m
- La hauteur du l'entre-sol 1 estH=5.78m
- La hauteur du l'entre-sol 2 est.....H=4.76m
- La hauteur d'étage courant commercialH=5.78m
- La hauteur du R.D.C étage courante.....H=3.06m
- La hauteur des étages courantes.....H=3.06m
- La hauteur totale du bâtiment.....H=38.08m

I.4. Caractéristiques structurales

I.4.1. Ossature

En se référant au RPA99/version 2003 qui exige que pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone 2a. Il est indispensable d'introduire des voiles de contreventement, c'est pour cette raison que nous optons un système de contreventement mixte (portique-voile) avec justification d'interaction portique-voile qui doit vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.4.2. Element de la structure

- **Les planchers** : Ils sont destinés à séparer les différents niveaux d'un bâtiment qui assure la transmission des charges verticales aux éléments structuraux, il existe deux types :
 - ✓ **Les planchers en corps creux** : sont des plancher constitue de corps creux (hourdis) avec une dalle de compression armé par treillis soudé, il repose sur des poutrelles qui assure la transmission des charges aux éléments porteurs.
 - ✓ **Les planchers en dalle pleine** : sont des planchers en béton armé seulement, leurs épaisseurs dépendant des conditions d'utilisations. Ils sont généralement utilisés pour plancher à surcharge élevée.
- **Les poutres** : sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires au carrée servant à transmettre les charges du plancher aux éléments porteurs verticaux (poteaux).

On distingue : -les poutres principales.
-les poutres secondaires.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA99/2003.

- **Béton** :

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

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

Le béton doit présenter les avantages suivants :

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

I.5.1. Le Béton

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

I.5.1.1. Les matériaux composant le béton

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

a. Ciment :

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b. Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

• b.1.Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à ϕ . Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

• b.2.Graviers :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives, elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.5.1.2. Résistances mécaniques du béton

I.5.1.2.1. Résistance à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton F_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Pour un dosage courant de 350Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 j$$

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

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 j$$

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

Avec :

j : nombre de jour.

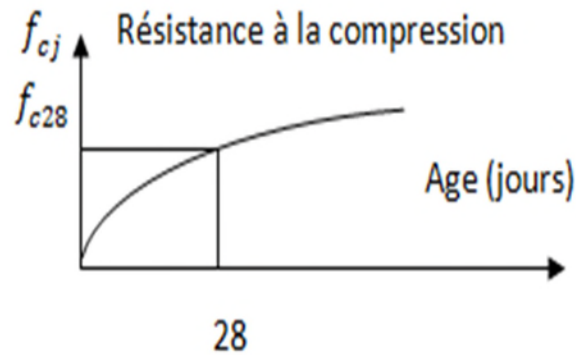


Figure.I.1. Evolution de la résistance en compression du béton en fonction de son âge

I.5.1.2.2. Résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0.275 \times (f_{cj})^{\frac{2}{3}} \quad \text{si } f_{cj} > 60 \text{ MPa.}$$

I.5.1.3. Contrainte limite :

a) État limite ultime (ELU) :

➤ **Contrainte ultime du béton :**

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

- $\epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$ en flexion
- $\epsilon_{bc2} = \begin{cases} 3.5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} \\ \text{Min}(4.5 ; 0.025 f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$ en compression simple

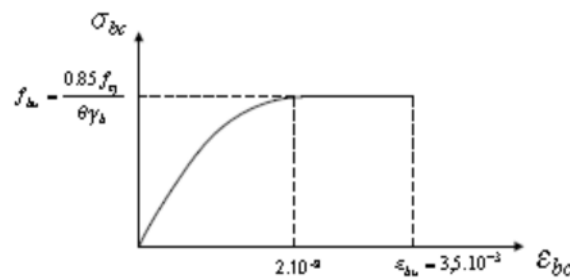


Figure.I.2. Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU.

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article A.4.3.4)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton qui égale : $\begin{cases} 1.5 \text{ pour les combinaisons normales} \\ 1.15 \text{ pour les combinaisons accidentelles.} \end{cases}$

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application est >24 h.
- 0.9 lorsque la durée est comprise entre 1 h et 24 h.

- 0.85 lorsque la durée < 1 h.

➤ **Contrainte ultime de cisaillement (béton) :**

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.2.11 de BAEL91 on a :

$$\tau_{adm} = \min\left(\frac{0.20f_{cj}}{\gamma_b} ; 5MPa\right) \text{ Pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4MPa\right) \text{ Pour la fissuration nuisible.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25MPa$ donc :

$$\tau_{adm} = 3.33MPa \text{ fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 2.50MPa \text{ fissuration nuisible.}$$

b) Etat limite de service (ELS):

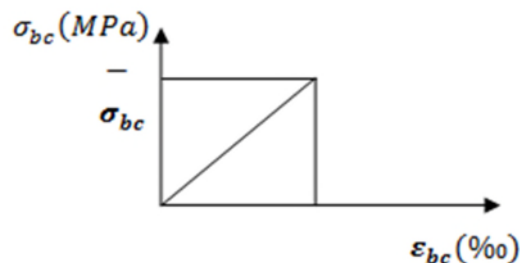


Figure .I.3: Diagramme de contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

Avec: $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 MPa$.

➤ **Déformation longitudinal du béton :**

▪ **Le module de déformation longitudinal différé**

Pour des charges de longue durée d'application

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{vj} = 10818.8656 MPa$$

▪ **Le module de déformation longitudinal instantané :**

Pour des charges d'une durée d'application inférieur à 24 heures :

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

$$E_{ij} = 32456.5969 MPa.$$

➤ **Le module de déformation transversal :**

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(\nu+1)}$$

- Coefficient de poisson « ν » :

C'est rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales.

$$\nu = \begin{cases} 0 & \text{à L'ELU} \\ 0.2 & \text{à L'ELS} \end{cases}$$

$$G = \begin{cases} 16082.1 & \text{à L'ELU} \\ 13401.67 & \text{à L'ELS} \end{cases}$$

I.5.2. Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature.

On a deux classes d'acier $F_e 400$ et $F_e 500$ les mêmes diamètres que les ronds lisses.

Les aciers utilisées pour la réalisation de cette structures sont des $F_e 400$ caractérisés par :

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

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes résistances		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudé à haute adhérence
Désignation	Fe 215	Fe235	Fe400	Fe500	Fe500	Fe500
Fe (MPa)	215	235	400	500	500	500

Avec F_e : la limite d'élasticité.

Dans notre projet on utilisera trois types d'armatures :

- Haute adhérence de nuance $F_e 400$ (les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structure).
- Treillis soudés de nuances $F_e 500$ (pour la dalle de compression des planchers à corps creux).
- Ronds lisses de nuance $F_e 235$ (pour les armatures transversales des poutrelles).

Diagramme des contraintes déformation (acier) :

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ϵ_s) est conventionnellement défini comme suit

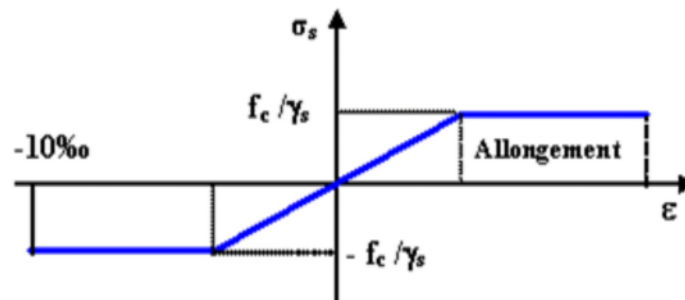


Figure .I.4. Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

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

• **Contrainte limite de l'acier :**

A L'ELU : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1.00$

situation accidentelle (choc et séisme).

$\gamma_s=1.15$ situation durable ou transitoire.

A L'ELS :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^- = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$ [MPa].

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{bc}^- = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$ [MPa].

η : Coefficient de fissuration, tel que : $\eta = 1$ Pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1.6$ Pour les aciers à haute adhérence (HA).

I.6.Actions et sollicitations :

I.6.1. Définition des actions :

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

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

On distingue :

I.6.1.1. Actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et les liquides ou les déformations imposées à la structure.

I.6.1.2. Actions variables (Q) :

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

I.6.1.3. Actions accidentelles (FA) :

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,...etc.)

I.6.2. Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

On note par :

G_{max} : Ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : Ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Autres actions variables dites d'accompagnement.

I.6.3. Les combinaisons d'action :

(Article V.5.2) [BAEL91]

Les combinaisons d'action à considérer sont :

Situations durables : $\begin{cases} \text{ELU: } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{cases}$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases} \quad \text{uniquement pour les poteaux}$$

I.7. Conclusion :

Les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure sont résumées sur les tableaux suivants :

- ✓ Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :
- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.8656\text{ MPa}$.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.5969\text{ MPa}$.
- ✓ Pour les armatures de l'acier :
 - Longitudinales : on a choisi le : « f_e . E. 400 » H. A $f_e = 400\text{MPa}$
 - Transversales : on a choisi le: « f_e . E. 235 » R. L
 - Treillis soudés (de la dalle de compression) : « f_e . E. 500 » H. A $f_e = 500\text{MPa}$

CHAPITRE II

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II .1. Introduction

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

II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires

II.2 .1. Les planchers

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalles pleine.

a) Plancher à corps creux

Il est constitué de:

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

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

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

Avec :

L_{\max} : Travée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles (**fig.II.2**).

h_t : Hauteur totale du plancher.

$b = 30$ cm (b est choisie forfaitairement).

$$L_{\max} = (450 - 30) = 420 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{420}{22.5} = 18.67 \text{ cm.}$$

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

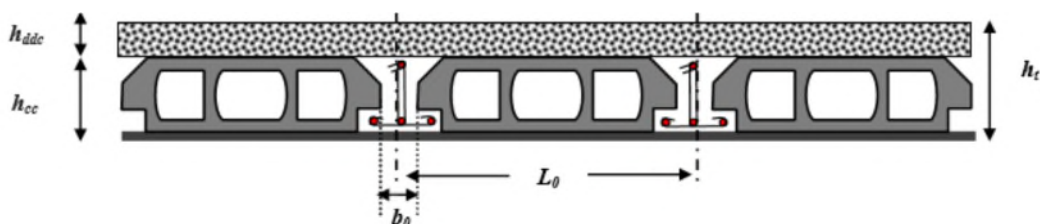


Figure .II.1 : Coupe transversale du plancher à corps creux.

Avec :

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

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

L_0 : Distance entre axe des poutrelles.

b_0 : Largeur de la nervure.

- **Poutrelles**

- **Définition**

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

- **Disposition des poutrelles**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

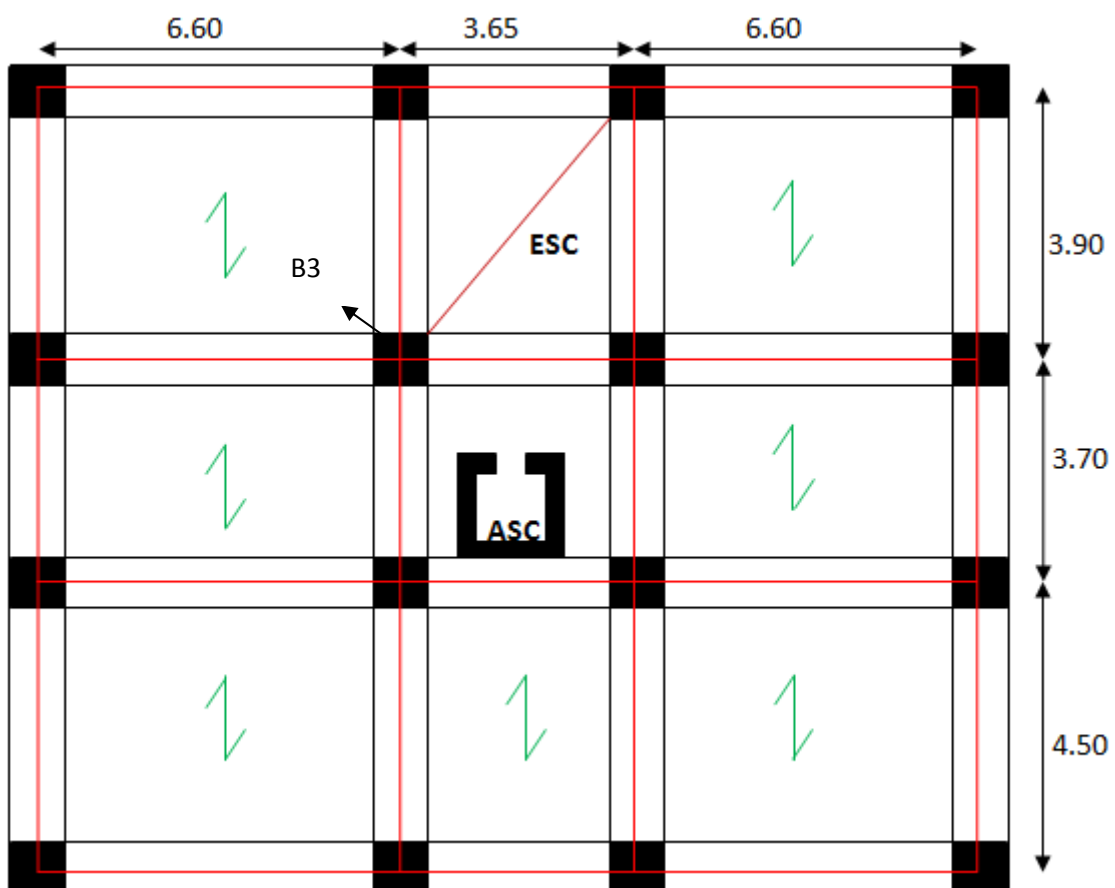


Figure .II.2.Disposition des poutrelles

➤ **Dimensionnement des poutrelles**

✓ **Détermination de la largeur de la table de compression**

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

b_0 : Largeur de la poutrelle :

$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t = (8 \text{ à } 12 \text{ cm})$ Soit : $b_0 = 10\text{cm}$.

l_x : Distance entre nus des deux poutrelles successives :

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

l_y : La longueur minimale d'une travée dans

le sens parallèle aux poutrelles :

$l_y = 370 - 45 = 325 \text{ cm}$

Donc : $l_x = 55 \text{ cm}$, $l_y = 325 \text{ cm}$.

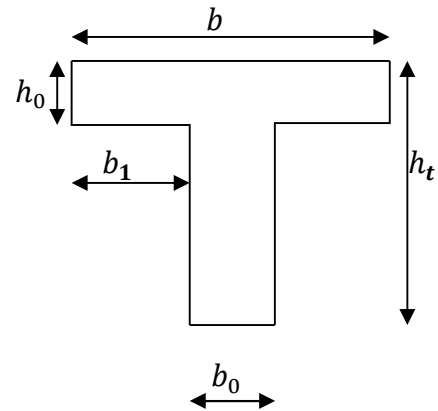


Figure .II.3. Coupe transversale d'une poutrelle

b : Largeur efficace de la dalle de compression.

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

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

Donc on aura : $\frac{(b-10)}{2} \leq \min\left[\frac{55}{2}; \frac{325}{10}\right] = \min(27.5 ; 32.5)$

On obtient $b \leq 65\text{cm}$

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

a) Plancher en dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé et de portées l_x et l_y . On désigne par l_x la plus petite portée.

Le dimensionnement de l'épaisseur « e » de ce type de plancher dépend des critères suivants :

Critère de coupe- feu (CBA93)

$e \geq 7 \text{ cm}$ 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

Pour l'isolation phonique

Selon les règles techniques «CBA93» en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Dans notre cas on optera pour une épaisseur de 14 cm.

Critère de résistance à la flexion

$e \geq \frac{Lx}{20}$ pour une dalle reposant sur un seul appui.

$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$ Pour une dalle reposant sur 2 appuis perpendiculaire.

$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$ Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis avec $\rho \leq 0.4$.

$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$ pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis avec $\rho \geq 0.4$.

Avec :

Lx : petite dimension du panneau.

Ly : grande dimension du panneau

Les types de dalles pleines existant dans notre projet :

❖ Dalle pleine sur 2 appuis (balcon)

On a: $Lx = 0.95$ m; $Ly = 2.85$ m.

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{0.95}{2.85} = 0.33 < 0.4$$

Donc la dalle pleine travail selon un seul sens (// Lx).

$$\frac{95}{35} \leq e \leq \frac{95}{30} \quad 2.71 \text{ cm} \leq e < 3.17 \text{ cm}$$

Pour 3 heures de coup de feu $e \geq 14$ cm

On prend $e = 14$ cm.

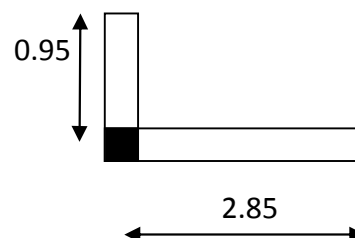


Figure .II.4. Panneau de dalle 1

❖ Dalle pleine sur 3 appuis (balcon)

On a: $Lx = 1.5$ m ; $Ly = 3.20$ m.

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1.5}{3.2} = 0.47 > 0.4$$

Donc la dalle pleine travail selon deux sens (// Lx et // Ly)

$$\frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40} \quad 3.33 \text{ cm} \leq e \leq 3.75 \text{ cm}$$

Pour 2 heures de coup de feu $e \geq 11$ cm.

On prend $e = 14$ cm.

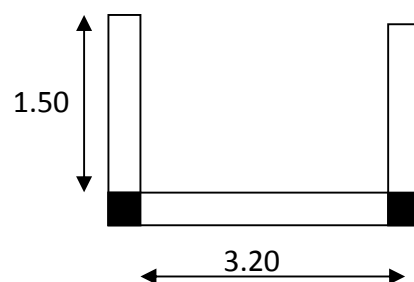


Figure .II.5. Panneau de dalle 2

❖ Dalle pleine sur 4 appuis (Ascenseur)

$L_x = 3.20 \text{ m}$; $L_y = 3.25 \text{ m}$.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.20}{3.25} = 0.98 > 0.4$$

Donc la dalle pleine travail selon deux sens (// L_x et // L_y).

$$\frac{320}{45} \leq e \leq \frac{320}{40} \quad 7.11 \text{ cm} \leq e \leq 8 \text{ cm}$$

Pour 3 heures de coup de feu $e \geq 14 \text{ cm}$.

On prend $e = 14 \text{ cm}$

À cause du chargement important de l'ascenseur.

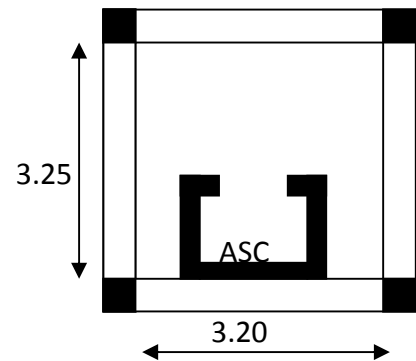


Figure .II.6. Panneau de dalle 3

II.2.2. Escaliers

L'escalier est considéré comme un élément qui permet la circulation entre les différents niveaux d'une structure, tout en assurant une fonction architecturale sécuritaire convenable.

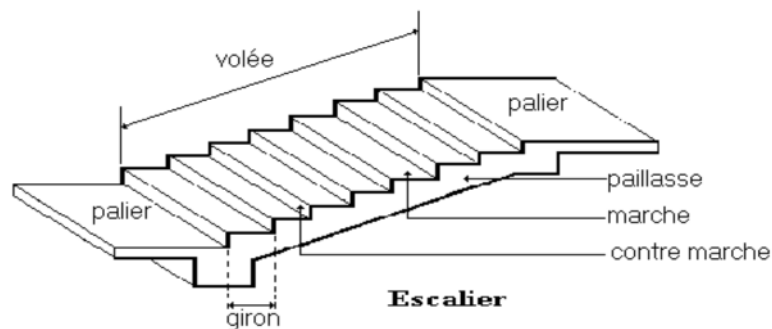


Figure .II.7. Schéma de l'escalier

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

Types d'escaliers

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier : escalier à deux volées :

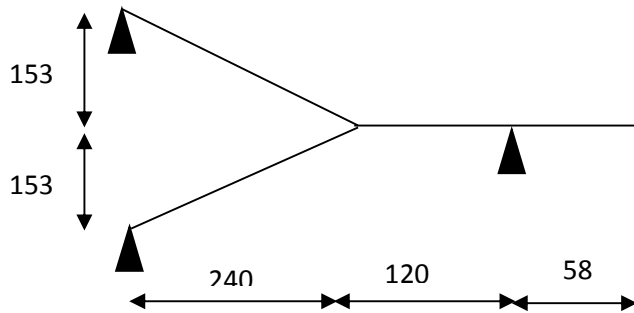


Figure .II.8. Schéma statique d'escalier

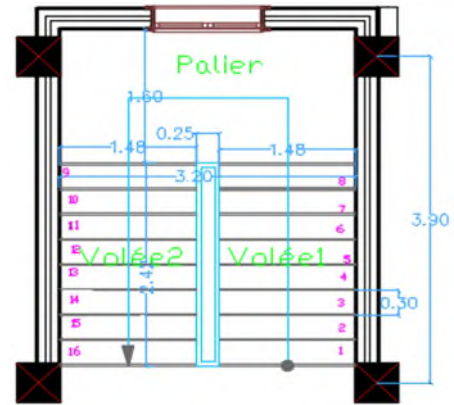


Figure .II.9. Vue en plan

H : La hauteur de la volée.

L_0 : Longueur projetée de la volée.

L_v : Longueur de la volée.

L_p : Longueur du palier de repos.

Le dimensionnement d'un escalier revient à déterminer ce qui suit :

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

- o La hauteur des contre marches (h) se situe entre 14 et 18 cm.
- o Le giron (g) se situe entre 25 et 32 cm.

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

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

La limite inférieure (60) correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure (64) correspond à des locaux publics.

Soit :

n : nombre de contre marche.

n-1 : nombre de marche.

H : la hauteur de la volée.

L_0 : la longueur projetée de la volée.

H : la hauteur de la volé qui est égale: $H = n \times h \quad \Rightarrow \quad n = \frac{H}{h}$

On fixant la hauteur des contres marches à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspond : $n = \frac{153}{17} = 9$ contres marches.

Le nombre de marches est $(n - 1) = 8$ marches.

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

Ce qui donne d'après la formule (1) un giron $g = 30 \text{ cm}$

$$60 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 64 \text{ cm}$$

$60 \text{ cm} \leq 64 \leq 64 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

- **Angle de raccordement α**

$$\text{Tg } \alpha = \frac{153}{240} = 0.64 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ.$$

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

Elle est calculée en assimilant cette dernière à une poutre simplement appuyée, elle est obtenue par la relation suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\text{Avec : } L = L_v + L_p = \sqrt{153^2 + 240^2} + 120 + 58 = 462.62 \text{ cm}$$

$$\frac{462.62}{30} \leq e \leq \frac{462.62}{20} \Rightarrow 14.42 \text{ cm} \leq e \leq 23.15 \text{ cm}$$

On prend $e = 15 \text{ cm}$ pour 3 heures de coupe feu.

Les dimensions d'escalier sont reports dans le tableau suivant :

Tableau II.1. Dimensionnement de la volée.

L_0 (m)	H (m)	n	h (cm)	g (cm)	α (°)	L_v (cm)	e (cm)
2.4	1.53	9	17	30	32.52	284.63	15

II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux

II.3.1.Poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, selon le BAEL 91 La hauteur est déterminée par l'expression suivante :

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

Avec :

L_{\max} : Longueur de la poutre maximale en nus d'appuis.

II.3.1.1. Poutres principales (PP) : elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

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

- h : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.

$$L_{\max} = 660 - 30 = 630 \text{ cm}$$

$$\frac{630}{15} \leq h \leq \frac{630}{10} \Rightarrow$$

$$42 \text{ cm} \leq h \leq 63 \text{ cm}$$

On prend : **h = 45 cm**

$$\mathbf{b = 40 \text{ cm}}$$

➤ **Vérification des exigences du RPA**

Selon les recommandations du RPA99/2003, on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 40 \geq 20 \text{ cm} \\ h = 45 \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{45}{40} = 1.125 \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{Vérifier} \quad \text{(RPA99/2003 Art : 7.5.1)}$$

II.3.1.2. Poutres secondaires (PS) : elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$L_{\max} = 450 - 30 = 420 \text{ cm}$$

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \Rightarrow$$

$$28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}$$

On prend : **h = 35 cm**

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

➤ **Vérification des exigences du RPA :**

Selon les recommandations du RPA99/2003, on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.167 \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{Vérifier} \quad \text{(RPA99/2003 Art : 7.5.1)}$$

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b * h = (40*45) \text{ cm}^2$.

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

II.2.2. Poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destinés à transmettre les charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA99 version 2003.

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

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- Entre sol 1 et entre sol 2 : $b * h = (55*60) \text{ cm}^2$.
- RDC et 1^{er} étage : $b * h = (50*55) \text{ cm}^2$.
- 2^{ème} et 3^{ème} étages : $b * h = (45*50) \text{ cm}^2$.
- 4^{ème} et 5^{ème} étages : $b * h = (40*45) \text{ cm}^2$.
- 6^{ème} et 7^{ème} étages : $b * h = (35*40) \text{ cm}^2$.
- Terrasse : $b * h = (30*35) \text{ cm}^2$.

II.2.3. Voiles

Les voiles sont des murs en béton armé, pleins ou comportant des ouvertures, liés entre eux par des planchers.

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA99/2003 :

$$e = \max\left(\frac{h_e}{22,5}; 15 \text{ cm}\right)$$

Avec :

e : Epaisseur du voile.

h_e : Hauteur libre du voile (hauteur d'étage—hauteur de la poutre secondaire).

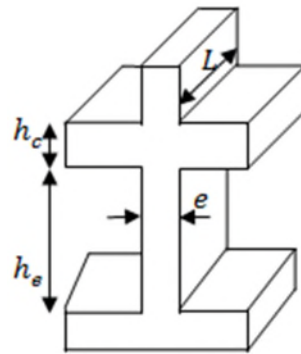


Figure .II.10. Coupe transversale d'un voile de contreventement

Tableau .II.2. Epaisseur optés pour les différents niveaux.

Niveaux	he(m)	$e = \max\left(\frac{h_e}{20}; 15\text{cm}\right)$	e(cm)	Lmin $\geq 4e$ (cm)
Entre sol 1	578-20=558	$e \geq 27.9$	30	100
Entre sol 2	476-20=456	$e \geq 22.8$	25	100
RDC	306-20=286	$e \geq 14.3$	15	60
1 ^{er} au 8 ^{ème} étage	306-20=286	$e \geq 14.3$	15	60

II.3.4. L'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture.

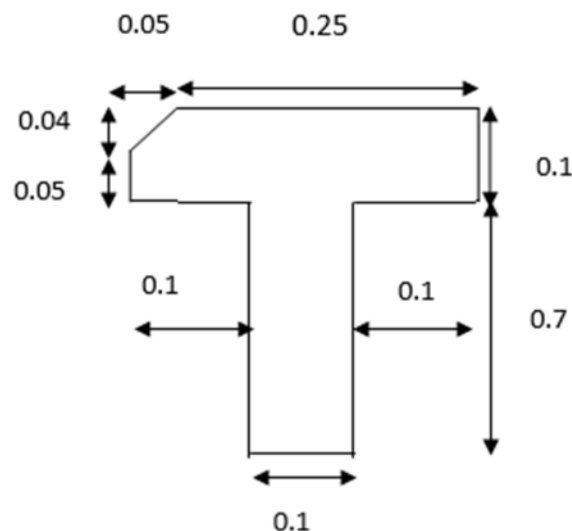


Figure .II.11. L'acrotère

$$S = \left[(0.7 \times 0.1) + (0.1 \times 0.25) + (0.05 \times 0.05) + \left(\frac{0.05 \times 0.04}{2} \right) \right] = 0.098 \text{ m}^2.$$

- Charge permanents :
 - Poids propre :

$$G = \gamma_b \times S$$

$$G = 25 \times 0.0885$$

$$G = 2.21 \text{ KN/ml}$$

- **Enduit de ciment :**

$$G = \gamma_s \times e = 18 \times 0.015 = 0.27 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 2.45 + 0.27 = 2.72 \text{ KN/ml}$$

- **La surcharge d'exploitation :**

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

- **La force sismique :**

$$F_p = 4 \times A \times c_p \times w_p \dots \dots \dots \text{ (Art 6.2.3).}$$

Avec:

$$A = 0.15 \text{ (zone IIa, groupe d'usage2)}$$

$$c_p = 0.8 \text{ : (Facteur de la force horizontale)}$$

$$w_p = \text{ poids de l'acrotère} = 2.72 \text{ KN/ml}$$

$$A = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.72 \rightarrow A = 1.306 \text{ KN/ml.}$$

II.3.4. Ascenseur :

L'ascenseur est un dispositif assurant dans les bâtiments le transport vertical des personnes aux différents niveaux, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique.

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L_x : Longueur de l'ascenseur = 200 cm.
- L_x : Largeur de l'ascenseur = 200 cm.
- La charge nominale est de 630 Kg.
- H: Hauteur de l'ascenseur = 220 cm.
- D_m : Charge due à la salle des machines 51KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines 51KN.
- La vitesse $V = 1\text{m/s}$.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- Etude P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.

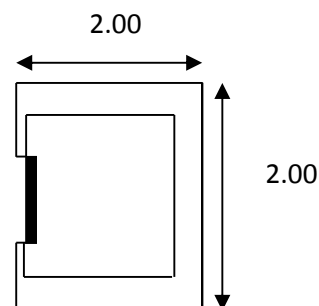


Figure .II.12. L'ascenseur

II.3.4.1. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :

➤ **L'épaisseur de la dalle :**

On a: $L_x = 2 \text{ m}$; $L_y = 2 \text{ m}$; $S = 4 \text{ m}^2$.

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2} = 1 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les 2 sens.

$$\Rightarrow \frac{200}{45} \leq e \leq \frac{200}{40}$$

$$\Rightarrow 4.44 \text{ cm} \leq e \leq 5 \text{ cm.}$$

$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 11 \text{ cm Pour 2h de coupe-feu} \\ e \geq 14 \text{ cm Isolation phonique.} \end{array} \right.$

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

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

On a: $g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN.}$

➤ **Poids propre de la dalle et du revêtement :**

Calcul pour un revêtement de 4 cm.

$$G_1 = (25 \times 0.15) + (22 \times 0.04) = 4.63 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Poids de l'ascenseur :**

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{4} = 36.25 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Poids total :**

$$G_t = G_1 + G_2 = 4.63 + 36.25 = 40.88 \text{ KN/m}^2$$

II.4.Evaluation des charges et sur charges :

➤ **Plancher à corps creux :**

Tableau .II.3. Evaluation des charges revenant au plancher

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Corps creux	14.25	0.2	2.85
5	Dalle pleine	25	0.14	3.5
6	Cloisons	10	0.1	1
7	Enduit de ciment	18	0.015	0.27

	Charge permanent G			5.28
	Dalle pleine G			5.93
	Q étage courant			1.5
	Q Commercial			5

➤ **Terrasse inaccessible:**

Tableau .II.4. Evaluation des charges revenant de la terrasse inaccessible

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0.04	0.8
2	Etanchéité multicouche	6	0.04	0.12
3	Forme de ponté	22	0.1	2.2
4	Plancher à corps creux	14.25	0.20	2.85
5	Plancher à dalle pleine	25	0.14	3.5
6	Isolation thermique	0.25	0.04	0.01
7	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
	Charge permanent G			6.25
	Dalle pleine G			6.9
	Q étage courant			1

➤ **Balcon :**

Tableau .II.5. Evaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur	Poids (KN/m ²)
1	Dalle pleine	25	0.14	3.5
2	Carrelage	20	0.02	0.4
3	Mortier de pose	20	0.02	0.4
4	Lit de sable	18	0.02	0.36
5	Enduit de ciment	18	0.15	0.27
	Charge permanent G			4.93
	Q étage courant			3.5

➤ **Mur extérieurs double paroi en brique creuses :**

Tableau .II.6. Evaluation des charges revenant aux murs extérieurs

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
2	Brique creuses	/	0.15	1.35
3	Brique creuses	/	0.10	0.9
4	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
5	Lame d'aire	/	0.05	/
	Charge permanent G			2.79

➤ **Mur intérieurs une seule paroi en brique creuse :**

Tableau .II.7. Evaluation des charges revenant aux murs intérieurs.

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
2	Brique creuses	/	0.10	0.9
3	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
	Charge permanent G			1.44

➤ **Escalier:**

- **Volée :**

Tableau .II.8. Evaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur	Poids (KN/m ²)
1	Paillasse	25	0.15/cosα	4.37
2	Carrelage Horizontal	20	0.02	0.4
3	Carrelage vertical	20	0.02h/g	0.226
4	Mortier de pose horizontal	20	0.02	0.4
5	Mortier de pose vertical	20	0.2h/g	0.226
6	Enduit de ciment	18	1.5/ cosα	0.31
7	Poids des marches	22	h/2	1.87
	Charge permanent G			7.80

➤ **Palier :**

Tableau .II.9. Evaluation des charges revenant au palier en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Dalle en BA	25	0.14	3.5
5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
	Charge permanente G			4.93
	Charge d'exploitation Q			2.5

II.5. Descente de charge sur le poteau le plus sollicité :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, tout en vérifiant les deux conditions suivantes

- ✓ Stabilité de forme (flambement).
- ✓ Résistance à la compression : Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le (RPA99 Art.7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa.

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$0,25 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$$

b_1 : Petite dimension

h_1 : Grande dimension du poteau

h_e : Hauteur libre des poteaux

II.5.1. Dégression des charges :

Dans un bâtiment à usage d’habitation qui est multi-étage avec un nombre important d’étage qui sont indépendant les uns des autres il convient d’appliquer la loi de dégression de charge dite également de base.

Soit Q_0 la charge d’exploitation sur le plancher terrasse $Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 \dots Q_n$ les charge d’exploitation sur les niveaux 1,2,3,4,5,..... N et cela tous numérotation du sommet à la base

Sous toit terrasse Q_0

Sous toit du dernier étage (étage1) $Q_0 + Q_1$

Sous toit étage immédiatement inférieure (étage2) $Q_0+0,95(Q_1 + Q_2)$

(étage3) $Q_0+0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(étage4) $Q_0+0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

(étage5) $Q_0+0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

(étage n) $Q_0+\frac{3+n}{2*n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Lorsque la charge d’exploitation est la même pour tous les niveaux de la bâtisse il y’a lieu de simplifier la loi de dégression en réduisant la charge de chaque niveau de 10% jusqu’à arriver à 0.5 et cette valeur sera conserver pour tous les niveaux inférieure. (DTR BC.2.2. Art6.1)

Tableau .II.10. Section des poteaux pour les différents niveaux

Niveau	Section du poteau (cm)	Niveau	Section du poteau (cm)
Entre sol2	55×60	Etage 4	45×40
Entre sol1	55×60	Etage 5	45×40
RDC	50×55	Etage 6	40×35
Etage 1	50×55	Etage 7	40×35
Etage 2	50×45	Terrasse	35×30
Etage 3	50×45		

II.5.2. Surfaces affectés :

➤ **Terrasse inaccessible :**

$$S_1 = 2.76 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 5.304 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 4.996 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.6 \text{ m}^2$$

$$S_g^{\text{aff}} = 15.66 \text{ m}^2$$

Poids des poutres :

$$P_{PP} = \gamma_C \times h_{pp} \times b_{pp} \times L_{pp}$$

$$P_{PS} = \gamma_C \times h_{ps} \times b_{ps} \times L_{ps}$$

$$L_{PP} = 4.675 \text{ m}$$

$$L_{PS} = 3.35 \text{ m}$$

$$P_{PP} = 25 \times 0.45 \times 0.4 \times 4.675 = 21.0375 \text{ KN}$$

$$P_{PS} = 25 \times 0.35 \times 0.3 \times 3.35 = 8.7937 \text{ KN}$$

$$P_{\text{Poutre}} = 29.8312 \text{ KN}$$

Poids du plancher terrasse :

$$P_G = G \times S_g^{\text{aff}} = 97.875 \text{ KN}$$

$$P_Q = Q \times S_Q^{\text{aff}} = 15.66 \text{ KN}$$

TI : Terrasse inaccessible ; **D.P** : dalle pleine ; **C.C** : corps creux

PP : poutre principale ; **PS** : poutre secondaire

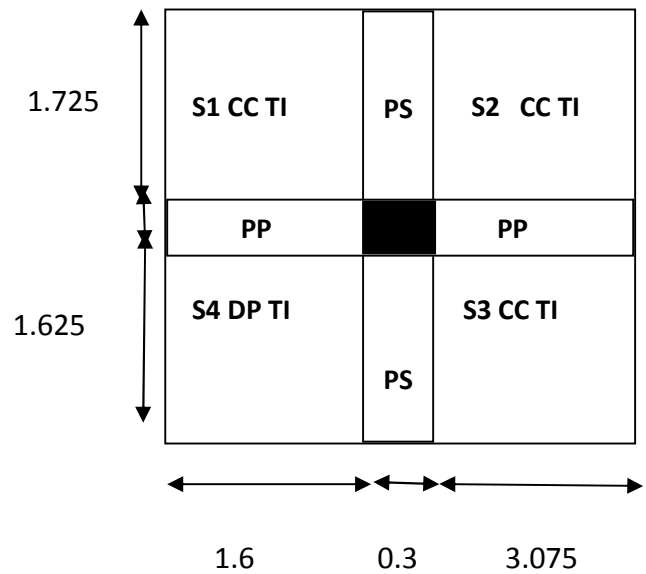


Figure .II.13. Surface affectée de la terrasse

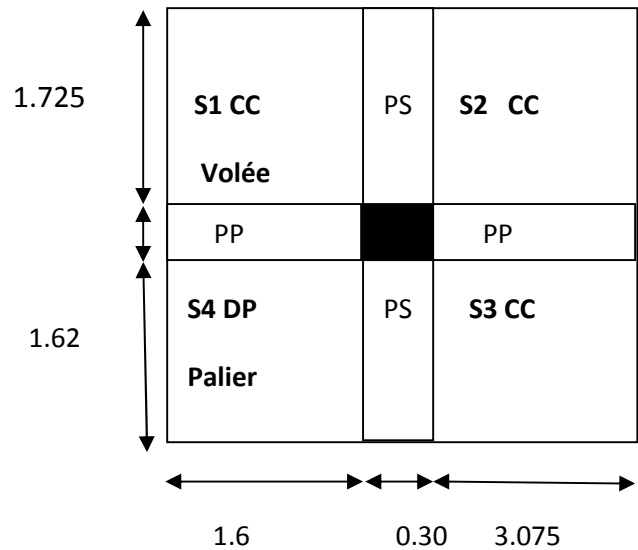
➤ **Les étages courants (de RDC à 8) :**

$$S1 = 2.7 \text{ m}^2$$

$$S2 = 5.304 \text{ m}^2$$

$$S3 = 4.996 \text{ m}^2$$

$$S4 = 2.6 \text{ m}^2$$



Poids des murs en double cloisons

✓ **Terrasse au 1 étage :**

$$P_{mc} = G_m \times h_e \times L$$

G_m : Charge des murs double cloison

h_e : Hauteur libre de l'étage

L : Longueur du mur en double cloison

$$P_{mc} = 32.277 \text{ KN}$$

✓ **Le rez-de-chaussée (RDC) :**

$$P_{mc} = 49.54 \text{ KN}$$

Poids des poteaux :

$$P_{\text{Poteau}} = \gamma \times b \times h \times H$$

Poids des poteaux entre sol 1 :

$$P_{\text{Poteau}} = 25 \times 0.55 \times 0.6 \times 4.76 = 39.27 \text{ KN}$$

Poids de plancher :

$$P_G = G \times S_g^{\text{aff}} = 91.33 \text{ KN}$$

$$P_G = G \times S_g^{\text{aff}} = 24.95 \text{ KN}$$

Figure .II.14. Surface afférente des étages courant

II.5.3. Descente de charge B3 :

Tableau .II.11. Descente de charge du poteau (PC)

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
N0	Plancher	99.565	
	Poutres	29.83	
	Poteaux	8.032	
	Mur	32.277	
	La somme	169.704	15.66
N1	Venant de terrasse	169.704	
	Plancher	91.33	
	Poutres	29.83	
	Poteaux	10.71	
	Mur	32.277	
La somme	333.851	39.15	
N2	Venant de N1	333.851	
	Plancher	91.33	
	Poutres	29.83	
	Poteaux	10.71	
	Mur	32.277	
La somme	497.998	60.291	
N3	Venant de N2	497.998	
	Plancher	91.33	
	Poutres	29.83	
	Poteaux	13.77	
	Mur	32.277	
La somme	665.205	79.083	
N4	Venant de N3	665.205	
	Plancher	91.33	
	Poutres	29.83	
	Poteaux	13.77	
	Mur	32.277	
La somme	832.412	95.526	
N5	Venant de N4	832.412	
	Plancher	91.33	
	Poutres	29.83	
	Poteaux	17.21	
	Mur	32.277	
La somme	1003.059	109.62	
N6	Venant de N5	1003.059	
	Plancher	91.33	
	Poutres	29.83	
	Poteaux	17.21	
	Mur	32.277	
La somme	1173.706	121.365	
N7	Venant de N6	1173.706	
	Plancher	91.33	
	Poutres	29.83	
	Poteaux	21.037	
	Mur	32.277	
La somme	1348.18	132.484	
N8	Venant de N7	1348.18	
	Plancher	91.33	
	Poutres	29.83	
	Poteaux	21.037	
	Mur	49.54	
La somme	1539.917	145.325	

N9	Venant de N8	1539.917	
	Plancher	91.33	
	Poutres	29.83	
	Poteaux	47.69	
	La somme	1708.767	194.027
N10	Venant de N9	1708.767	
	Plancher	91.33	
	Poutres	29.83	
	Poteaux	39.27	
	La somme	1869.197	239.598

$$Nu = 1.35 * 1869.197 + 1.5 * 239.598 = 2882.81 \text{ KN}$$

Le poteau B3 est poteau voisin de rive ce qui implique de majorer l'effort qui lui est transmis

Par la structure et puisqu'il appartient à un bâtiment à plus de trois travées on va le majorer seulement de 10% (CBA Art B.8.1.1)

$$Nu^* = 1.1 * 2882.81 = 3171.09 \text{ KN}$$

➤ **Vérification à la résistance :**

$$\sigma = \frac{Nu^*}{B} \leq \sigma = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPA}$$

Les résultats de calcul des niveaux sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau .II.12. Vérification des poteaux à la compression simple pour le poteau (PC)

Niveau	Nu*	B ≥ Bcal		Observation
		Bopt	Bcal	
Etage8	277.849	0.105	0.0195	Vérifiée
Etage7	608.99	0.14	0.0393	Vérifiée
Etage 6	839.007	0.14	0.0587	Vérifiée
Etage5	1118.316	0.18	0.0712	Vérifiée
Etage4	1393.749	0.18	0.0886	Vérifiée
Etage3	1670.415	0.225	0.1168	Vérifiée
Etage 2	1943.206	0.225	0.1359	Vérifiée
Etage1	2220.646	0.275	0.1553	Vérifiée
RDC	2526.563	0.275	0.1778	Vérifiée
Entre sol 1	2857.664	0.33	0.1996	Vérifiée
Entre sol 2	3171.094	0.33	0.2216	Vérifiée

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

➤ **Verification au flambement :**

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement) :

$$Nu \leq Nu = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(\text{BAEL91 Art B.8.4.1})$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton ($B_r = (a-2) * (b-2)$).

A_s : Section d'acier.

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité du béton (cas durable)

$\gamma_s = 1.15$: Coefficient de sécurité d'acier

α : Coefficient réducteur qui est on fonction de l'élanacement (λ).

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si : } 0 < \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si : } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f = Longueur de flambement $l_f = 0,7 l_0$ (BAEL 91 Art B.8.3.31)

l_0 = La hauteur libre du poteau $l_0 = h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre principale}}$

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

I : moment d'inertie cas d'une section rectangulaire $I = \sqrt{\frac{b \times h^3}{12}}$

Exemple de calcul :

Vérification du poteau entre sol 2 :

$$l_f = 0.7 \times (4.76 - 0.45) = 3.017 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{3.017}{0.1816} = 16,61 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0.813$$

D'après l'expression donnée dans le BAEL91/99 Art B.8.4.1

On doit vérifier que $B_r > B_{\text{calculé}}$

$$B_{\text{calculé}} \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left[\frac{25}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{400}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_{\text{calculé}} \geq \frac{Nu^*}{0.813 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.1776 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a - 0.02) \times (b - 0.02) = (0.6 - 0.02) \times (0.55 - 0.02) = 0.3074 \text{ m}^2 > B_{\text{calculé}} = 0.1776 \text{ m}^2$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

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

Tableau .II.13. Vérification au flambement des poteaux

	NU*	I	λ	α	Br	Br calculé	Observation
Terrasse	277.849	0.1010	18.083	0.806	0.0924	0.01554	Vérifiée
7	608.99	0.1333	15.822	0.8166	0.1254	0.03406	Vérifiée
6	839.007	0.1333	15.822	0.8166	0.1254	0.04692	Vérifiée
5	1118.316	0.1299	14.064	0.8234	0.1634	0.06254	Vérifiée
4	1393.749	0.1299	14.064	0.8234	0.1634	0.07794	Vérifiée
3	1670.415	0.1443	12.657	0.8283	0.2064	0.09341	Vérifiée
2	1943.206	0.1443	12.657	0.8283	0.2064	0.10866	Vérifiée
1	2220.646	0.1587	11.507	0.832	0.2544	0.12418	Vérifiée
RDC	2526.563	0.1587	18.253	0.8061	0.2544	0.14128	Vérifiée
E.Sol1	2857.664	0.1732	15.357	0.8184	0.3074	0.15980	Vérifiée
E.Sol2	3171.094	0.1732	17.418	0.8098	0.3074	0.17512	Vérifiée

On remarque que la condition $Br > B_{calculé}$ est vérifiée dans tous les niveaux, donc pas risque de flambement.

II.6. Conclusion :

Le pré dimensionnement de la structure nous a conduits à donner une estimation des dimensions des sections des différents éléments à adopter, pour évaluer les charges exercées et l'évaluation de la descente de charge.

L'épaisseur des planchers ceps creux, a été estimé à (16+4) cm ; L'épaisseur des dalles pleines à 14 cm pour les plancher et les balcons 14 cm ; volées d'escalier et à 15cm et le palier de repos d'escalier.

Une fois les éléments non structuraux pré dimensionnée nous avons procédé au pré dimensionnement des éléments structuraux.

Les voiles ont été aussi dimensionnées à 15 cm pour les étages courants et 25 cm pour RDC et les deux entre sol ; les sections des poutres ont été estimées à (40*45) cm pour les poutres principales et (35*40) cm pour les poutres secondaires

Les poteaux ont été étudiés à la compression et au flambement. Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, en se référant : à la surface afférente, l'aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d'escalier. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau (B3). Les sections des poteaux ainsi adoptés sont :

Entre sol 1 et 2 : 55*60 cm²

RDC et 1^{er} étages : 55*50 cm²

2^{ème} et 3^{ème} étages: 50*45 cm²

4^{ème} et 5^{ème} étages : 45*40 cm²

6^{ème} et 7^{ème} étages : 40*35 cm²

Terrasse : 30 * 35 cm²

Toutes ces dimensions ne sont que des dimensions préalables pour ce bâtiment elles sont sujet à modification si le cas le nécessite.

CHAPITRE III

ETUDE DES ELEMENTS

SECONDAIRES

III.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique. Durant ce chapitre, le va concerner les éléments suivants :

- ✓ Les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine).
- ✓ Les escaliers.
- ✓ La poutre palière.
- ✓ La poutre de chaînage.
- ✓ La dalle de l'ascenseur.
- ✓ L'acrotère.

III.2. Etude des planchers :

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux(16 + 4)

Pour le plancher à corps creux le calcul se fera pour les poutrelles et la dalle de compression.

III.2.1. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles se calculent comme des sections en T soumises à la flexion simple en respectant le critère d'inertie constante.

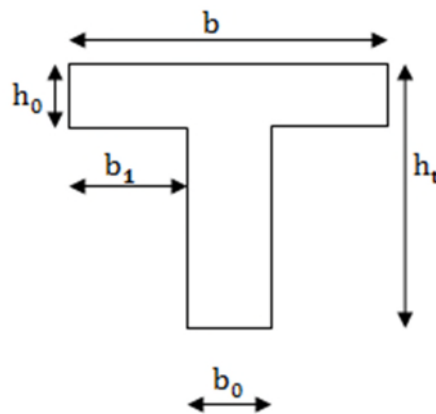


Figure.III.1. Schéma statique d'une poutrelle

Données nécessaires :

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

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

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

❖ Méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, il existe quatre méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode de Caquot minoré.
- Méthode RDM.

Vu sa simplicité et la rapidité, la méthode forfaitaire est préférable pour les bâtiments à usage d'habitation, bureaux, ...etc. (si ses conditions sont vérifiées).

➤ **Domaine d'application de la méthode forfaitaire :(article b6.2.2.1)**

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

1. Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2 \times G ; 5 \text{ KN/m}^2)$).
2. Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
3. Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.
4. La fissuration est considérée comme peu nuisible.

● **Principe de la méthode**

- **Définition des grandeurs**

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la "travée de comparaison" c'est-à-dire dans la travée indépendante, de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

M_d et M_d : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

M_t : Le moment maximal constaté en travée qui est prise en compte dans le calcul de la travée considérée.

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport de la charge d'exploitation par la somme des charges permanentes et d'exploitation.

● **Exposé de la méthode forfaitaire**

- **Évaluation des moments**

Les valeurs de M_t , M_g et M_d doivent vérifier les conditions suivantes :

1. $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0]$.
2. $\begin{cases} M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_0}{2} \dots \dots \dots \text{Pour une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2} \dots \dots \dots \text{Pour une travée de rive.} \end{cases}$
3. La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire :
 - $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées.
 - $0.5M_0$ dans le cas des appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

- $0.4M_0$ dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

✓ **Remarque**

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire. On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

Ainsi que d'après le **BAEL** le moment des appuis de rive égal à 15% du moment isostatique encadrant de l'appui considéré ($0.15M_0$).

- **Évaluation des efforts tranchants**

On peut évaluer l'effort tranchant soit :

- ✓ Par la méthode de **RDM** en tenant compte de la continuité :

$$V = V_0 + \frac{M_i + M_{i+1}}{l_i}$$

M_i et M_{i+1} : sont des moments sur appuis, on les prend avec leurs signes (signe négatifs (-)).

Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 .

- 1) De 15% si la poutre à deux travées :
- 2) De 10% si une poutre à plus de deux travées :

III.2.2. Les différents types de poutrelles

Tableau.III.1. Différents types des poutrelles.

Types	Localisation	Schémas statiques des poutrelles	Méthode de calcul
Type1	Terrasse inaccessible + Etage courant + Commerce		Forfaitaire
Type2	Terrasse inaccessible + Etage courant		RDM
Type3	Terrasse inaccessible		RDM

a) Calcul des charges revenant aux poutrelles

L'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $P_u = L_0 \times q_u$

L'ELS : $q_s = G + Q$ et $P_s = L_0 \times q_s$

Tableau.III.2. Charges revenant aux poutrelles

Désignation	G(KN /m ²)	Q(KN /m ²)	L ₀ (m)	ELU		ELS	
				q _u	P _u	q _s	P _s
Terrasse inaccessible	6.25	1	0.65	9.937	6.46	7.25	4.713
Etage courant	5.28	1.5	0.65	9.378	6.096	6.78	4.407
Commerce	5.28	5	0.65	14.628	9.508	10.28	6.682

III.2.3. Calcul des sollicitations maximales :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues. Dans notre cas pour le calcul des sollicitations on applique la méthode forfaitaire (BAEL91) et la méthode de RDM.

- **Exemple d'application de la méthode forfaitaire :**
 - **Plancher commerce (Type1) :**

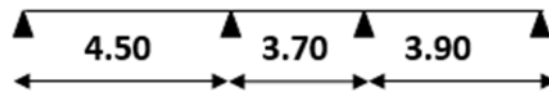


Figure.III.2. Poutrelle type1

✓ **Vérification des conditions :**

1. $Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(2 * G; 5) = 5 \text{ KN/m}^2$ Vérifiée.
2. $0.8 \leq \frac{4.50}{3.70} \leq 1.25$ et $0.8 \leq \frac{3.70}{3.90} \leq 1.25$ Vérifiée.
3. Le moment d'inertie est constant Vérifiée.
4. La fissuration est peu nuisible (FPN) Vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées ce qui implique que la méthode forfaitaire est applicable.

❖ **A L'ELU:**

$q_u = 14.628 \text{ KN/m}^2; P_u = 9.508 \text{ KN/m}.$

○ **Les moments isostatiques:**

$$M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8}$$

Travée AB:

$$M_{01} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{(9.508 \times 4.5^2)}{8} = 24.067 \text{ KN.m}$$

Travée BC:

$$M_{02} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{(9.508 \times 3.7^2)}{8} = 16.27 \text{ KN.m}$$

Travée CD:

$$M_{03} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{(9.508 \times 3.9^2)}{8} = 18.077 \text{ KN.m}$$

○ **Moments aux appuis:**

Appuis de rive :

$$M_A = M_D = 0$$

Les moments effectifs $M_A = M_D = -0.15M_0 = -3.61 \text{ KN.m}$

Appuis intermédiaires :

$$M_B = -0.5M_{01} = -0.5 \times 24.067 = -12.03 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5M_{02} = -0.5 \times 16.27 = -8.135 \text{ KN.m}$$

○ **Moments en travée :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+5.28} = 0.486 ;$$

$$(1 + 0.3\alpha) = 1.146 ;$$

$$(1.2 + 0.3\alpha) = 1.346 ;$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.673 ;$$

Travée AB :

$$M_t^{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max[1.146; 1.05] M_{01} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01} \dots\dots\dots (2)$$

$$(1) \rightarrow M_t^{AB} + \frac{12.0335}{2} \geq 1.146 M_{01} \rightarrow M_t^{AB} \geq 21.56 \text{ KN.m}$$

$$(2) \rightarrow M_t^{AB} \geq 16.195 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_t^{AB} \geq \max(1) \text{ et } (2) \quad \rightarrow M_t^{AB} = 21.56 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_t^{BC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max[1.146; 1.05] M_{02} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{02} \dots\dots\dots (2)$$

$$(1) \rightarrow M_t^{BC} + \frac{20.169}{2} \geq 1.146 M_{02} \rightarrow M_t^{BC} \geq 8.558 \text{ KN.m}$$

$$(2) \rightarrow M_t^{BC} \geq 10.948 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_t^{BC} \geq \max(1) \text{ et } (2) \quad \rightarrow M_t^{BC} = 10.948 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_t^{CD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \max[1.146; 1.05] M_{03} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{03} \dots\dots\dots (2)$$

$$(1) \rightarrow M_t^{CD} + \frac{8.135}{2} \geq 1.146 M_{03} \rightarrow M_t^{CD} \geq 16.645 \text{ KN.m}$$

$$(2) \rightarrow M_t^{CD} \geq 12.164 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_t^{CD} \geq \max(1) \text{ et } (2) \quad \rightarrow M_t^{CD} = 16.645 \text{ KN.m}$$

o **Effort tranchant :**

Travée AB :

$$V_A = \frac{P_u \times L_{AB}}{2} = \frac{(9.508 \times 4.5)}{2} = 21.393 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 \times V_A = -1.1 \times 21.393 = -23.53 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1.1 \times \frac{P_u \times L_{BC}}{2} = \frac{(9.508 \times 3.7)}{2} = 19.35 \text{ KN}$$

$$V_C = -1.1 \times \frac{P_u \times L_{BC}}{2} = -\frac{(9.508 \times 3.7)}{2} = -19.35 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_C = 1.1 \times \frac{P_u \times L_{CD}}{2} = \frac{(9.508 \times 3.9)}{2} = 20.39 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{P_u \times L_{CD}}{2} = -\frac{(9.508 \times 3.9)}{2} = -18.54 \text{ KN}$$

❖ **A L'ELS :**

$$q_s = 10.28 \text{ KN/m}^2 ; P_s = 6.682 \text{ KN/m}$$

○ **Les moments isostatiques :**

$$M_0 = \frac{P_s \times l^2}{8}$$

Travée AB:

$$M_{01} = \frac{P_s \times l^2}{8} = \frac{(6.682 \times 4.5^2)}{8} = 16.91 \text{ KN.m}$$

Travée BC:

$$M_{02} = \frac{P_s \times l^2}{8} = \frac{(6.682 \times 3.7^2)}{8} = 14.43 \text{ KN.m}$$

Travée CD:

$$M_{03} = \frac{P_s \times l^2}{8} = \frac{(6.682 \times 3.9^2)}{8} = 12.70 \text{ KN.m}$$

○ **Moments aux appuis:**

Appuis de rive :

$$M_A = M_D = 0$$

Les moments effectifs $M_A = M_D = -0.15M_0 = -2.54 \text{ KN.m}$

Appuis intermédiaires :

$$M_B = -0.5M_{01} = -0.5 \times 16.91 = -8.455 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5M_{02} = -0.5 \times 8.065 = -7.215 \text{ KN.m}$$

○ **Moments en travée :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+5.28} = 0.486 ;$$

$$(1 + 0.3\alpha) = 1.146 ;$$

$$(1.2 + 0.3\alpha) = 1.346 ;$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.673 ;$$

Travée AB :

$$M_t^{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max[1.146; 1.05] M_{01} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01} \dots\dots\dots (2)$$

$$(1) \rightarrow M_t^{AB} + \frac{8.455}{2} \geq 1.146 M_{01} \rightarrow M_t^{AB} \geq 15.148 \text{ KN.m}$$

$$(2) \rightarrow M_t^{AB} \geq 11.378 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_t^{AB} \geq \max(1) \text{ et } (2) \quad \rightarrow \quad M_t^{AB} = 15.148 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_t^{BC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max[1.146; 1.05] M_{02} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{02} \dots\dots\dots (2)$$

$$(1) \rightarrow M_t^{BC} + \frac{15.67}{2} \geq 1.146 M_{02} \rightarrow M_t^{BC} \geq 8.699 \text{ KN.m}$$

$$(2) \rightarrow M_t^{BC} \geq 9.709 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_t^{BC} \geq \max(1) \text{ et } (2) \quad \rightarrow \quad M_t^{BC} = 9.709 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_t^{CD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \max[1.146; 1.05] M_{03} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{03} \dots\dots\dots (2)$$

$$(1) \rightarrow M_t^{CD} + \frac{7.215}{2} \geq 1.146 M_{03} \rightarrow M_t^{CD} \geq 10.944 \text{ KN.m}$$

$$(2) \rightarrow M_t^{CD} \geq 10.944 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_t^{CD} \geq \max(1) \text{ et } (2) \quad \rightarrow \quad M_t^{CD} = 10.944 \text{ KN.m}$$

○ **Effort tranchant :**

Travée AB :

$$V_A = \frac{P_s \times L_{AB}}{2} = \frac{(6.682 \times 4.5)}{2} = 15.03 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 \times V_A = -1.1 \times 15.03 = -16.54 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1.1 \times \frac{P_s \times L_{BC}}{2} = \frac{(6.682 \times 3.7)}{2} = 13.59 \text{ KN}$$

$$V_C = -1.1 \times \frac{P_s \times L_{BC}}{2} = -\frac{(6.682 \times 3.7)}{2} = -13.59 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_C = 1.1 \times \frac{P_s \times L_{CD}}{2} = \frac{(6.682 \times 3.9)}{2} = 14.33 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{P_s \times L_{CD}}{2} = -\frac{(6.682 \times 3.9)}{2} = -13.03 \text{ KN}$$

Tableau.III.3. Sollicitations des différents types des poutrelles.

Types Planchers		M_t (KN. m)		M_a^{int} (KN. m)		M_a^{rive} (KN. m)		V_u^{max} (KN)
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Type1	Terrasse inaccessible	13.08	9.54	-8.17	-5.97	-2.453	-1.789	15.989
	Etage courant	12.595	8.99	-7.715	-5.575	-2.315	-1.673	15.088
	Commerce	21.56	15.148	-12.034	-8.455	-3.61	-2.54	23.532
Type2	Terrasse inaccessible	16.352	11.929	/	/	-2.453	-1.789	14.535
	Etage courant	15.431	11.155	/	/	-2.315	-1.673	13.716
Type3	Terrasse inaccessible	12.282	8.961	/	/	-1.842	-1.344	12.59

Tableau.III.4. Sollicitations maximales des poutrelles.

Type planchers	M_t (KN. m)		M_a^{int} (KN. m)		M_a^{rive} (KN. m)		V_u^{max} (KN)
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Terrasse inaccessible	16.352	11.929	-8.176	-5.965	-2.453	-1.79	14.989
Etage courant	15.431	11.155	-7.715	-5.575	-2.315	-1.67	15.088
Commerce	21.56	15.148	-12.03	-8.455	-3.61	-2.54	23.532

III.2.4. Ferrailage des poutrelles

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

Le ferrailage de toutes les poutrelles se fera avec les sollicitations maximales à L'ELU.

- **Terrasse inaccessible**

A. Calcul à L'ELU

Les sollicitations de calcul sont :

- Moment maximum en travée : $M_t = 21.56 \text{ KN.m}$
- Moment de l'appui intermédiaire : $M_a^{\text{int}} = -12.03 \text{ KN.m}$
- Moment de l'appui de rive : $M_a^{\text{rive}} = -3.61 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant maximum : $V_u = 23.532 \text{ KN}$

➤ **Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont**

$$b = 65 \text{ cm} \quad ; \quad d = 18 \text{ cm} \quad ; \quad h = 20 \text{ cm} \quad ; \quad F_e = 400 \text{ MPa}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} \quad ; \quad d' = 2 \text{ cm} \quad ; \quad h_0 = 4 \text{ cm} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des armatures longitudinales**

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

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m} \geq M_t = 21.56 \text{ KN.m}$$

⇒ L'axe neutre se trouve dans la table de compression ⇒ Etude d'une section ($b \cdot h$).

○ **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{21.56 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.072 < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A : $\varepsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 1.739 \times 10^{-3} \\ \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l} = 0.668 \\ \mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.392 \end{cases}$$

$\mu_{bu} = 0.072 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$ (Pas d'armature comprimée).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.094$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.173 \text{ m}$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{f_{st} \times z} = \frac{21.56 \times 10^{-3}}{348 \times 0.173} = 3.58 \text{ cm}^2 .$$

✓ **Vérification de la condition du non fragilité : (Article A.4.2 .1)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{tr} = 3.58 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour : $A_{tr} = 2HA12 + 1HA14 = 3.80 \text{ cm}^2$.

- **En appui** : Calculer par $(b_0 * h)$

Appui intermédiaire

$$M_a^{int} = -12.03 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{12.03 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.261 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.262 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.386$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.152 \text{ m}$$

$$A_a^{int} = \frac{M_t}{f_{st} \times z} = \frac{12.03 \times 10^{-3}}{348 \times 0.152} = 2.27 \text{ cm}^2.$$

- ✓ **Vérification de la condition du non fragilité (Article A.4.2 .1)**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_a^{int} = 2.27 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour : $A_a^{int} = 2HA12 + 1HA10 = 3.05 \text{ cm}^2$.

Appui de rive :

$$M_a^{rive} = -3.61 \text{ KN.m}$$

$$A_a^{rive} = \frac{M_a^{rive} \times A_a^{int}}{M_a^{int}} = \frac{3.61 \times 2.27}{12.034} = 0.68 \text{ cm}^2.$$

- ✓ **Vérification de la condition du non fragilité (Article A.4.2 .1)**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0.68 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour : $A_a^{rive} = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2$.

- ✓ **Armatures transversales**

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \phi_L^{\min}\right) \rightarrow \phi_t \geq \min\left(\frac{100}{10}; \frac{200}{35}; 6 \text{ mm}\right) = 5.714 \text{ mm}.$$

On adopte un étrier ϕ_6 , donc la section d'armatures transversales sera $A = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

III.2.4.1. Vérifications nécessaires

a. Vérifications à l'ELU

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$V_{\max} = 23.532 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{23.532 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.31 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Donc, pas de risque de cisaillement.

✓ **Espacement :**

L'espacement des armatures transversales S_t est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

$$S_t \leq \min \begin{cases} (0.9d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} & \text{CBA(Article A. 5.1.2.2)} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57 \text{ cm} & \text{CBA(Article A. 5.1.2.2)} \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 26.82 \text{ cm} & \text{CBA(Article A. 5.1.2.2)} \end{cases}$$

D'où : $S_t = 15 \text{ cm}$.

Avec :

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

$K = 1$: Pas reprise de bétonnage, flexion simple et FPN.

✓ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$V_u$$

Appui de rive

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \rightarrow A_l^{\min} \geq \frac{23.532 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.677 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} \rightarrow A_l = 3.8 + 0.79 = 4.59 \text{ cm}^2.$$

$A_l = 4.59 \text{ cm}^2 \geq 0.68 \text{ cm}^2$ Vérifiée.

Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e \left(V_u + \frac{M_u^{\text{int}}}{0.9d} \right)} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400 \left(23.532 - \frac{12.034}{0.9 \times 0.18} \right) 10^{-3}} = -0.057.$$

$A_1 = -0.057 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

✓ **Vérification de la bielle**

$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ avec : $a = \min[0.9d ; (45 - 4)\text{cm}] = 16.2 \text{ cm}$.

Ce qui donne :

$V_u = 23.532 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.10 \times 25 = 108.14 \text{ KN} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

✓ **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec : $b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 27.5\text{cm}$.

$\tau_u = 1.54 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Vérifiée

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

b. Vérifications à l'ELS

Il y a lieu de vérifier :

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

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

➤ **Etat limite de compression de béton**

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

- **En travée**

$M_t^{ser} = 15.148 \text{ KN.m} ; A = 3.80 \text{ cm}^2$.

- **Position de l'axe neutre (H)**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -2.78 \times 10^{-4} \text{ m}^3 < 0$$

\Rightarrow L'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera comme une section en T.

- **Calcul de y**

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

$5y^2 + 277y - 1466 = 0$

$\sqrt{\Delta} = 325.65 \Rightarrow y = 4.87 \text{ cm}$.

• **Calcul de moment d'inertie I**

$$I = \frac{bxy^3}{3} - \frac{b-b_0}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A'(d' - y)^2 + 15A(d - y)^2 \dots\dots\dots \text{avec } A' = 0.$$

$$I = \frac{65 \times (4.87)^3}{3} - \frac{65 - 10}{3} \times (4.87 - 4)^3 + 15 \times 3.80 \times (18 - 4.87)^2$$

$$I = 12316.60 \text{ cm}^4.$$

• **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{15.148}{12316.60} \times 4.87 \times 10^3 = 5.99 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **En appui intermédiaire**

$$M_a^{ser} = -8.455 \text{ KN.m} ; A = 3.05 \text{ cm}^2.$$

• **Calcul de y**

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15A(y - d) = 0$$

$$5y^2 + 45.75y - 823.5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 136.25 \Rightarrow y = 9.05 \text{ cm.}$$

• **Calcul de moment d'inertie I**

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

$$I = \frac{10 \times (9.05)^3}{3} + 15 \times 3.05 \times (18 - 9.05)^2$$

$$I = 6135.41 \text{ cm}^4.$$

• **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 12.47 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation**

✓ **Conditions de la vérification de la flèche**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, on peut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{6} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0.044 < \frac{1}{6} = 0.0625 \dots \dots \text{la condition n'est pas vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

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

La flèche totale est définie d'après **le BAEL (Art B.6.5.2)** comme suit :

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5mest de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm} = 9 \text{ mm}$$

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

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

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

• **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times J$... La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise des cloisons
 $q_{gser} = 0.65 \times G$... La charge permanente qui revient à la poutrelle
 $q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$... La charge permanente et la charge d'exploitation

$$K = \frac{M_{tser}}{M_{0ser}} = \frac{15.148}{16.91} = 0.89$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{jser} = K \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.89 \times \frac{1.8525 \times 4.5^2}{8} = 4.17 \text{KN.m} \\ M_{gser} = K \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.89 \times \frac{3.432 \times 4.5^2}{8} = 7.73 \text{KN.m} \\ M_{pser} = K \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.89 \times \frac{6.682 \times 4.5^2}{8} = 15.05 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

• **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre : $y = 4.87 \text{ cm}$

- Calcul du moment d'inertie de la section homogène :

$$y_G = \frac{\frac{b \times h_0^2}{2} + ((h - h_0) \times b_0) \times \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0\right) + 15Ad}{b \times h_0 + (b_0 \times (h - h_0)) + 15A}$$

$$= \frac{\left(65 \times \frac{4^2}{2}\right) + ((20 - 4) \times 10) \times \left(\frac{20-4}{2} + 4\right) + (15 \times 3.80 \times 18)}{(65 \times 4) + (10 \times (20 - 4)) + (15 \times 3.80)}$$

$$\Rightarrow y_G = 7.27 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0 \times h^3}{12} + (b_0 \times h) \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_G - \frac{h_0}{2}\right)^2 + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + 15[A(d - y_G)^2 + A'((y_G - d')^2)]$$

$\Rightarrow I_0 = 21123.19 \text{ cm}^4$ (Moment d'inertie total de la section (béton acier).

$$A = 3.80 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = 0.0211$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = 2.021 \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 0.808 \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.8656 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Module de déformation différée du béton.}$$

$E_i = 3 E_v = 32456.5968 \text{ MPa}$ Module de déformation instantanée du béton.

• **Contraintes**

$$\begin{cases} \sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 42.28 \text{ MPa} \\ \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 78.38 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 152.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

• **Inerties fictives (I_f)**

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

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0.352 > 0 \\ \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.578 > 0 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0.754 > 0 \end{cases}$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 13581 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 10713 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 92014 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 15833 \text{ cm}^4$$

• **Evaluation des flèches**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 1.210 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 2.844 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 6.449 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times v \times I_{fgv}} = 5.773 \text{ mm}$$

$\Delta_{ft} = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 8.168 \text{ mm} < f_{adm} = 9 \text{ mm}$ Condition vérifiée.

⇒ La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

- Le ferrailage des autres types des poutrelles est résumé dans le tableau suivant :

Tableau.III.5. Ferrailage des différents types des poutrelles.

		Ferrailage longitudinale			Ferrailage transversale	
Plancher	sens	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des sections (cm ²)	A _t (cm ²)	S _t (cm)
Terrasse inaccessible	Travée	2.685	1.413	3HA12 = 3.39	0.57	15
	Appuis inter	1.45	0.22	1HA12 + 1HA10 = 1.92		
	Appuis rive	0.435	0.22	1HA10 = 0.79		
Etage courant	Travée	2.52	1.413	2HA12 + 1HA10 = 3.05	0.57	15
	Appuis inter	1.36	0.22	1HA12 + 1HA10 = 1.92		
	Appuis rive	0.406	0.22	1HA10 = 0.79		
Commerce	Travée	3.58	1.413	2HA12 + 1HA14 = 3.87	0.57	15
	Appuis inter	2.95	0.22	2HA14 = 3.08		
	Appuis rive	0.63	0.22	1HA14 = 1.54		

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Tableau.III.6. Vérification au cisaillement.

Type	Armature longitudinale aux appuis		La bielle	Jonction table nervure	Cisaillement
	Rive	Intermédiaire			
	$A_l \geq \frac{V_u \gamma_s}{f_e}$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e \left(V_u + \frac{M_u^{int}}{0.9d} \right)}$	$V_u \leq 0.267ab_0f_{c28}$	$\frac{b_1 V_u}{0.9bh_0d} \leq \bar{\tau}_u$	$\frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$
Terrasse inaccessible	3.49 > 0.46	4.62 > -0.083	15.989 < 108.14	1.04 < 3.33	0.888 < 3.33
Etage courant	3.49 > 0.43	4.62 > -0.088	15.088 < 108.14	0.98 < 3.33	0.888 < 3.33
Commerce	4.59 > 0.68	7.19 > -0.057	23.532 < 108.14	1.54 < 3.33	1.31 < 3.33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

- Vérifications des contraintes à ELS
- Etat limite de compression du béton

Tableau.III.7. Vérification des états limite de compression du béton.

Etage	Position	M_s (KN. m)	A_s (cm ²)	Y (cm ²)	I (cm ⁴)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$		Observation
						σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	
Terrasse inaccessible	Travée	11.929	3.39	11.929	11.929	11.929	15	vérifiée
	Appui inter	-5.965	1.92	11.929	11.929	11.929	15	vérifiée
Etage courant	Travée	11.929	3.05	11.929	11.929	11.929	15	vérifiée
	Appui inter	-5.575	3.05	11.929	11.929	11.929	15	vérifiée
Commerce	Travée	15.148	3.87	4.87	12316.6	5.99	15	vérifiée
	Appui inter	-8.455	3.08	9.05	6135.41	12.47	15	vérifiée

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

Tableau.III.8. Vérification des états limite de déformation.

Plancher	Terrasse inaccessible	Etage courant	Commerce
$L(m)$	4.5	4.5	4.5
$q_{jser}(KN/m)$	1.85	2.5	1.85
$q_{gser}(KN/m)$	4.063	3.432	3.432
$q_{pser}(KN/m)$	4.71	4.407	6.682
$M_{jser}(KN.m)$	3.746	5.063	3.746
$M_{gser}(KN.m)$	8.228	6.949	6.949
$M_{pser}(KN.m)$	9.538	8.92	13.53
$y_G(cm)$	7.13	7.01	7.27
$I_0(cm^4)$	20405.38	19795.73	21123.19
ρ	0.0188	0.0169	0.0211
λ_i	2.26	2.52	2.021
λ_v	0.91	1.01	0.808
$\sigma_{sj}(MPa)$	58.70	100.35	42.28
$\sigma_{sg}(MPa)$	128.82	137.68	78.38
$\sigma_{sp}(MPa)$	149.13	176.617	152.64
$f_{ji}(mm)$	1.812	3.595	1.210
$f_{gi}(mm)$	5.119	5.389	2.844
$f_{pi}(mm)$	6.113	7.301	6.449
$f_{gv}(mm)$	9.742	10.049	5.773
$\Delta_f(mm)$	8.924	8.367	8.168
$f_{adm}(mm)$	9	9	9
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Remarque :

La flèche est vérifiée dans tous les cas, donc le ferrailage est satisfait.

- **Schémas de ferrailage des poutrelles**

- **Tableau.III.9.** Les schémas de ferrailage des poutrelles.

type	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse inaccessible			
Etage courant			
Commerce			

❖ **Ferrailage de la dalle de compression :**

On utilise des barres de type rond lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$.

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- { 20 cm ... pour les armatures perpendiculaires aux nervures
- { 30 cm ... pour les armatures parallèles aux nervures

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

On a : $50 \text{ cm} \leq l_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$ avec L_0 : Distance entre axe des poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = 1.106 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Selon le CBA 93(B.6.4.2.3)}$$

- **Armatures parallèle aux poutrelles :**

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

On choisit : treillis soudés à mailles carrées de 150 mm

5HA6 = 1.4 cm²/ml Perpendiculaires aux poutrelles $\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$... Vérifiée.

4HA6 = 1.13 cm²/ml Parallèles aux poutrelles $\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$... Vérifiée.

Donc on opte pour un treillis soudé TS \emptyset_6 (150 × 150) mm².

- **Schéma de ferrailage de la dalle de compression :**

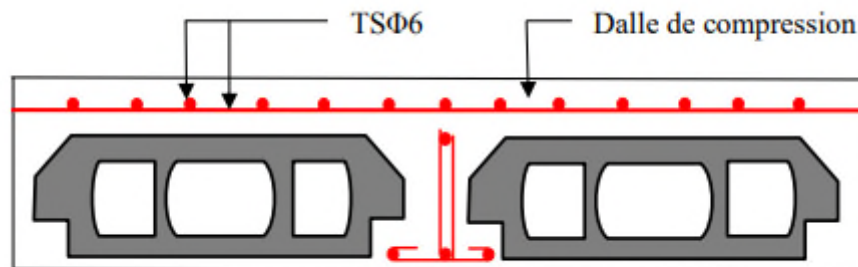


Figure.III.3. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3. Etude dalles pleines

Dans notre étude on prend les panneaux de dalle les plus sollicités et on ferraille les autres panneaux qui sont identiques avec celui que on a trouvé.

Exemple de calcul

❖ Dalle pleine sur 3 appuis (balcon)

On a : $L_x = 1.5 \text{ m}$; $L_y = 3.20 \text{ m}$, $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{3.2} = 0.47 > 0.4$

Donc la dalle pleine travail selon deux sens (// Lx et // Ly)

• **Evaluation des charges**

$$G_{dp} = 4.93 \text{ KN/m}^2 ; Q_{balcon} = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 11.91 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_u = G + Q = 8.43 \text{ KN/m}^2$$

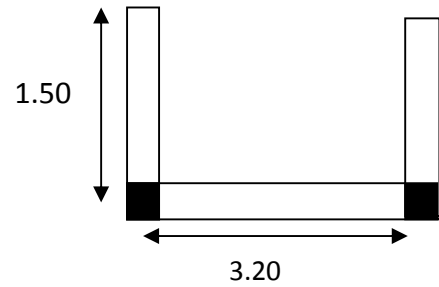


Figure .II.4. Panneau de dalle 2

III.3.1. Calcul du ferrailage à l'ELU

$$\text{On a } l_y = 320 \text{ cm} > \frac{l_x}{2} = 75 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} M_0^y = \frac{P \times l_x^3}{6} = 6.69 \text{ KN.m} \\ M_0^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} = 16.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments corrigé (réel) :**

$$\text{Moments en travées } \begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_0^x = 13.67 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_0^y = 5.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis } \begin{cases} M_x^a = M_y^a = -0.4 \times M_0^x = -6.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul de la section d'armatures :**

- Le ferrailage de la dalle plein du balcon se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml (b=1ml).

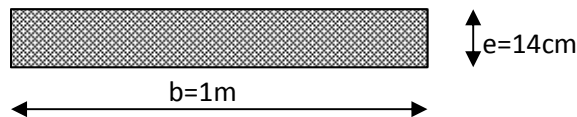


Figure III.5. Section de la dalle pleine à ferrailer

• **Condition de non fragilité :**

Pour e > 14 cm et ρ > 0,4 donc :

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.0006 \dots \dots \dots \text{ pour acier } f_e \text{ E500.} \\ 0.0008 \dots \dots \dots \text{ pour acier } f_e \text{ E400} \\ 0.0012 \dots \dots \dots \text{ pour acier ronds lisses} \end{cases} \Rightarrow \text{Pour notre cas } \rho_0 = \mathbf{0.0008}$$

Travée :

$$\begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e \rightarrow A_x^{min} = 1.42 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \rightarrow A_y^{min} = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Appui :

$$A_x^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Espacement S_t :**

Parallèle à x : $S_t \leq \min(3 \times e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow 20 \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Vérifiée.**

Parallèle à y : $S_t \leq \min(4 \times e ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow 25 \leq 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Vérifiée.**

Tableau III.10. Ferrailage de la dalle sur 3 appuis

	Sens	M_u	μ_{bu}	α	Z	A_{cal}	A^{min}	A_{adp}	St
Travée	x_x	13.67	0.067	0.087	0.116	3.39	1.42	5HA10=3.93	20
	y_y	5.69	0.028	0.036	0.118	1.39	1.12	4HA8= 2.01	25
Appuis	x_y	6.43	0.031	0.039	0.118	1.57	1.45	4HA8=2.01	25

III.3.2. Vérification à L'ELU

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.074 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{28}}{\gamma_b} ; 5 \right\} \text{ Mpa} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ Vérifier

Donc pas risque de cisaillement.

III.3.3. Vérification à l'ELS

Travée :

$$M_0^x = 11.38 \text{ KN.m} \rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 9.67 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appuis :

$$M_a^{x-y} = -0.4 \times M_x^0 = 4.55 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes**

La dalle D3 se trouve à l'extérieure (FN), alors on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton. Ainsi que la contrainte de traction dans l'acier

La vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{Y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_{bc} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n \times f_{t28}}\right) = 201.63MPa \rightarrow \text{Fissuration nuisible}$$

- **Etat limite de compression du béton**

Tableau.III.11. Vérification de l'état de compression du béton.

	sens	Mser	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	observation
Travée	x_x	9.67	3.21	5657.26	5.49	15	Vérifiée	225.37	201.63	Pas Vérifiée
	y_y	4.03	2.41	3239.42	2.99	15	Vérifiée	178.96	201.63	Vérifiée
Appuis	x_y	4.55	2.41	3239.42	3.38	15	Vérifiée	202.05	201.63	Pas Vérifiée

La condition de la contrainte σ_{st} n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{9.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 201.63} = 3.33 \times 10^{-3}$$

on prend : $\alpha = 0.5$

$$\alpha_1 = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = \sqrt{90 \times 3.33 \times 10^{-3} \times \frac{1-0.5}{3-0.5}} = 0.245$$

Donc on a : $\alpha_1 = 0.245$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\overline{\sigma}_{st}} = \frac{9.67 \times 10^{-3}}{0.12(1-\frac{0.245}{3}) \times 201.63} = 4.35 \text{ cm}^2$$

On prend : 5HA12 = 5.65 cm² avec $S_t = 20 \text{ cm}$

III.3.4. Vérification de la flèche

- 1) $\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.093 \geq 0.0625$ Vérifiée
- 2) $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0^x}\right) \rightarrow \max(0.0375; 0.059)$ Vérifiée
- 3) $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{3.93}{12} \leq 0.005$ Vérifiée

Les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Tous les calculs du ferrailage seront résumés dans le tableau ci-dessous

Les données des types de dalle pleine

Tableau.III.12. Les résultats des dalles pleines.

Dalle pleine	Lx (m)	Ly (m)	ρ	ELU μ_x	μ_y	ELS μ_x	μ_y
DP1	3.2	3.25	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
DP2	1.5	3.2	0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
DP3	0.95	2.85	0.33	/	/	/	/

❖ Les sollicitations max dans les dalles pleines
Tableau.III.13. Sollicitations et ferrailage dans les dalles.

		Sollicitation							
	type	ELU					ELS		
		M_t^x KN.m	M_t^y KN.m	M_a^r KN.m	V_x KN.m	V_y KN.m	M_t^x KN.m	M_t^y KN.m	M_a^r KN.m
E. courant	DP1	3.03	2.89	-2.02	10.94	11.17	2.61	2.53	-1.31
Etage1	DP2	13.67	5.69	-6.43	5.95	5.60	9.67	4.03	-5.69
Etage1	DP3	-7.16	/	/	13.19	/	-5.60	/	/

Vérification a L'ELU
✓ Calcul du ferrailage à l'ELU
Tableau.III.14. Calcul de ferrailage des dalles

types	Sens	M_u KN/m	μ_{bu}	Z m	A_{cal} cm^2	A_{min} cm^2	A_{opt} cm^2/ml	S_t cm
DP1	x-x	3.03	0.015	0.119	0.73	1.13	4HA8=2.01	25
	y-y	2.89	0.014	0.119	0.69	1.12	4HA8=2.01	25
DP2	Appuis	2.02	0.009	0.119	0.49	1.45	4HA8=2.01	25
	x-x	13.67	0.067	0.116	3.39	1.42	5HA10=3.93	20
DP2	y-y	5.69	0.028	0.118	1.39	1.12	4HA8=2.01	25
	Appui	6.43	0.031	0.118	1.57	1.45	4HA8=2.01	25
DP3	x-x	7.16	0.035	0.118	1.82	1.12	4HA8=2.01	25
	y-y	/	/	/	/	/	4HA8=2.01	25
	appui	/	/	/	/	/	4HA8=2.01	25

✓ Vérification de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{28}}{\gamma_b}; 5 \right\} \text{Mpa} = 2.5 \text{Mpa}$$

Tableau.III.15. Vérification au cisaillement

	V_u^x KN	$\tau_u^x \leq \bar{\tau}_u$ MPa	Observation	V_u^y KN	$\tau_u^y \leq \bar{\tau}_u$ MPa	observation
DP1	10.94	0.091 ≤ 2.5	Vérifier	11.17	0.093 ≤ 2.5	Vérifier
DP2	5.95	0.049 ≤ 2.5	Vérifier	5.60	0.046 ≤ 2.5	Vérifier
DP3	13.19	0.109 ≤ 2.5	vérifier	/	/	/

Vérifications à l'ELS

- Vérification des contraintes sur le béton sur l'acier

Pour le calcul des contraintes on utilise les mêmes formules que celle déjà citée dans le calcul des poutrelles

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

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n \times f_{t28}}\right) = 201.63MPa \rightarrow \text{Fissuration nuisible}$$

Tableau.III.16. Récapitulatif des vérifications des contraintes

	Sens	M_{ser} KN.m	Y cm	I cm^4	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Obser	σ_{st} MPa	$\bar{\sigma}_{st}$ MPa	obser
	x-x	2.61	2.41	3239.42	1.94	15	vérifier	115.90	201.63	vérifier
DP1	y-y	2.53	2.41	3239.42	1.88	15	vérifier	112.35	201.63	vérifier
	Appui	1.31	2.41	3239.42	0.971	15	vérifier	58.17	201.63	vérifier
	x-x-	9.67	4.81	7526.08	4.81	15	vérifier	159.19	201.63	vérifier
DP2	y-y-	4.03	2.41	3239.42	2.99	15	vérifier	178.97	201.63	vérifier
	Appui	5.69	3.74	7526.08	2.26	15	vérifier	74.91	201.63	vérifier
	x-x	7.16	4.81	7526.08	5.33	15	vérifier	159.19	201.63	vérifier
DP3	y-y-	/	/	/	/	/	/	/	/	/
	appui	/	/	/	/	/	/	/	/	/

III.3.5. Vérification de la flèche

Selon le **BAEL91**, Si les conditions suivantes sont vérifiées ce n'est pas la peine de vérifier la flèche

Tableau.III.17. Vérification des conditions de la flèche

	Condition	Sens x-x-	Sens y-y	Observation
	$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16}$	$0.044 \geq 0.0625$	$0.043 \geq 0.0625$	Vérifier
DP1	$\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0^x}\right)$	$0.044 \geq 0.0375$	$0.043 \geq 0.0375$	Vérifier
	$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$	$0.00168 \leq 0.005$	$0.0017 \leq 0.005$	Vérifier
	$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16}$	$0.093 \geq 0.0625$	$0.043 \geq 0.0625$	Vérifier
DP2	$\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0^x}\right)$	$0.093 \geq 0.059$	$0.044 \geq 0.043$	Vérifier
	$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$	$0.00034 \leq 0.005$	$0.0017 \leq 0.005$	Vérifier
	$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16}$	$0.147 \geq 0.0625$	/	Vérifier
DP3	$\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0^x}\right)$	$0.147 \geq 0.05$	/	Vérifier
	$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$	$0.00168 \leq 0.005$	/	Vérifier

Les schémas de ferrailage des dalles pleine

- ✓ Schéma de ferrailage de la dalle DP1 :

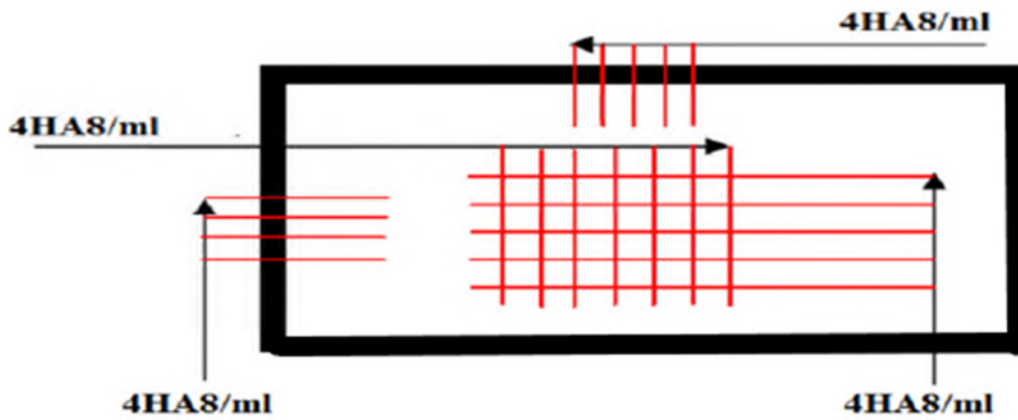


Figure.III.6 : schéma de ferrailage de la dalle DP1

- ✓ Schéma de ferrailage de la dalle DP2 :

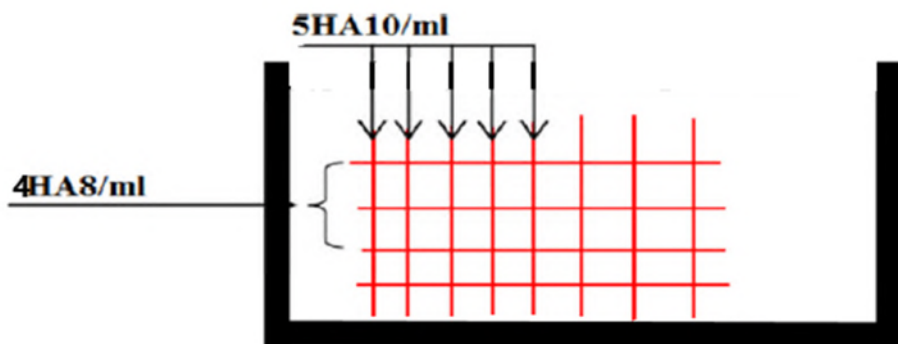


Figure.III.7. schéma de ferrailage de la dalle DP2

- ✓ Schéma de ferrailage de la dalle DP3 :

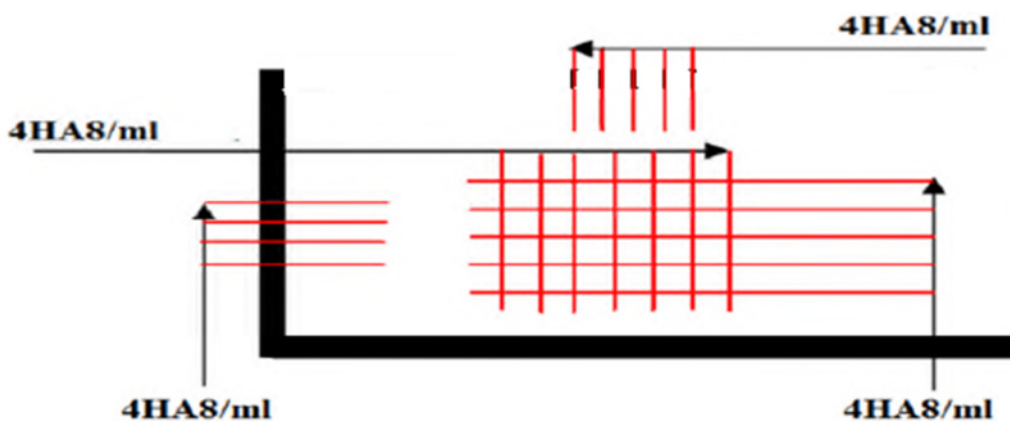


Figure.III.8. : schéma de ferrailage de la dalle DP3

III.4. Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet on dispose de deux types d'escalier

- **Etude de la partie (AB) :**

Les parties AB et BC sont identiques, donc on va étudier uniquement la partie AB et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre partie.

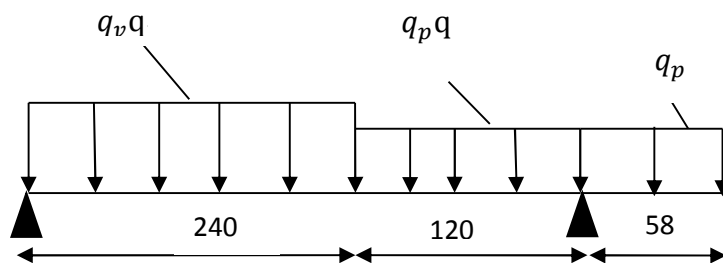


Figure III.8. Schéma statique de l'escalier

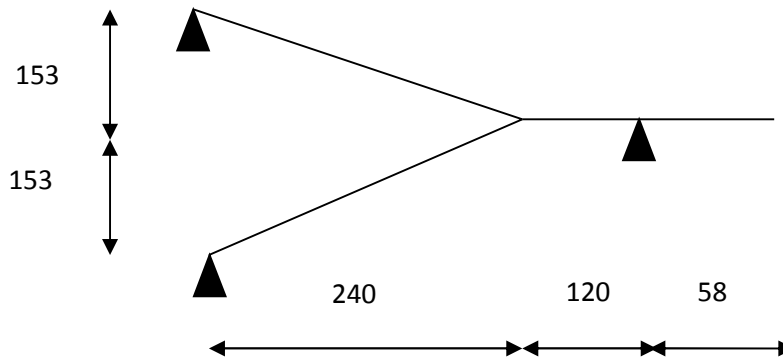


Figure III.9. Coupe en élévation de l'escalier

$$\text{Volée} \begin{cases} G_v = 7.80 \text{KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Palier} \begin{cases} G_p = 4.93 \text{KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_u^{mur} = 1.35 (G_{mur} \times h_{mur}) = 1.35 \times 2.79 \times (3.06 - 0.2) = 10.77 \text{KN/m}^2$$

a) Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1.35 G_v + 1.5 Q_v) \times 1 \text{ml} = (1.35 \times 7.80) + (1.5 \times 2.5) = 14.28 \text{KN/m}^2 \\ q_{up} = (1.35 G_p + 1.5 Q_p) \times 1 \text{ml} = (1.35 \times 4.93) + (1.5 \times 2.5) = 10.41 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_{uv} = (G_v \times Q_v) \times 1\text{ml} = 7.29 + 2.5 = 10.30\text{KN/m}^2 \\ q_{up} = (G_p \times Q_p) \times 1\text{ml} = 4.93 + 2.5 = 7.43\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

b) Calcul des réactions :

$$\sum F/x=0 \leftrightarrow R_B + R_A = 2.4 q_v + 1.2q_p + 0.58q_p + P$$

$$\sum M/A=0 \leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 40.86 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 25.59 \text{ KN} \end{cases} \quad \sum M/B=0 \leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 22.71\text{KN} \\ \text{ELS: } 16.34 \text{ KN} \end{cases}$$

III.4.1. Calcul des sollicitations

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (méthode RDM).

Tableau.III.18. Sollicitations dans l’escalier

Position	M^{max}		v^{max}
	ELU	ELS	
travée	15.35	11.02	40.86
appuis	-9.03	-6.48	

III.4.2. Ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section (b×h) = (100×15)cm². Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :soit FPN ; e = 15cm ; C=2cm. d=13cm.

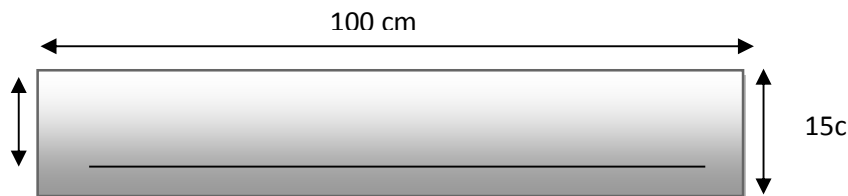


Figure.III.10. Section d’escalier à ferrailler.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.III.19.Ferraillage de l’escalier

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	Z (m)	$A^{calculé}$ cm^2/ml	A^{min} cm^2/ml	$A^{adopté}$ cm^2/ml	St (cm)
Travée	15.35	0.064	0.126	3.50	1.57	5HA10= 3.93	20
appui	-9.03	0.038	0.128	2.03	1.57	5HA10=3.93	20

❖ Armature de répartition

On a des charges réparties $\implies A_{repartie} = \frac{A_{principales}}{4}$

En travée : $A_{rep} = 0.98 \text{ cm}^2/ml$ soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml$; St = 25 cm

En appui : $A_{rep} = 0.98\text{cm}^2/\text{ml}$ soit : $A_{rep} = 4\text{HA}8 = 2.01\text{ cm}^2/\text{ml}$; $St = 25\text{ cm}$

❖ **Vérification des espacements**

La fissuration est peu nuisible (FPN) donc :

Sens Principale :

En travées : $St=25\text{cm} \leq \min(3 \times 14 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

En Appuis : $St=25\text{cm} \leq \min(3 \times 14 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

Sens Secondaire :

$St=25\text{cm} \leq \min(4 \times 14 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

III.4.3.1. Vérification de l’effort tranchant

$$V^{\max} = R_A = 40.86\text{KN} \quad \tau_u = \frac{v^{\max}}{b \times d} = 0.31\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17\text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

Donc, nous n’avons pas besoin de mettre des armatures transversales.

III.4.4. Calcul a l’ELS

III.4.4.1. Vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, (La vérification d’état limite d’ouverture des fissures n’est pas nécessaire) donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton :

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

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.20. Vérifications de l’état limite de compression du béton.

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (m)	I 10^{-8} (m^4)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Observation
Travée	11.02	3.36	6742.63	5.49	15	Vérifiée
appui	6.48	3.36	6742.63	3.23	15	vérifiée

III.4.5. Vérifications de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) \dots \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20M_0}\right) \\ (2) \dots \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \\ (3) \dots l \leq 8\text{m} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} (1) \dots 0,036 < 0,043 \dots \text{pas vérifiée} \\ (2) \dots 0,0030 < 0,009 \dots \text{Vérifiée} \\ (3) \dots l = 4.18\text{ m} < 8\text{m} \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

La 1^{ère} condition n’est pas observée ; donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\text{La condtion à verifier est : } \mathbf{f} \leq \mathbf{f}_{adm} \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{f} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \\ \mathbf{f}_{adm} = 1/500 \text{ car } l \leq 5\text{m} \end{array} \right.$$

Pour calculer la flèche on doit suivre les étapes suivantes :

✓ **Calcul des moments sous g ; j et p**

g : l'ensemble des charges permanentes.

J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

P : l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

$$\text{A connaitre: Volée: } \left\{ \begin{array}{l} g = 7.80 \text{ K.N/m}^2 \\ j = G - G_{\text{revetement}} = 6.24 \text{ KN/m}^2; \text{ le Palier:} \\ p = G + Q = 10.3 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} g = \frac{4.93 \text{ KN}}{\text{m}^2} \\ j = 3.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ P = 7.43 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right.$$

Le tableau suivant illustre les résultats du calcul :

Tableau.III.21. Vérification des flèches

	f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf_t (mm)	f_{adm} (mm)	observation
	1.21	0.33	0.94	0.60	1.226	8.36	Vérifiée

La flèche est vérifiée.

Schéma de ferrailage escalier

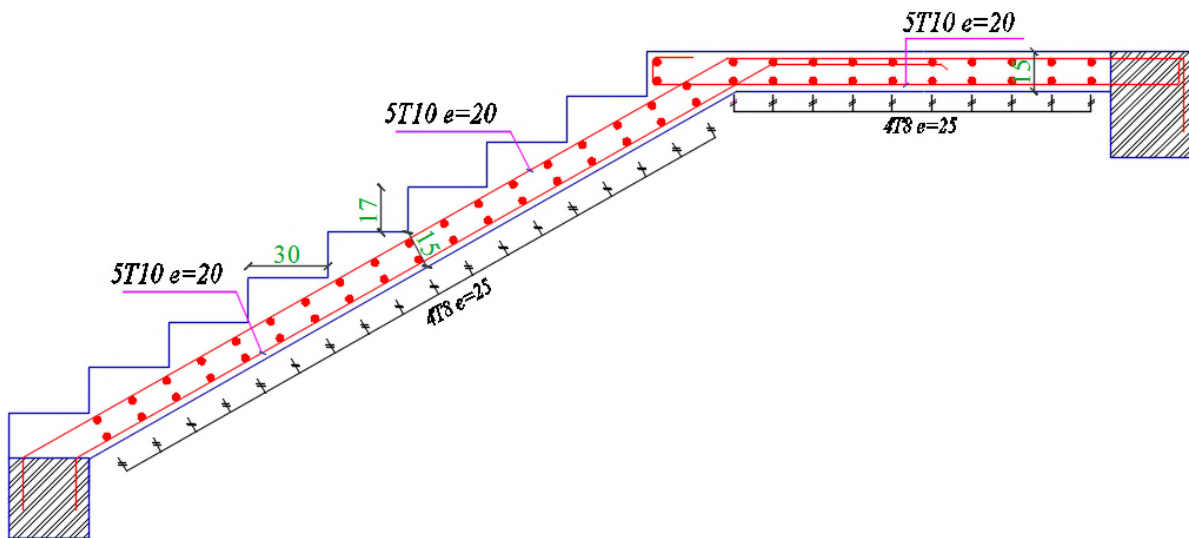


Figure.III.11. Schéma de ferrailage de l'escalier

III.5. Etude de la poutre palière

Dimensionnement

C'est un élément porteur horizontal en béton armé, qui a pour rôle de supporter le palier de l'escalier, et le transmettre aux poteaux. Le calcul se fait la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

On a $L_{\max} = 3.65$ m

D'après la condition de flèche définie par le **BAEL91** :

$$\frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10}$$

$$24.33 \text{ cm} \leq h \leq 36.5 \text{ cm}$$

a. Vérification des exigences du RPA (VII.7.5) :

Selon les recommandations du RPA99/2003, on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ h = 30 \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{Vérifier} \quad \text{(RPA99/2003 Art : 7.5.1)}$$

On prend : **h = 35cm**

b = 30 cm

III.5.1. Calcul de la poutre palière à la flexion simple

Sollicitations de la poutre palière

✓ Les charges sur la poutre

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$$

G_m : Poids du mur double cloison sur la poutre

$$G_m = 2.79 \times (3.06 - 0.2) = 7.98 \text{ KN/ml}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B (**figure schéma statique**)

$$\text{ELU: } R_B = 40.86 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } R_B = 29.59 \text{ KN}$$

Les sollicitations :

$$P_u = 1.35 (g_0 + G_m) + R_B = 55.18 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 91.89 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 78.11 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -45.95 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 100.70 \text{ KN/m}$$

III.5.2. Calcul de la section d'armature à la flexion simple

On a $b = 30 \text{ cm}$ $h = 35 \text{ cm}$ $d = 33 \text{ cm}$

On résume les calculs de ferrailage dans le tableau ci-après :

Tableau.III.22 Calcul d'armatures à la flexion simple

Eléments	Moment(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
Travée	78.11	0.168	0.231	0.299	7.50	1.20
Appuis	45.95	0.099	0.131	0.313	4.22	1.20

❖ Contrainte de cisaillement en flexion simple

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 1.02 \text{ MPa}$$

❖ Armatures transversales

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ et on calcule A_{trans}

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{S_t \times b \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e} \rightarrow A_{trans} \geq 0.488 \end{cases}$$

$$A_{trans} = \max(0.45; 0.488) \rightarrow A_{trans} = 0.488 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier c'est le moment d'appui de l'escalier.

$$M_{torsion} = 16.48 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section **BAEL (Art.5.4.2.2)**

–U : Périmètre de la section

– Ω : Air du contour tracer a mi hauteur

– e : Épaisseur de la paroi

– A_l : Section d’acier

$$e = \frac{\phi}{6} = \frac{h}{6} = 5$$

$$\Omega : (b - e) \times (h - e) = 0.075m^2$$

$$U : 2 \times ((b - e) \times (h - e)) = 1.1m$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 3.47cm^2$$

❖ Armatures transversales

On fixe : $S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow A_t^{tor} = \frac{M_{tors} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.432 \text{ cm}^2$

III.5.3. Vérification de la condition de cisaillement

On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec : $\tau_u = \sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_{fle}^2}$ contrainte de cisaillements dû à l’effort tranchant.

On a $V_{max} = 554.29 \text{ KN}$

$$\tau_{fle} = \frac{V_u}{b \times d} = 1.02 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\tau_{tor} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = 2.20 \text{ MPA}$$

D’ou $\tau_u = 2.42 \text{ MPA} > \bar{\tau}_u = \min(\frac{0.2f_{c28}}{1.5} ; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

III.5.4. Ferrailage globale (flexion simple+ torsion)

❖ Ferrailage longitudinal

En travée :

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 9.23cm^2$$

En appui :

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 5.96 \text{ cm}^2$$

III.5.4.1. Vérification des conditions de RPA des armatures longitudinales (art 7.5.2.1)

$$A_{min} = 0.5\% \times B = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% \times B = 42 \text{ cm}^2$$

Avec :

B : section de la poutre palière.

$$\text{Donc } \begin{cases} \text{en travée : } A_{min} \leq A_l^{\text{tot}} = 9.25 \text{ cm}^2 \leq A_{max} \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \text{en appui : } A_{min} \leq A_l^{\text{tot}} = 5.96 \text{ cm}^2 \leq A_{max} \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

III.5.4.2. Ferrailage longitudinal chois

En travée :

$$A_t^{\text{choisis}} = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_t^{\text{choisis}} = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures transversales**

$$A_t^{\text{tot}} = A_{\text{trans}}^{\text{F.S}} + A_{\text{trans}}^{\text{tor}} = 0.432 + 0.488 = 0.92 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA8 = 2.01 cm²

Soit un cadre Ø8 + un étrier de Ø8

✓ **Vérification de l'état limite de compression de béton**

$$\text{On vérifie : } \sigma_{bc} = M_{\text{ser}} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$$

Tableau.III.23. Résultats de calcul des contraintes dans le béton

	$M_{\text{ser}}(\text{KN.m})$	$Y(\text{m})$	$I10^{-8} (\text{m}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
En travée	56.91	13.44	77304.63	9.89	15	Vérifiée
En appui	33.48	11.95	62194.88	6.43	15	vérifiée

III.5.5. Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées on doit calculer la flèche :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \rightarrow 0.096 \geq 0.033 \quad \text{Vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0093 \leq 0.0105 \quad \text{Vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées implique qu'il n'y a pas lieu de calculer la flèche

Schéma de ferrailage poutre palière :

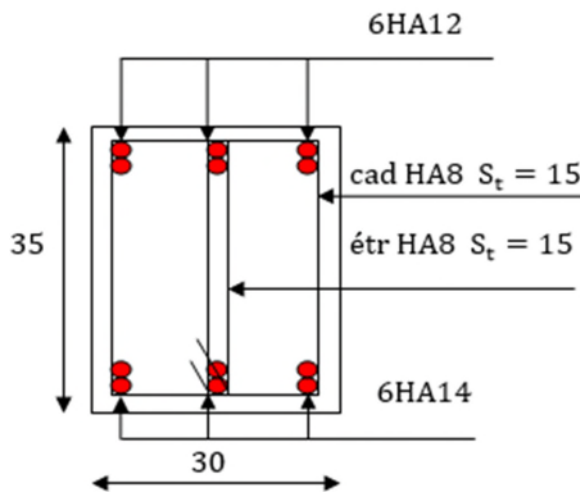


Figure.III.12. Schéma de ferrailage de la poutre palier

III.6. Etude de la poutre de chaînage

a. Dimensionnement

$$L_{max} = 370 - 30 = 340 \text{ cm} = 3.40 \text{ m}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 22.67 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm}$$

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

b. Calcul des sollicitations

Poids propre : $G_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/m}$

Poids des murs : $G_m = 2.79 \times (3.06 - 0.2) = 7.98 \text{ KN/m}$

$$D'où: \begin{cases} q_u = 1.35 \times (G_p + G_m) = 13.81 \text{ KN/ml} \\ q_s = G_p + G_m = 10.23 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$M_u = \frac{q_u \times L_{max}^2}{8} = 19.96 \text{ KN.m}$$

Correction des moments

$$M_u^t = 0.85 \times M_u = 16.97 \text{ KN.m}$$

$$M_u^a = -0.5 \times M_u = -9.98 \text{ KN.m}$$

c. Le ferrailage

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

$$d = 0.30 - 0.02 = 0.28 \text{ m}$$

Tableau.III.24. Section de ferrailage de la poutre de chaînage

	M(KN.m)	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
En travée	16.97	1.79	1.01	3HA10 = 2.36

En appui	-9.98	1.04	1.01	3HA10 = 2.36
----------	-------	------	------	--------------

d. Vérification à L'ELU

✓ **Effort tranchant : CBA (Art 5.1)**

$$V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = 23.48 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifié}$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{ mm}$$

Soit un cadre et un étrier de $\phi_8 \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

✓ **L'espacement**

L'espacement des armatures transversales S_t est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

$$S_t \leq \min \begin{cases} (0.9d; 40 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm} & \text{CBA(Article A. 5.1.2.2)} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = 67 \text{ cm} & \text{CBA(Article A. 5.1.2.2)} \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = -61.26 \text{ cm} & \text{CBA(Article A. 5.1.2.2)} \end{cases}$$

D'où : $S_t = 15 \text{ cm}$.

e. Vérification à L'ELS

✓ **Vérification de la contrainte de béton**

$$M_s = \frac{q_s \times L_{\max}^2}{8} = 14.78 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

$$M_s^t = 0.85 \times M_s = 12.56 \text{ KN.m}$$

$$M_s^a = -0.5 \times M_s = -7.39 \text{ KN.m}$$

Tableau.III.25. Vérification des contraintes

	M(KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	12.56	7.034	19041.11	4.64	15	Vérifiée
En appui	-7.39	7.034	19041.11	2.73	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.088 > 0.0625 \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \Rightarrow 0.088 > 0.042 \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0028 < 0.0105 \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

⇒ Pas de vérification de la flèche.

Schéma de ferrailage

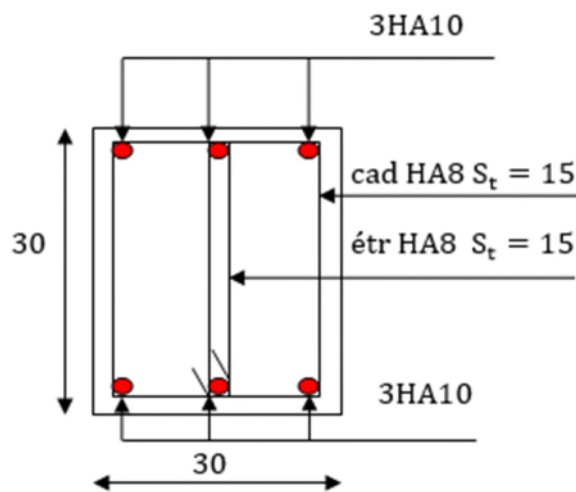


Figure.III.13. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.7. Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un dispositif assurant dans les bâtiments le transport vertical des personnes aux différents niveaux, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique.

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L_x : Longueur de l'ascenseur = 200 cm.
- L_y : Largeur de l'ascenseur = 200 cm.
- La charge nominale est de 630 Kg.
- H : Hauteur de l'ascenseur = 220 cm.
- D_m : Charge due à la salle des machines 51 kN.
- La vitesse V = 1 m/s.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145 kN.
- Etude P_m : Charge due à l'ascenseur = 15 kN.

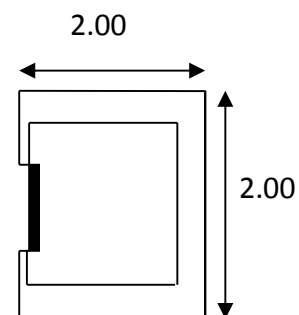


Figure.III.14. L'ascenseur

III.7.1. Etude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

b. L'épaisseur de la dalle

On a: $L_x = 2 \text{ m}$; $L_y = 2 \text{ m}$; $S = 4 \text{ m}^2$.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les 2 sens.}$$

$$\Rightarrow \frac{200}{45} \leq e \leq \frac{200}{40} \Rightarrow 4.44 \text{ cm} \leq e \leq 5 \text{ cm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 11 \text{ cm Pour 2h de coupe-feu} \\ e \geq 14 \text{ cm Isolation phonique.} \end{array} \right.$$

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

c. Evaluation des charges et surcharges

On a: $g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN.}$

d. Poids propre de la dalle et du revêtement

Calcul pour un revêtement de 4 cm.

$$G_1 = (25 \times 0.15) + (22 \times 0.04) = 4.63 \text{ KN/m}^2$$

e. Poids de l'ascenseur

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{4} = 36.25 \text{ KN/m}^2$$

f. Poids total :

$$G_t = G_1 + G_2 = 4.63 + 36.25 = 40.88 \text{ KN/m}^2.$$

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

1. Cas d'une charge répartie

a. Calcul des sollicitations

A' L'ELU :

$$q_u = 1.35G_T + 1.5Q = 56.69 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les 2 sens.}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

- **Moments isostatiques**

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 8.34 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 8.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments réels**

- **En travée :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.09 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 7.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.4M_0^x = -3.34 \text{ KN.m}$$

A' L'ELS

$$q_s = G_T + Q = 41.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

- **Moments isostatiques**

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 7.39 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 7.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments réels**

- **En travée :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.28 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.4M_0^x = -2.96 \text{ KN.m}$$

b. Calcul du ferrailage

Dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et 15cm d'épaisseur à la flexion simple

Avec : $\begin{cases} d_x = 13 \text{ cm} \\ d_y = 13 \text{ cm} \end{cases}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.26. Calcul des ferrillages selon les deux sens.

Position	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	d (m)	A_t (cm ² /ml)
En Travée	x-x	7.09	0.030	0.038	0.128	0.13	1.59
	y-y	7.09	0.030	0.038	0.128	0.13	1.59
En Appuis	x-x	3.34	0.014	0.018	0.129	0.13	0.74
	y-y	3.34	0.014	0.018	0.129	0.13	0.74

c. Vérification à L'ELU

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

• **En travée**

On calcul A_{\min} :

Poure $> 12 \text{ cm}$

$\rho > 0.4$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{t \text{ adopté}}^x = 1.59 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min}^x = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_t^x \Rightarrow 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{t \text{ adopté}}^y = 1.59 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_t^y \Rightarrow 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

• **En appui**

$$A_{a \text{ adopté}}^x = A_{a \text{ adopté}}^y = 0.74 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\min}^x = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow \text{On ferraille avec } A_{\min}^x \Rightarrow 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Calcul des espacements**

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

Sens y-y : $S_t \leq \min(4e; 45) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$: On opte pour $S_t = 25 \text{ cm}$.

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On vérifie que : $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$

$$\rho = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{Flexion simple dans les deux sens : } \begin{cases} V_x = q_u \times \frac{L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 \times L_y^4} = 28.345 \text{ KN} \\ V_y = q_u \times \frac{L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 \times L_y^4} = 28.345 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{28.345 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.218 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, pas de risque de rupture par cisaillement.

d. Vérification à L'ELS

$$q_s = G_T + Q = 41.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

- **Moments isostatiques**

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 7.39 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 7.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments réels**

- **En travée**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.28 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En appuis**

$$M_a^x = M_a^y = -0.4M_0^x = -2.96 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Vérification des contraintes dans le béton**

On vérifie que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Sens x-x ; y-y :

$$\frac{by^2}{2} = 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 2.50 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 3844.83 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.28 \times 10^{-3}}{3844.83 \times 10^{-8}} \times 0.025 = 4.08 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **Vérification de la flèche**

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.075 > 0.0625 \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \Rightarrow 0.075 > 0.042 \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0015 < 0.005 \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

2. Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases}$$

$$V = 1\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80 \text{ cm} \\ b_0 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

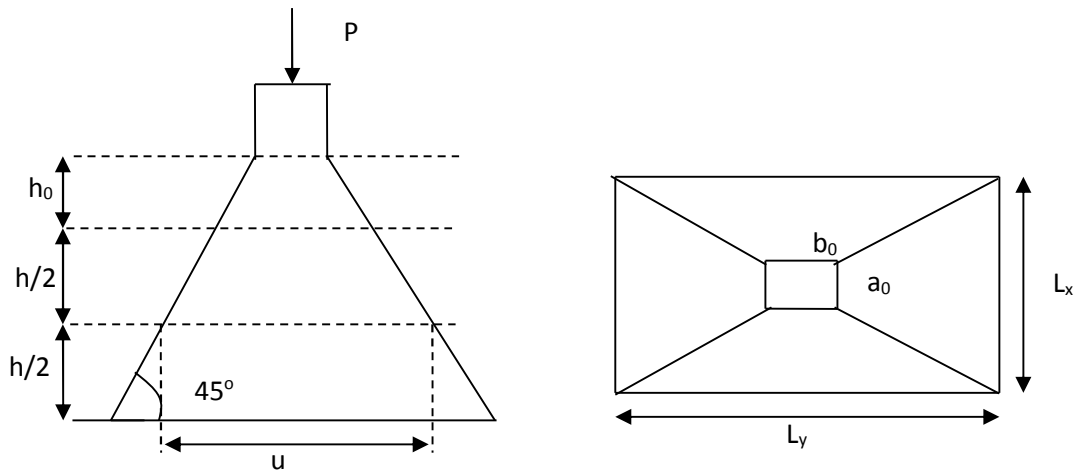


Figure.III.15. La surface d'impact

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 4 \text{ cm} \Rightarrow \xi = 1$

$$\text{Donc : } \begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 4 = 103 \text{ cm} \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 4 = 103 \text{ cm} \end{cases}$$

a. Calcul des sollicitations à L'ELU

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases} \text{ Avec } v : \text{coefficient de poisson } \begin{cases} v = 0 \text{ à L'ELU} \\ v = 0.2 \text{ à L'ELS} \end{cases}$$

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.515$ et $\rho = 1$

M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\rho \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.515$ et $\rho = 1$

En se référant à l'abaque PIGEAU (Annexe), on trouve $M_1 = 0.10$ et $M_2 = 0.080$.

• Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à L'ELU

On a: $g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$.

$P_u = 1.35 \times g \Rightarrow P_u = 1.35 \times 72.3 = 97.61 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_{x1} = 97.61 \times 0.10 = 9.76 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 97.61 \times 0.080 = 7.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Evaluation des moments due au poids de la dalle à L'ELU

$$q_u = (1.35 \times 4.64) + (1.5 \times 1) = 7.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 1.14 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Superposition des moments**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.9 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En travée :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_x = 9.27 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_y = 7.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En appui :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_x = -4.36 \text{ KN.m}$$

b. Calcul du Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à la flexion simple

Avec : $\begin{cases} d_x = 13 \text{ cm} \\ d_y = 13 \text{ cm} \end{cases}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.27. Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charges concentrée

Position	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	d (m)	A_t (cm ² /ml)
En Travée	x-x	9.27	0.039	0.050	0.127	0.13	2.09
	y-y	7.61	0.032	0.041	0.128	0.13	1.71
En Appuis	x-x	4.36	0.018	0,023	0,129	0.13	0.97
	y-y	4.36	0.018	0.023	0.129	0.13	0.97

c. Vérification à L'ELU

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

- **En travée :**

On calcul A_{min} :

Poure $> 12 \text{ cm}$

$\rho > 0.4$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{t \text{ adopté}}^x = 2.09 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min}^x = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_t^x \Rightarrow 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{t \text{ adopté}}^y = 1.71 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_t^y \Rightarrow 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

• **En appui :**

$$A_{a \text{ adopté}}^x = A_{a \text{ adopté}}^y = 0.97 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\min}^x = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow \text{On ferraille avec } A_{\min}^x \Rightarrow 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Calcul des espacements**

Sens x-x : $S_t \leq \min(2e; 25) \Rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm}$: On opte pour $S_t = 25 \text{ cm}$.

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

✓ **Vérification au poinçonnement**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93 (Article A.2.4.2)}$$

Avec :

P_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (103 + 103) = 412 \text{ cm}$$

$$P_u = 97.61 \text{ KN} < 0.045 \times 4.12 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 463.5 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Pas de risque de poinçonnement.

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

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

$$\text{On a : } u = v \Rightarrow \text{Au milieu de } u : V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 31.59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{31.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.243 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, pas de risque de rupture par cisaillement.

✓ **Vérification à L'ELS**

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_s = g = 72.3 \text{ KN}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_s \times (M_1 + v \times M_2) = 8.39 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_s \times (M_2 + v \times M_1) = 7.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_s = 4.63 + 1 = 5.63 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } \rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \text{ et } M_1 = 0.10 \text{ et } M_2 = 0.080.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.99 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Superposition des moments**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.38 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En travée :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_x = 7.97 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_y = 6.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En appui :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_x = -3.75 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$\text{On vérifie que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **En travée : Sens x-x :**

$$\frac{by^2}{2} = 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.06 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 5608.74 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.97 \times 10^{-3}}{5608.74 \times 10^{-8}} \times 0.0306 = 4.35 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la flèche**

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.075 > 0.0625 \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \Rightarrow 0.075 > 0.042 \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0024 < 0.005 \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

- **En travée :**

$$\frac{by^2}{2} = 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 2.50 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 3844.83 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.75 \times 10^{-3}}{3844.83 \times 10^{-8}} \times 0.025 = 2.44 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La FPN \Rightarrow pas de vérification de la contrainte dans l'acier.

✓ **Vérification de la flèche**

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.075 > 0.0625 \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \Rightarrow 0.075 > 0.038 \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0015 < 0.005 \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Schéma de ferrailage

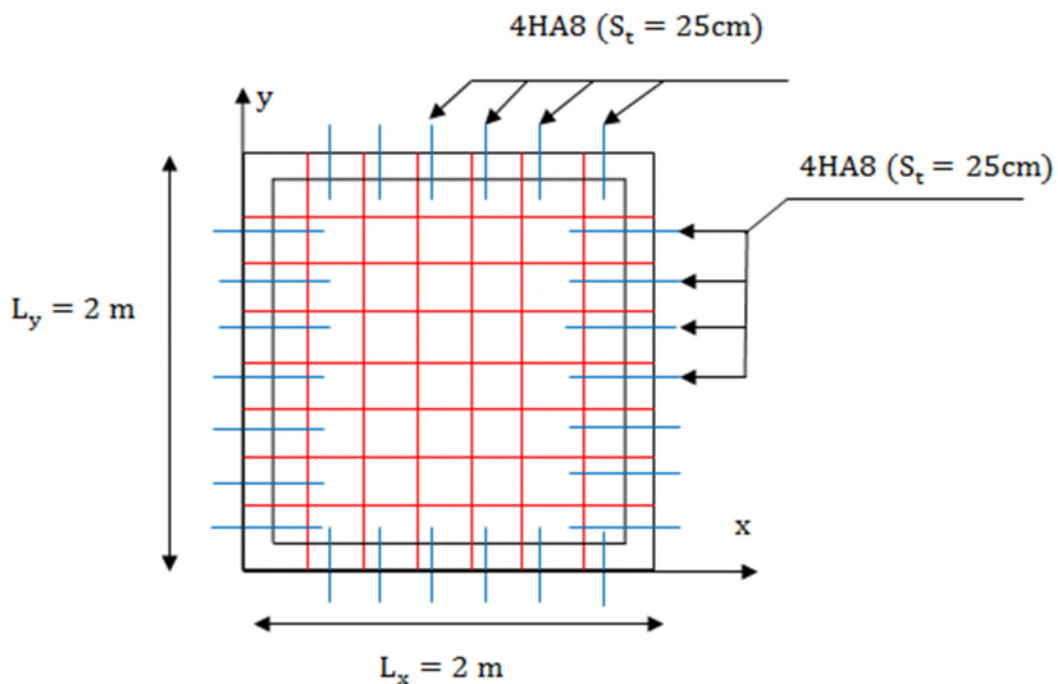


Figure.III.16. Schéma de ferrailage de l'ascenseur

III.8. Etude de l'acrotère

L'acrotère est calculé comme une console encastrée au niveau de la dalle. Le calcul sera étudié en flexion composée pour une bande de 1m de longueur et puisqu'il est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propre sous forme d'efforts normaux verticaux.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1.0KN/ml due à la main courante.
- Une force horizontale F_p .

❖ Hypothèses de calculs

- Le calcul se fera pour une bande de 1ml.
- La fissuration est considérée nuisible.
- Le calcul se fera à la flexion composée.

Les dimensions de l'acrotère sont :

$$S = [(0.7 \times 0.1) + (0.1 \times 0.25) + (0.05 \times 0.05) + (\frac{0.05 \times 0.04}{2})] = 0.098 \text{ m}^2$$

a. Evaluation des charges

- **Charge permanents**

- **Poids propre**

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

$$G = 25 \times 0.098 \times 1$$

$$G = 2.45 \text{ KN/ml}$$

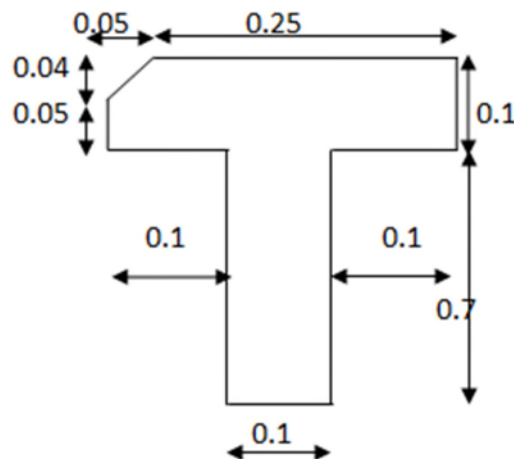


Figure.III.17. Schéma de l'acrotère

- **Enduit de ciment**

$$G = \gamma_s \times e = 18 \times 0.015 = 0.27 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 2.45 + 0.27 = 2.72 \text{ KN/ml}$$

- **La surcharge d'exploitation**

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

- **La force sismique**

$F_p = 4 \times A \times c_p \times w_p \dots \dots \dots \text{(Art 6.2.3)}$.

Avec:

$A = 0.15$: (zone IIa, groupe d'usage2)

$C_p = 0.8$: (Facteur de la force horizontale)

$w_p = \text{poids de l'acrotère} = 2.72 \text{ KN/ml}$

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.72 \rightarrow F_p = 1.306 \text{ KN/ml}$.

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

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{(70 \times 10 \times 15) + (10 \times 25 \times 17.5) + (5 \times 5 \times 2.5) + \left[\frac{(4 \times 5)}{2} \times 3.33 \right]}{980} = 15.28 \text{ cm}$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{(70 \times 10 \times 35) + (10 \times 25 \times 75) + (5 \times 5 \times 72.5) + \left[\frac{(4 \times 5)}{2} \times 76.33 \right]}{980} = 46.76 \text{ cm}$$

b. Calcul des sollicitations

L'acrotère est sollicité par :

$N_G = 2.72 \text{ KN}$; $M_G = 0 \text{ KN.m}$

$N_Q = 0 \text{ KN}$; $M_Q = Q \times h = 0.8 \text{ KN.m}$

$M_{FP} = F_p \times Y_g = 0.61 \text{ KN.m}$.

• **Les sollicitations d'actions**

Tableau.III.28. Combinaison de calcul

	ELU		ELS
	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
Combinaison de charges			
N(KN)	2.72	3.672	2.72
M(KN.m)	1.41	1.2	0.8

• **Calcul de l'excentricité à L'ELU**

$N_u = 3.672 \text{ KN}$;

$M_u = 1.2 \text{ KN.m}$;

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

On a:

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.2}{3.672} = 0.33 \text{ m} \\ \frac{H}{6} = \frac{0.8}{6} = 0.133 \text{ m} \end{cases}$$

$e_0 > \frac{H}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple ($b \times h$). Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 (**BAEL 99/art A.4.4**).

Tel que : $e = e_0 + e_a + e_2$

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2\text{cm} ; \frac{h}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

h : Hauteur de l'acrotère = 80 cm.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

Avec : $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$ et $M_G = 0 \text{ KN.m} \Rightarrow \alpha = 0$.

\emptyset : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérées, il est généralement pris égale à 2.

l_f : Longueur de flambement : $l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0.8 = 1.6 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10 cm

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times (1.6)^2 \times (2 + 0)}{0.1 \times 10^4} = 0.015 \text{ m}$$

$$e = 0.33 + 0.02 + 0.015 = 0.365 \text{ m}$$

c. Ferrailage de la section

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$N_u = 3.672 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 1.34 \text{ KN.m}$$

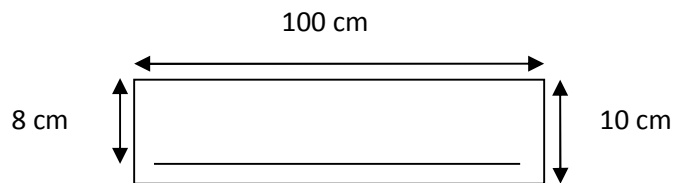


Figure.III.18. Section de calcul de l'acrotère

Selon le **BAEL91** :

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.34 + 3.672 \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 1.45 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.016 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0.020$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_{uA}}{f_{st} \times z} = 0.53 \text{ cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera : $A_s = A_t - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.52 \text{ cm}^2$

d. Vérification à L'ELU

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_{\min}$, On ferraille avec A_{\min} soit 4HA8 = 2.01 cm²/ml

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{\min}}{4} = 0.503 \text{ cm}^2, \text{ donc on opte pour } 4\text{HA6} = 1.13 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

Armatures principales : $S_t \leq \left(\frac{100}{4} = 25 \text{ cm}\right)$ On adopte pour $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures répartition : $S_t \leq \left(\frac{100}{4} = 25 \text{ cm}\right)$ On adopte pour $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier si : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{ELU : } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.019 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u \leq \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Donc : $\tau_u = 0.019 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.

$$\text{ELA : } V_u = Q + F_p = 2.306 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.028 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

e. Vérification à L'ELS :

$$N_{\text{ser}} = 2.72 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = 0.8 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}$

$$\text{F.N} \Rightarrow \bar{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{\text{ser}}}{\mu_t} \times y$$

- Calcul de y : $y = y_c + c$

$$e_1 = e_G + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.324 \text{ m}$$

$$c = d - e_1 = -0.24 \text{ m} < 0$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c) = -0.167 \text{ m}^2 \\ q = -2c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 + \frac{90A}{b}(d - c)^2 = 0.026 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\Delta = 4p^3 + 27q^2 \Rightarrow \Delta = -3.78 \times 10^{-4} < 0$$

$$-c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.24 \leq y_c \leq 0.34$$

$$\text{On a: } \alpha = 2\sqrt{-\frac{p}{3}} = 0.47$$

$$\varphi = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{-3p}\right) = 171.81^\circ$$

$$\begin{cases} y_{c1} = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 0.254 \\ y_{c2} = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -0.469 \\ y_{c3} = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 0.215 \end{cases}$$

$$\text{On prend : } y_c = 0.254 \Rightarrow y = y_c + c = 0.014 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - 15A(d - y) = 1.01 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\text{D'où : } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = 0.377 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage de l'acrotère

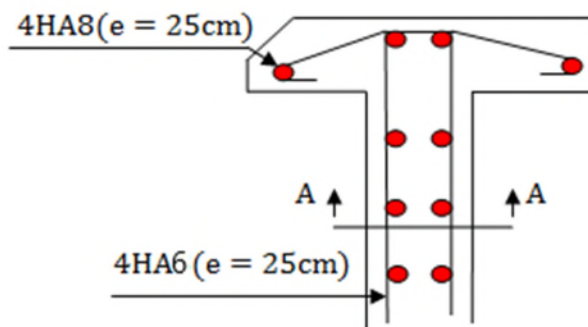


Figure.III.19. Schéma de ferrailage de l'acrotère

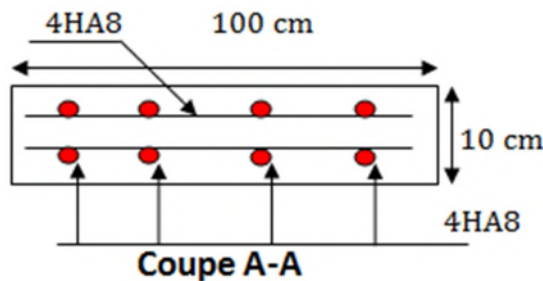


Figure.III.20. Coupe A-A de l'acrotère

III.9. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons eu pour but de déterminer les sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments non structuraux en respectant les différents règlements de calcul et en assurant le critère de résistance et d'économie.

CHAPITRE IV ETUDE **DYNAMIQUE**

IV.1.Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitables de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et de minimiser les conséquences, d'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique de constructions agitées.

IV.2.Modélisation

Afin de pouvoir déterminer les efforts dans les éléments porteurs de la structure sous les différents chargements (verticaux et horizontaux), on a modélisé la structure avec le logiciel ETABS version 16 qui est un logiciel qui se base sur la méthode des éléments finis. Ce logiciel construit les différentes matrices que ce soit matrice masse, rigidité ou vecteurs forces à chaque nœud de la structure et fait l'assemblage de ces matrices et leurs résolutions ce qui constitue des milliers de matrices résolues en quelques minutes.

D'après le RPA99/2003 (Art 4.3.2. b), Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

IV.3.Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

IV.3.1.Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique

réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation etc.)

IV.3.2. Méthode dynamique qui regroupe

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, la hauteur de notre structure (zone IIa groupe d'usage 2) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (RPA99 Art 4.1.2).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.3.3. Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectral 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.

IV.4. Calcul de la force sismique V statique

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W: \text{L'effort tranchant dynamique} \quad (\text{RPA99/2003 tableau (4.1)})$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de la zone **(RPA99/2003 tableau (4.1))**

$$\begin{cases} \text{zone sismique IIa} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{cases} \rightarrow A = 0.15$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{5.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (4.2)}$$

Avec η le facteur de correction d'amortissement, donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Et ξ le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, donné par le tableau **RPA99/2003 (Tableau IV.2)**

Tel que :

Contreventement mixte (voiles-portique) :

$$\xi = 7\% \text{ Ce qui donne } \eta = \sqrt{7/(2 + 7)} \rightarrow \eta = 0.88$$

$$\text{On a un site meuble } S_3 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

Avec :

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associé à la catégorie de site.

IV.4.1. Calcul de la période fondamentale de la structure

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\begin{cases} T = C_T H^{\frac{3}{4}} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 6)} \\ T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L}} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 7)} \end{cases}$$

Tel que :

$C_T = 0.05$: coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé **RPA99/2003 (Tableau IV.6)**

$H = 38.08 \text{ m}$: hauteur total du bâtiment.

L = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 16.85 \text{ m} \\ L_y = 12.10 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{On aura } \begin{cases} T_x = \min(0.77; 0.83) = 0.77 \text{ s} \\ T_y = \min(0.77; 0.99) = 0.77 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.64 \\ D_y = 1.64 \end{cases}$$

Facteur de qualité

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ **RPA99/2003 (Formule (4-4))**

Avec :

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités.

N°	Critère (q)	Observée	P_q/xx	observée	P_q/yy
1	Condition minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	oui	0

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q_x = 1.10 \\ Q_y = 1.10 \end{cases}$$

✓ Poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \text{ RPA99/2003 (Formule(4 - 5))}$$

Avec :

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires 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, est donné par le tableau du **(RPA tableau 4.5)**

Dans notre cas : $\beta = 0.2$ pour les étage courant

$\beta = 0.6$ pour les étages commerce

Dans notre cas, on a : $W = 28054.894$ KN

La force sismique statique à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_x^{st} = 1518.33 \text{ KN} \\ V_y^{st} = 1518.33 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.5.Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(4.13)}$$

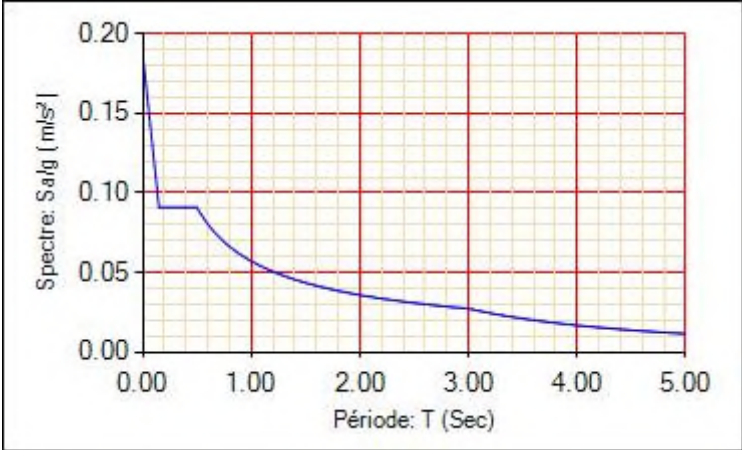


Figure IV.1. Spectre de réponse sens X-X.et Y-Y.

IV.6.Modélisation et résultats

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est **ETABS**

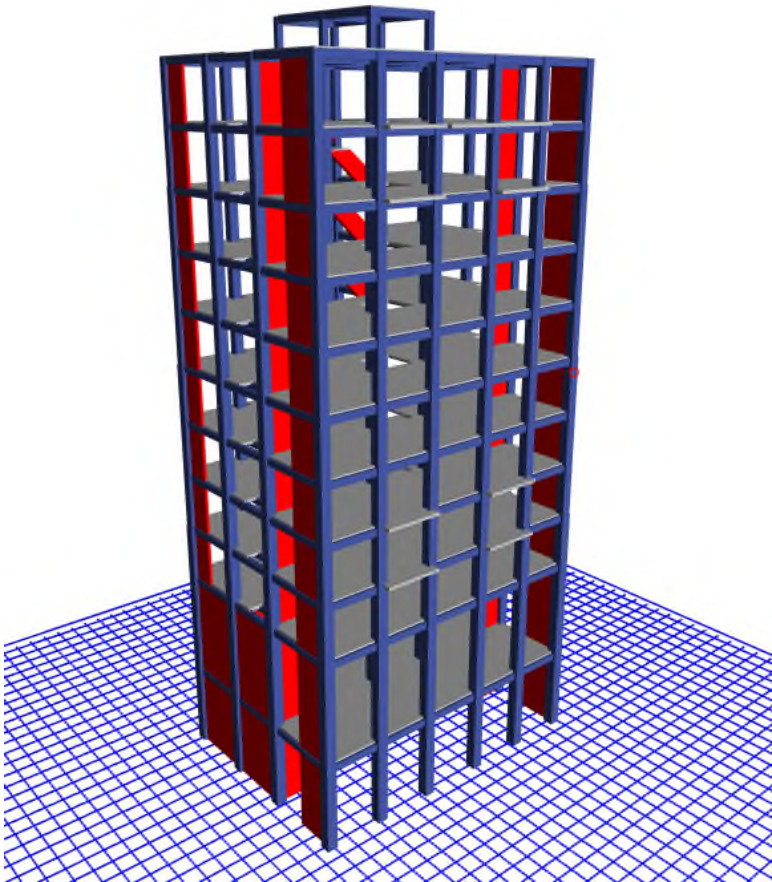


Figure IV.2. Vu en 3D de la structure modélisée avec le logiciel ETABS.

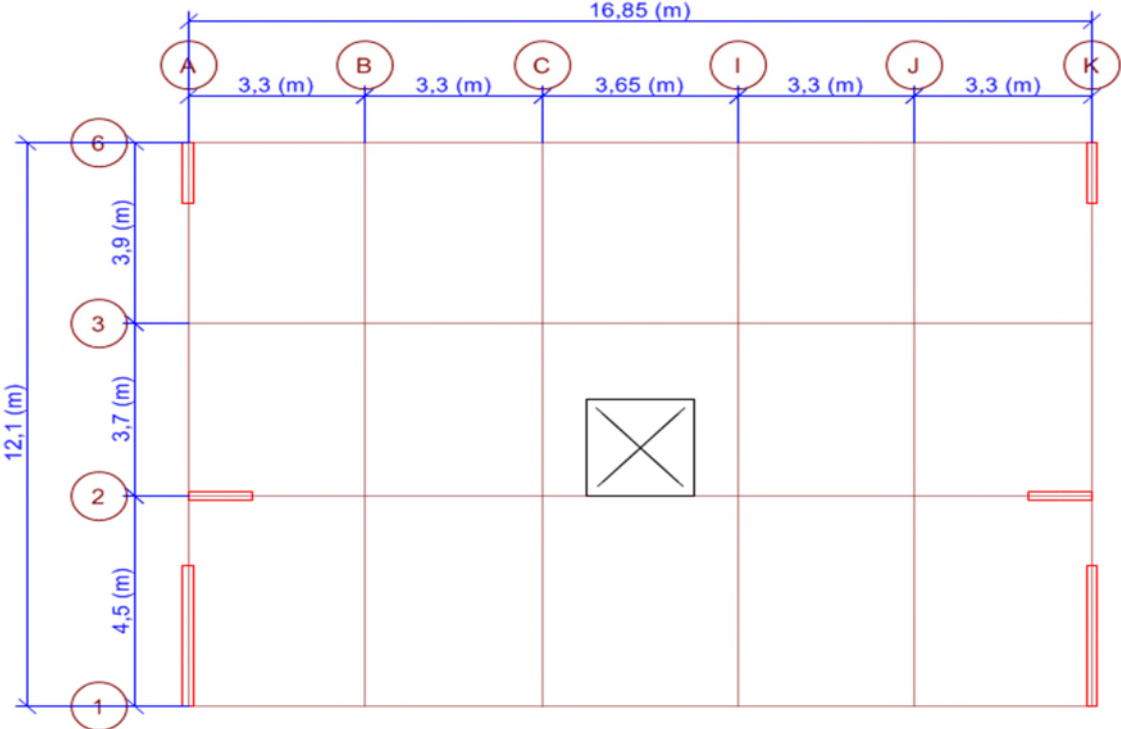


Figure.IV.3. Disposition des voiles

IV.6.1. Période de vibration et participation massique

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Période et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période (s)	Masses cumulées U_x	Masses cumulées U_y
1	0.875	0.0002	0.5423
2	0.860	0.5476	0.5425
3	0.658	0.5649	0.5425
4	0.288	0.6619	0.5425
5	0.271	0.6619	0.6539
6	0.212	0.6619	0.6539
7	0.161	0.7215	0.6539
8	0.131	0.7215	0.7300
9	0.116	0.7503	0.7300
10	0.099	0.7804	0.7301
11	0.090	0.7804	0.7948
12	0.084	0.8321	0.7948
13	0.079	0.8321	0.8514
14	0.074	0.8458	0.8514
15	0.065	0.8484	0.8516
16	0.063	0.8662	0.8672
17	0.063	0.8696	0.9462
18	0.060	0.9006	0.9463

Analyse des résultats

- D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe Y atteint les 90% au bout du 17^{ème} mode, et selon l'axe X au bout du 18^{ème} mode.
- Les périodes numériques obtenues par le logiciel **ETABS** dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30%. (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)

Les périodes majorées de 30% $\Rightarrow \begin{cases} T_x = 1.001 \text{ s} \\ T_y = 1.001 \text{ s} \end{cases}$

IV.6.2. Les modes de vibrations

Selon le RPA pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.

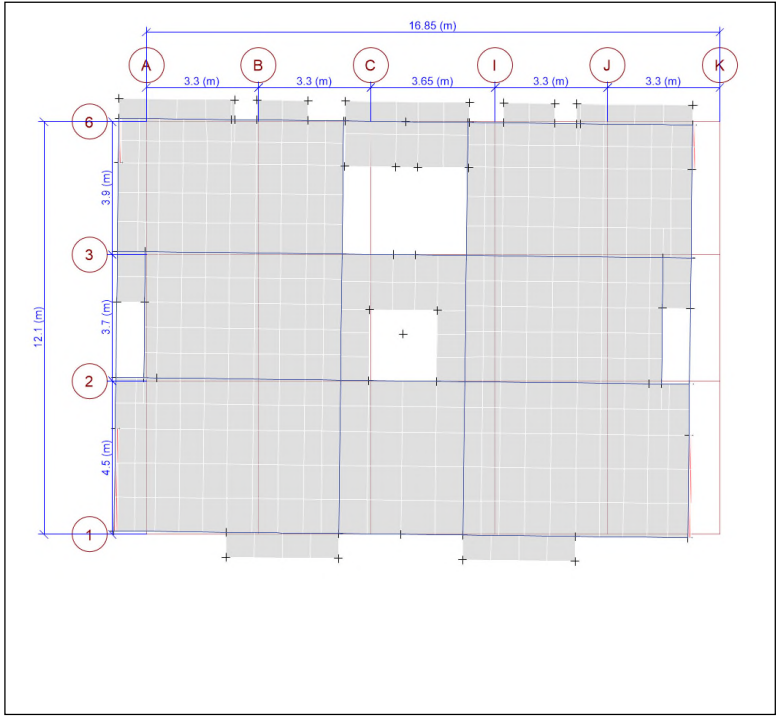


Figure.IV.4.Mode 1 de déformation (translation suivant l’axe X-X).

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l’axe Y-Y.

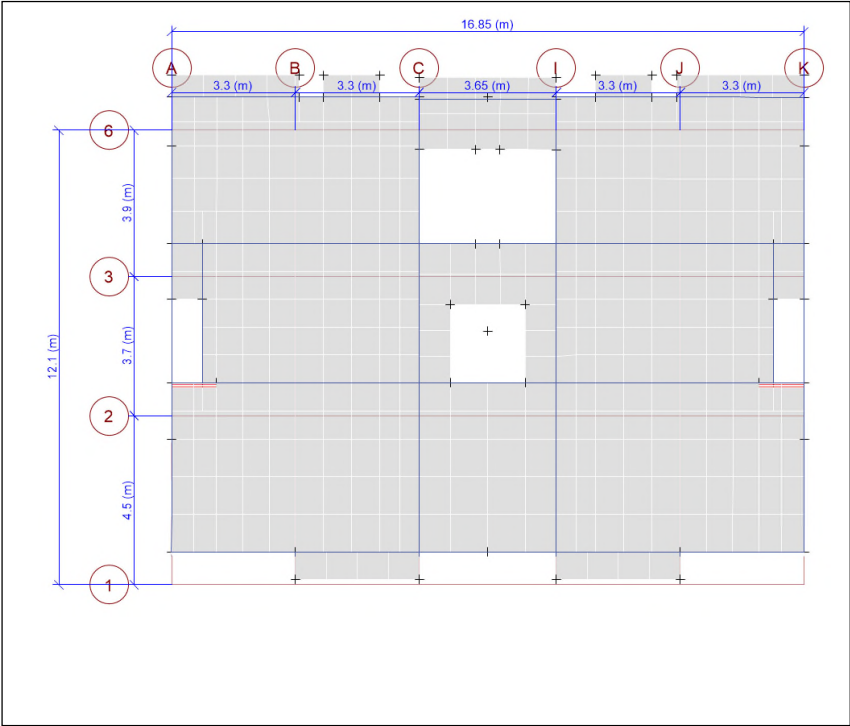


Figure IV.5. Mode 2 de déformation (translation suivant l’axe Y-Y).

Le troisième mode est une rotation selon l’axe Z-Z.

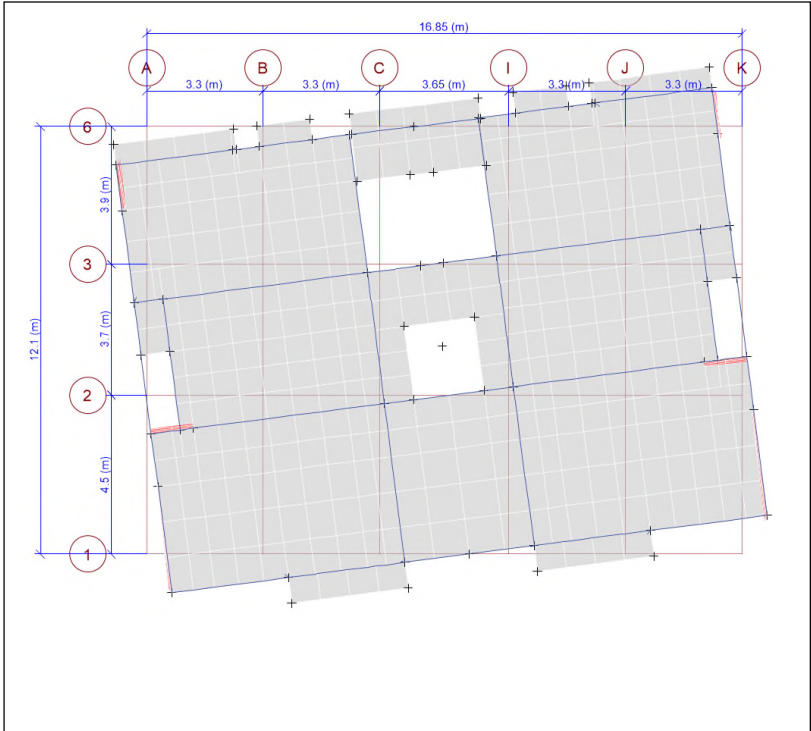


Figure IV.6. Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).

IV.6.3.Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003

IV.6.3.1.Justification de l’interaction voiles-portiques

➤ **Sous charge verticales**

Pour que la structure soit classée en système de contreventement mixte il faut que :

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{RPA99/2003(Art 4.a)}$$

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les résultats de l’interaction sous charges verticales sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.3. Justifications de l’interaction sous charges verticales

Niveau	Charges verticales (KN)		(%) des charge verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
ESol02	18201,39	2957,64	86,02	13,98

➤ **Sous charge horizontales**

Il faut que :

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\%$$

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.4.Justifications de l'interaction sous charges horizontales

Niveau	Chargement horizontal(KN)				(%) du chargement horizontal			
	Sens X – X		Sens Y – Y		Sens X – X		Sens Y – Y	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %	Portiques %	Voiles %
8 ^{ème} étage	210.02	73.90	153.73	131.58	73.97	26.03	53.88	46.12
7 ^{ème} étage	367.62	28.34	243.17	104.65	92.84	7.16	69.91	30.09
6 ^{ème} étage	414.71	107.09	241.99	220.55	79.48	20.52	52.32	47.6
5 ^{ème} étage	591.84	50.14	361.02	201.06	92.19	7.81	64.23	35.77
4 ^{ème} étage	636.74	104.31	367.84	278.36	85.92	14.08	56.92	43.08
3 ^{ème} étage	745.24	85.46	436.06	294.27	89.71	10.29	59.71	40.29
2 ^{ème} étage	782.78	123.81	442.64	357.45	86.34	13.66	55.32	44.67
1 ^{er} étage	839.94	144.67	450.99	422.53	85.31	14.69	51.62	48.37
RDC	887.58	192.92	547.07	407.77	82.14	17.85	57.29	42.70
Entresol 1	20.09	106.76	77.86	87.83	84.16	15.81	46.99	48.93
Entresol 2	211.83	28.95	95.07	169.82	87.98	12.02	35.89	65.87

Analyse des résultats

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

IV.6.3.2. Vérification de la résultante des forces sismiques

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{\text{dyn}} \geq 0.8 V_{\text{st}} \text{ RPA99/2003 (Art4. 3. 6)}$$

Avec :

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modal).

Si $V_{\text{dyn}} < 0.8 V_{\text{st}}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $0.8V_{\text{st}}/V_{\text{dyn}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Sens	V _{statique} (KN)	0.8 V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	Observation
X-X	1518.33	1214.66	1201.36	Non vérifiée
Y-Y	1518.33	1214.66	1109.49	Non vérifiée

D'après le tableau IV.3, on constate que la condition du **RPA99/V2003** :

$V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$ n'est pas satisfaite selon les deux sensalors on doit majorer les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale de $(0.8V_{st}/ V_{dyn})$, comme suit :

$$\text{Sens XX : } \frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}} = 1.01$$

$$\text{Sens YY : } \frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}} = 1.09$$

IV.6.3.3. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. **Le RPA99 (7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \text{RPA99/2003(Art7.4.3.1)}$$

Tel que :

N_d : Effort normal de compression de calcul sous combinaisons accidentelles (sismique).

B : Section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau. IV.6. Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	Section(cm ²)	N _d (KN)	Aire (cm ²)	V	Observation
8 ^{ème} étage	35 × 35	291.29	1225	0.095	Vérifiée
7 ^{ème} étage	45 × 45	499.42	2025	0.098	Vérifiée
6 ^{ème} étage	45 × 45	707.95	2025	0.139	Vérifiée
5 ^{ème} étage	55 × 55	927.90	3025	0.122	Vérifiée
4 ^{ème} étage	55 × 55	1148.54	3025	0.152	Vérifiée
3 ^{ème} étage	60 × 60	1376.76	3600	0.153	Vérifiée
2 ^{ème} étage	60 × 60	1606.82	3600	0.178	Vérifiée

1^{er} étage	60 × 65	1841.14	3900	0.188	Vérifiée
RDC	60 × 65	2077.91	3900	0.213	Vérifiée
Entresol 1	65 × 65	2381.61	4225	0.225	Vérifiée
Entresol 2	65 × 65	2779.35	4225	0.263	Vérifiée

Analyse des résultats

On voit bien à travers ce tableau que la condition de l'effort normal réduit est vérifiée dans tous les niveaux.

IV.6.3.4. Vérification vis-à-vis des déformations

Selon le **RPA99 (Art 5.10)** les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K – 1 est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

Avec :

δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure.

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismique F_i (y compris l'effort de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.7. Vérification vis-à-vis des déformations

Niveau	h_K (m)	Sens X – X					Sens Y – Y				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
Entresol 2	4.76	0.000	0.001	0.000	0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	0.001	0.000
Entresol 1	5.78	0.021	0.105	0.001	0.104	0.018	0.026	0.130	0.001	0.129	0.022
RDC	3.06	0.024	0.120	0.105	0.015	0.005	0.029	0.145	0.130	0.015	0.005
1^{er} étage	3.06	0.027	0.135	0.120	0.015	0.005	0.033	0.165	0.145	0.020	0.007
2^{ème} étage	3.06	0.030	0.150	0.135	0.015	0.005	0.035	0.175	0.165	0.010	0.003
3^{ème} étage	3.06	0.033	0.165	0.150	0.015	0.005	0.038	0.190	0.175	0.015	0.005
4^{ème} étage	3.06	0.035	0.175	0.165	0.010	0.003	0.040	0.200	0.190	0.010	0.003
5^{ème} étage	3.06	0.038	0.190	0.175	0.015	0.005	0.044	0.220	0.200	0.020	0.007
6^{ème} étage	3.06	0.039	0.195	0.190	0.005	0.002	0.049	0.245	0.220	0.025	0.008
7^{ème} étage	3.06	0.043	0.215	0.195	0.020	0.007	0.052	0.260	0.245	0.015	0.005
8^{ème} étage	3.06	0.046	0.230	0.215	0.015	0.005	0.056	0.280	0.260	0.020	0.007

Analyse des résultats

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.6.3.5. Justification vis-à-vis de l'effet P – Δ

Selon le **RPA99/version 2003(Art 5.9)**, les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P – Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1 \text{ RPA99/2003(Art 5.9)}$$

Avec: P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi}) \text{ RPA99/2003(Art 5.9)}$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K – 1.

h_K : Hauteur d'étage K.

Si : $0.1 < \theta_K < 0.2$, les effets P – Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_K}$.

Si : $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et devra être redimensionnée.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.8. Vérification des effets P – Δ

Niveau	h_K (cm)	P_K (KN)	Sens X – X			Sens Y – Y		
			Δ_K (m)	V_K (KN)	θ	Δ_K (m)	V_K (KN)	θ
Entresol 2	4.76	28054.89	0.001	1201.36	0.004	0.001	1109.49	0.006
Entresol 1	5.78	23494.16	0.104	1163.70	0.036	0.129	1040.26	0.041
RDC	3.06	19200.05	0.015	1131.99	0.008	0.015	989.49	0.010
1 ^{er} étage	3.06	16966.69	0.015	1090.89	0.007	0.020	953.29	0.013
2 ^{ème} étage	3.06	14733.32	0.015	1025.09	0.006	0.010	899.27	0.020
3 ^{ème} étage	3.06	12564.41	0.015	942.12	0.006	0.015	832.80	0.017
4 ^{ème} étage	3.06	10395.50	0.010	842.45	0.004	0.010	745.88	0.024
5 ^{ème} étage	3.06	8311.13	0.015	724.01	0.005	0.020	649.76	0.019
6 ^{ème} étage	3.06	6226.77	0.005	597.09	0.003	0.025	540.17	0.025
7 ^{ème} étage	3.06	4256.59	0.020	444.41	0.004	0.015	406.71	0.014
8 ^{ème} étage	3.06	2251.78	0.015	277.01	0.002	0.020	268.81	0.021

Remarque

La condition $\theta < 0.1$ est satisfaite, d'où les effets $P - \Delta$ peuvent être négligés.

IV.7. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibre entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont suivantes :

Poutre principale (30*45) cm² ; poutre secondaires (30*35)cm²

Poteaux des deux entresols, (65* 65) cm²

Poteaux de RDC et 1^{er} étage (60*65) cm²

Poteaux de 2^{ème} et 3^{ème} étage (60*60) cm²

Poteaux de 4^{ème} et 5^{ème} étage (55*55) cm²

Poteaux de 6^{ème} et 7^{ème} étage (45*45) cm²

Poteaux de 8^{ème} étage (35*35) cm²

Pour les voiles : e=20 cm les étages courants

e =30cm les deux entre sols

CHAPITRE IV

ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1. Introduction :

Dans ce chapitre nous allons présenter les dimensions retenues et le ferrailage des éléments structuraux pour notre structure. Les différentes sollicitations qui seront utilisées pour le ferrailage sont tirées à partir des résultats d'analyse de la structure réalisée par le logiciel **ETABS V16**. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé **BAEL, RPA99/2003** et le **CBA**.

Les éléments constructifs abordés dans ce chapitre sont :

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et aux efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.
- 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

V.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure, ils sont soumis à des moments fléchissant, des efforts normaux et des efforts tranchants, ils sont sollicités en flexion composée.

Ces efforts sont donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans ETABS comme suite :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$
- $G + Q$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux qui sont donnés par les combinaisons suivantes :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}} \Rightarrow A_1$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres}} \Rightarrow A_2$$

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corres}} \Rightarrow A_3$$

$$\Rightarrow A = \max (A_1; A_2; A_3)$$

- **Ferrailage longitudinal**
- **Hypothèse de calcul**
 - ✓ Le calcul en flexion composée.
 - ✓ Fissuration peu nuisible ($e = 3 \text{ cm}$).

V.2.2. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS V16, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau.V.1. Les différentes sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corres}}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	V
Entresol 1 et 2	2779.35	30.92	-230.69	2.74	83.71	711.42	69.51
RDC et 1^{er} étage	2077.91	35.88	-373.42	56.21	159.67	849.70	87.03
2^{ème} et 3^{ème} étage	1606.82	37.89	-4.55	10.08	120.17	496.30	74.82
4^{ème} et 5^{ème} étage	1048.54	34.74	-17.18	7.66	106.76	324.48	64.08
6^{ème} et 7^{ème} étage	707.95	26.99	-50.10	7.20	73.72	252.31	49.32
Terrasse	291.29	23.39	-51.01	5.58	64.61	110.13	46.61

➤ Recommandation du RPA 99/ Version2003

a. Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone recouvrement).
- $\emptyset_{\min} = 12$ mm (diamètre minimal utilisée pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{\min}) est de $40\emptyset$ en zone IIa
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (critique).
- La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

Avec $b_1; h_1$: Dimensions de la section transversale du poteau.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions de RPA concernons notre ouvrage sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.2. Armatures longitudinales min et max dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone courante	zone de recouvrement
Entresol 1 et 2	65*65	33.8	169	253.5
RDC et 1 ^{er} étage	60*65	31.20	156	234
2 ^{ème} étage et 3 ^{ème} étage	60*60	28.80	144	216
4 ^{ème} étage et 5 ^{ème} étage	55*55	24.20	121	181.5
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45*45	16.20	81	121.5
Terrasse	35*35	9.8	49	73.5

b. Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_s}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots \text{RPA99/Version2003 (Art 7.4.2)}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h₁: Hauteur totale de la section brute.

f_e: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a: Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2.5 si l'élançement géométrique "λ_g" dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

t: L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- **Dans la zone nodale** : t ≤ min (10∅_L^{min}, 15 cm)
- **Dans la zone courante** : t' ≤ 15∅_L^{min}

Où : ∅_L^{min} est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales : A_{min}^t en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} A_t^{\min} = 0.3\%(t \times b_1) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ A_{\min}^t = 0.8\%(t \times b_1) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ 3 \leq \lambda_g \leq 5 & \text{si Interpoler entre les valeurs limites précédentes.} \end{cases} \quad \text{RPA99/Version2003}$$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau : λ_g = (l_f/a ou l_f/b).

Avec :

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

l_f :Longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_{\min}$.

V.2.3. Calcul du ferrailage

Le ferrailage des poteaux se fait à la **flexion composée** avec les sollicitations les plus défavorables.

➤ Exemple de calcul

Soit le poteau l'entresol 2 (65*65) cm² : b=65 cm ; h=65 cm ; d=62 cm ; d'=3 cm.

$f_{c28} = 25$ MPa ; $f_{bu} = 14.2$ MPa ⇒ Combinaison durable.

Acier $F_e E400$; $f_{bu} = 18.48$ MPa ⇒ Combinaison accidentel.

a) Calcul sous : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}} \Rightarrow$ ELU

$$N_{\max} = 2779.35 \text{ KN (compression)} \rightarrow M_{\text{corres}} = 30.92 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{30.92}{2779.35} = 0.010 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0.6}{2} = 0.3 \text{ m}$$

⇒ Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 850.83 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{uA} = 788.99 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1168.4 \text{ KN.m}$$

$$1168.4 \text{ KN.m} > 788.99 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple M_{uA} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{850.83 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.62^2 \times 14.2} = 0.239 > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B} \Rightarrow \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon_1}$$

$$\epsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon_1} = 0.668$$

$$\mu_1 = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = 0.392$$

On a : $\mu_{bu} = 0.239 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$

Calcul de A : $A_1 = \frac{M_{uA}}{f_{st} \times z}$

$$\varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.348$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - 0.382}{0.382} \right) = 5.66 \times 10^{-3} > \varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.533 \text{ m} \Rightarrow A_1 = \frac{850.83 \times 10^{-3}}{0.483 \times 348} \times 10^4 = 45.82 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 45.82 - \frac{2779.35 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -34.05 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2.$$

⇒ Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira.

b) Calcul sous : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres}} \Rightarrow 0.8G - E_{X\max}$

$$N_{\min} = -230.69 \text{ KN (traction)} \rightarrow M_{\text{corres}} = 2.74 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.74}{230.69} = 0.012 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0.6}{2} = 0.3 \text{ m}$$

⇒ Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = -65.31 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{uA} = -70.80 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1520.57 \text{ KN.m}$$

$$1520.57 \text{ KN.m} > -70.80 \text{ KN.m}$$

Donc la section est entièrement tendue.

$$\text{On a : } f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d' \right) + e_G = 0.31 \text{ m}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = 0.28 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{s10} (d - d')} = 2.74 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{s10} (d - d')} = 3.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} = 22.18 \text{ cm}^2$$

On a: $\min(A_1, A_2) = 2.74 < A_{\min} = 22.18 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Donc on ferraille avec A_{\min}

c) Calcul sous : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corres}} \Rightarrow G + Q + E_{X\max}$

$$M_{\max} = 83.71 \text{ KN} \rightarrow N_{\text{corres}} = 711.42 \text{ KN.m (Compression)}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{83.71}{711.42} = 0.12 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ m}$$

⇒ Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 293.58 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{uA} = 126.16 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1520.57 \text{ KN.m}$$

$$1520.57 \text{ KN.m} > 126.16 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple M_{uA} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{293.58 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.62^2 \times 18.48} = 0.064 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon_1}$$

$$\epsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 2 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon_1} = 0.636$$

$$\mu_1 = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = 0.379$$

On a: $\mu_{bu} = 0.069 < \mu_1 = 0.379 \Rightarrow A' = 0$

Calcul de A : $A_1 = \frac{M_{uA}}{f_{st} \times z}$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.082$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.599 \text{ m} \Rightarrow A_1 = \frac{293.58 \times 10^{-3}}{0.599 \times 400} \times 10^4 = 12.25 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 12.25 - \frac{711.42 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = -5.54 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2.$$

⇒ Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira.

V.2.4. Ferrailage longitudinale

Tableau.V.3. Armatures longitudinales dans les poteaux.

Niveau	Section	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min} \text{ RPA}(\text{cm}^2)$	$A_{adoptée}(\text{cm}^2)$
Entresol 1 et 2	65*65	22.18	33.80	12HA16+4HA20=36.7
RDC et 1 ^{er} étage	60*65	20.48	31.20	12HA16+4HA16=32.17
2 ^{ème} étage et 3 ^{ème} étage	60*60	18.9	28.80	12HA16+4HA14=30.29

4^{ème} étage et 5^{ème} étage	55*55	15.88	24.20	12HA14+4HA14=24.63
6^{ème} et 7^{ème} étage	45*45	10.63	16.20	8HA14+8HA12=21.37
Terrasse	35*35	6.43	9.8	4HA14+4HA12=10.68

V.2.5. Ferrailage transversales

➤ Exemple de calcul

Poteau (60×60) :

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 4.76}{0.65} = 5.13 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$\text{D'où : } A_t = \frac{2.5 \times 69.51 \times 10^{-3} \times 0.15}{0.65 \times 400} \times 10^4 = 1.01 \text{ cm}^2$$

✓ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \times \emptyset \Rightarrow L_r = 60 \text{ cm}$$

✓ Espacement

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\emptyset_L^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(14; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\emptyset_L^{\min} = 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

✓ La quantité d'armature minimale

On a : $\lambda_g > 5$, d'où :

- Dans la zone nodale : $A_t^{\min} = 0.3\%(t \times b_1) = 0.3\%(10 \times 65) = 1.95 \text{ cm}^2$
- Dans la zone courante : $A_t^{\min} = 0.3\%(t \times b_1) = 0.3\%(15 \times 65) = 2.93 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte 6HA10 = 4.71 cm².

- ✓ **Longueur de recouvrement** : En zone IIa selon le **RPA99 (Art 7.5.2.1)**, la longueur de recouvrement et donnée par la formule suivante : $L_r \geq 40 \times \emptyset$

Donc pour :

$$\begin{aligned} \emptyset = 12 \text{ mm} &\rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} && \text{On adopte: } L_r = 50 \text{ cm} \\ \emptyset = 14 \text{ mm} &\rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} && \text{On adopte: } L_r = 60 \text{ cm} \\ \emptyset = 16 \text{ mm} &\rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} && \text{On adopte: } L_r = 65 \text{ cm} \\ \emptyset = 20 \text{ mm} &\rightarrow L_r = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm} && \text{On adopte: } L_r = 80 \text{ cm} \end{aligned}$$

Les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.4. Armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Niveau	ES 2	ES 1	RDC + 1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage + 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage + 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} + 7 ^{ème} étage	Terrasse
Section(cm ²)	65*65	65*65	60*65	60*60	55*55	45*45	35*35
Ø _{l max} (mm)	20	20	16	16	14	14	14
Ø _{l min} (mm)	14	14	16	14	14	12	12
L ₀ (cm)	476	578	306	306	306	306	306
L _r (cm)	333.2	404.6	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ _g	5.12	6.22	3.57	3.57	3.89	4.76	6.12
ρ _a	2.5	2.5	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5
V _u (KN)	69.51	69.51	87.03	74.82	64.08	49.32	46.61
L _r (cm)	80	60	50	50	50	60	50
S _t nodale(cm)	10	10	10	10	10	10	10
S _t recouvrante (cm)	15	15	15	15	15	15	15
A ^t (cm ²)	1.01	1.01	1.88	1.75	1.63	1.54	1.25
A _{min} ^t (cm ²)z .nodale	1.95	1.95	3.36	3.31	2.54	2.29	1.05
A _{min} ^t (cm ²)z .recouvrante	2.92	2.92	4.68	4.59	3.98	3.76	1.58
A _{adoptée} ^t (cm ²)	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71
Nombre des cadres	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10

V.2.6. Vérifications

a) Vérification au flambement

Selon le **CBA93 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le poteau le plus élancé.

➤ Exemple de calcul

On prend par exemple le poteau l'entresol 2 (65*65) :

$$l_0 = 4.76 \text{ m} \quad \text{et} \quad N_u = 2779.35 \text{ KN}$$

$$N_u \leq N_d = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots \text{(BAEL91 Art B.8.4.1)}$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton ($B_r = (a - 2) \times (b - 2) = 63 \times 63 = 3969 \text{ cm}^2$).

A_s : Section d'acier.

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité du béton (cas durable)

$\gamma_s = 1.15$: Coefficient de sécurité d'acier

α : Coefficient réducteur qui est en fonction de l'élanement (λ).

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

L'élanement mécanique est donné par :

$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b}$ Pour les sections rectangulaires.

l_f : Longueur de flambement : $l_f = 0.7l_0 = 3.332 \text{ m}$ (**BAEL 91 Art B.8.3.31**)

l_0 : La hauteur libre de l'étage:

Donc : $\lambda = 3.46 \times \frac{3.332}{0.65} = 17.74 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0.808$

$$N_d = 0.808 \times \left[\frac{0.3969 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{36.7 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] \times 10^3 = 6970.23 \text{ KN}$$

$N_u = 2779.35 \text{ KN} < N_d = 6970.23 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas de risque de flambement.

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.5.Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.

Niveau	Section (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	λ	α	A _s (m ²)	B _r (m ²)	N _d (KN)	N _u (KN)	Observatio
Entresol 2	65*65	4.76	3.332	17.73	0.808	36.7	0.3969	6970.23	2779.35	Vérifiée
Entresol 1	65*65	5.78	4.046	21.54	0.790	36.7	0.3969	6689.72	2779.35	Vérifiée
RDC et 1^{er} étage	60*65	3.06	2.142	12.35	0.829	32.17	0.3654	6324.54	2077.91	Vérifiée
2^{ème} étage et 3^{ème} étage	60*60	3.06	2.142	12.35	0.829	30.29	0.3364	6038.07	1606.82	Vérifiée
4^{ème} étage et 5^{ème} étage	55*55	3.06	2.142	13.48	0.826	24.63	0.2809	4910.70	1048.54	Vérifiée
6^{ème} et 7^{ème} étage	45*45	3.06	2.142	16.47	0.814	21.37	0.1849	3296.35	707.95	Vérifiée
Terrasse	35*35	3.06	2.142	21.18	0.792	10.68	0.1089	1891.41	291.29	Vérifiée

On voit bien que $N_u < N_d$ pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y a pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} ; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tel que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}^G}{I_{yy'}} V & \text{béton fibre supérieure.} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}^G}{I_{yy'}} V' & \text{béton fibre inférieure.} \end{cases}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (Section homogène)}$$

$$M_{ser}^G = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} ; V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{2} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.

Niveau	Entresol 1 et 2	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage et 7 ^{ème} étage	Terrasse
Section (cm ²)	65*65	60*65	60*60	55*55	45*45	35*35
d (cm)	62	62	57	52	42	32
d' (cm)	3	3	3	3	3	3
A (cm)	36.7	32.17	30.29	24.63	21.37	10.68
S (cm ²)	4775.5	4382.55	4054.35	3394.45	2345.55	1385.2
V (cm)	35.90	35.75	33.03	30.17	25.16	19.18
V' (cm)	29.1	29.25	26.97	24.83	19.84	15.82
I _{yy'} (m ⁴)	0.032	0.021	0.018	0.014	0.009	0.002
N _{ser} (KN)	2016.92	1512.40	1169.57	836.15	515.75	213.02
M _{ser} (KN. m)	59.31	54.29	55.45	57.09	53.43	47.18
M _{ser} ^G (KN. m)	127.89	103.44	90.88	79.42	67.15	50.76
σ _{bc1} (MPa)	4.89	4.38	3.69	3.10	2.34	4.42

σ_{bc2} (MPa)	3.68	2.53	1.97	1.32	0.58	1.76
$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

c) Vérification des sollicitations tangentes

Selon le RPA99/2003 (Article 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	L _f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Entresol 2	65*65	333.2	5.12	0.075	62	69.51	0.172	1.875	Vérifiée
Entresol 1	65*65	404.6	6.22	0.075	62	69.51	0.172	1.875	
RDC et 1 ^{er} étage	60*65	214.2	3.57	0.04	62	87.03	0.234	1	Vérifiée
2 ^{ème} étage et 3 ^{ème} étage	60*60	214.2	3.57	0.04	57	74.82	0.219	1	Vérifiée
4 ^{ème} étage et 5 ^{ème} étage	55*55	214.2	3.89	0.04	52	64.08	0.224	1	Vérifiée
6 ^{ème} étage et 7 ^{ème} étage	45*45	214.2	4.76	0.04	42	49.32	0.261	1	Vérifiée
Terrasse	35*35	214.2	6.12	0.075	32	46.61	0.416	1.875	Vérifiée

V.2.7 Schémas de ferrailage des poteaux

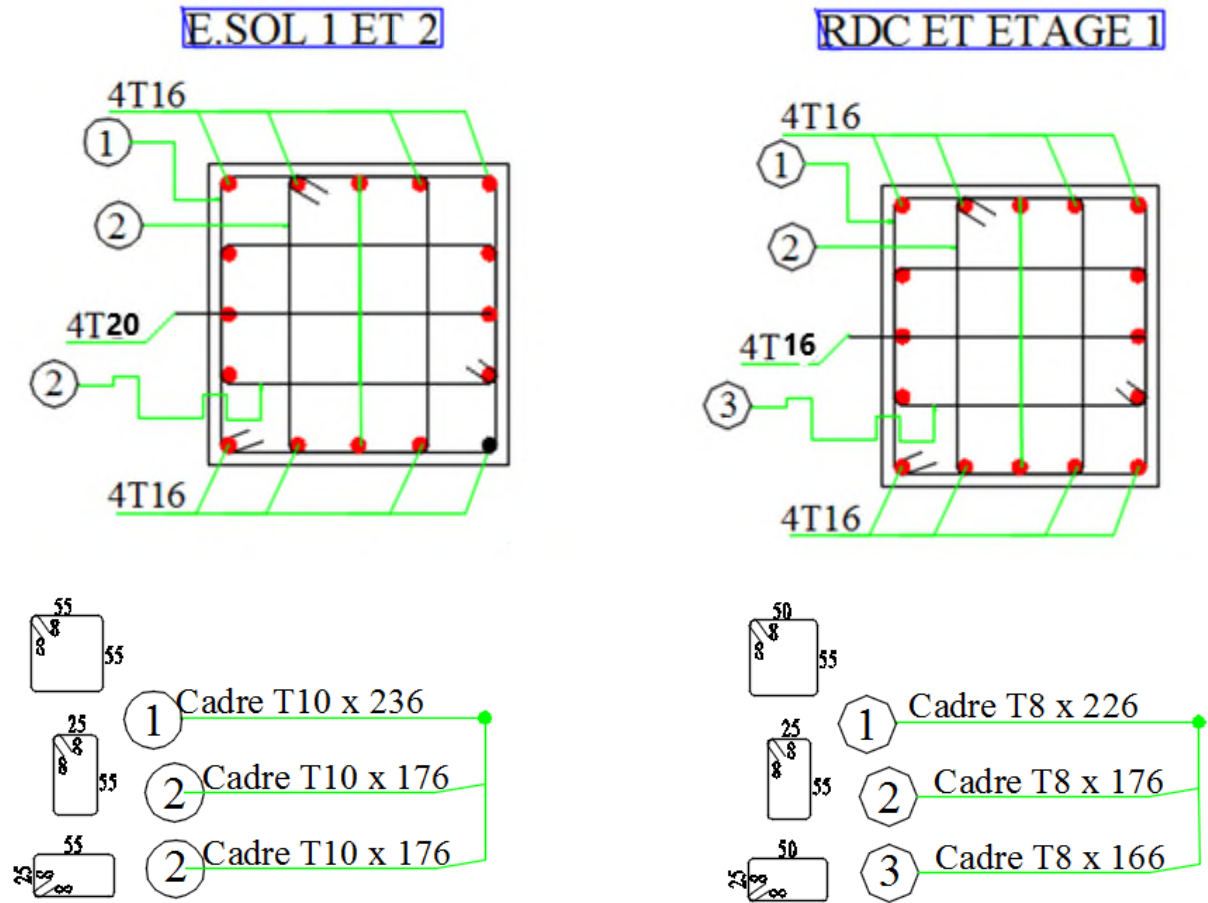
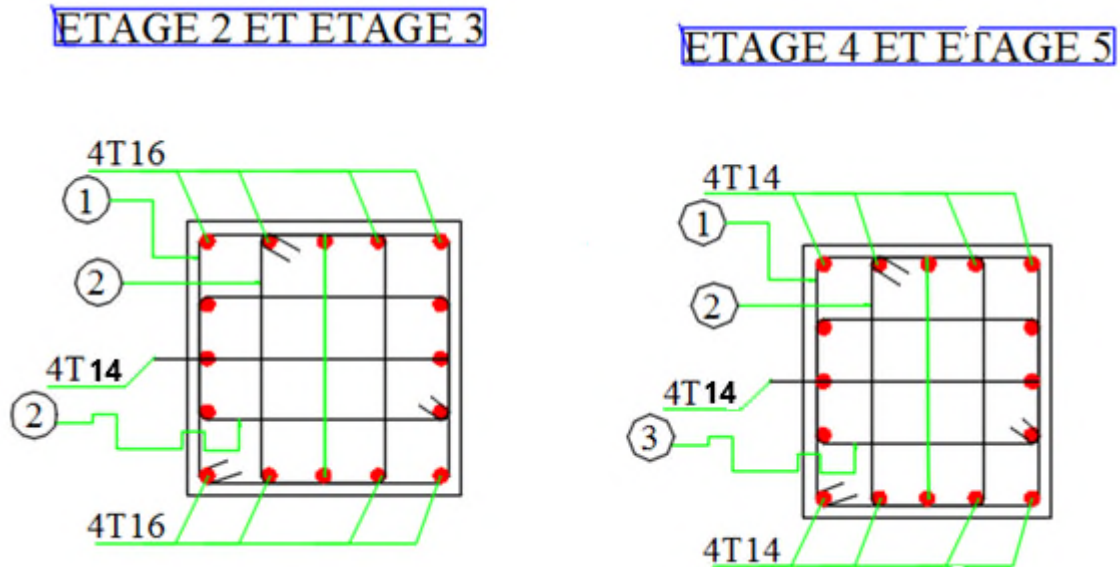


Figure.V.1.schema de ferrailage des poteaux ES1 et 2 et RDC et 1^{ème}



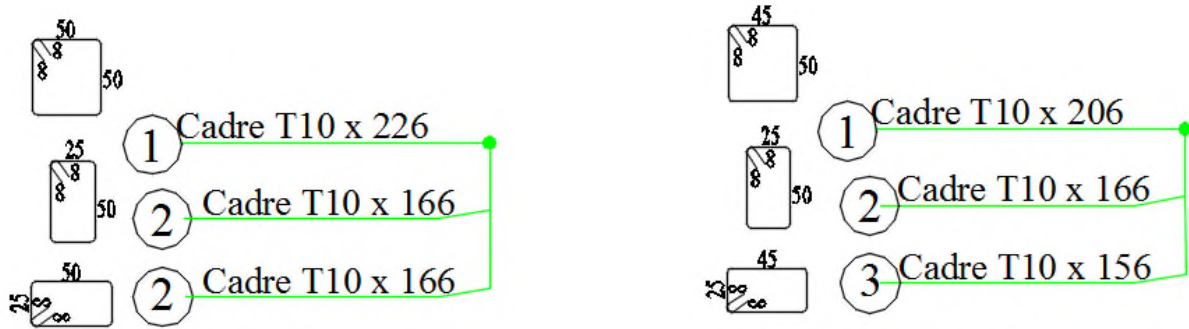


Figure.V.2.Schéma de ferrailage des poteaux 2^{ème} et 3^{ème} et 4^{ème} et 5^{ème}

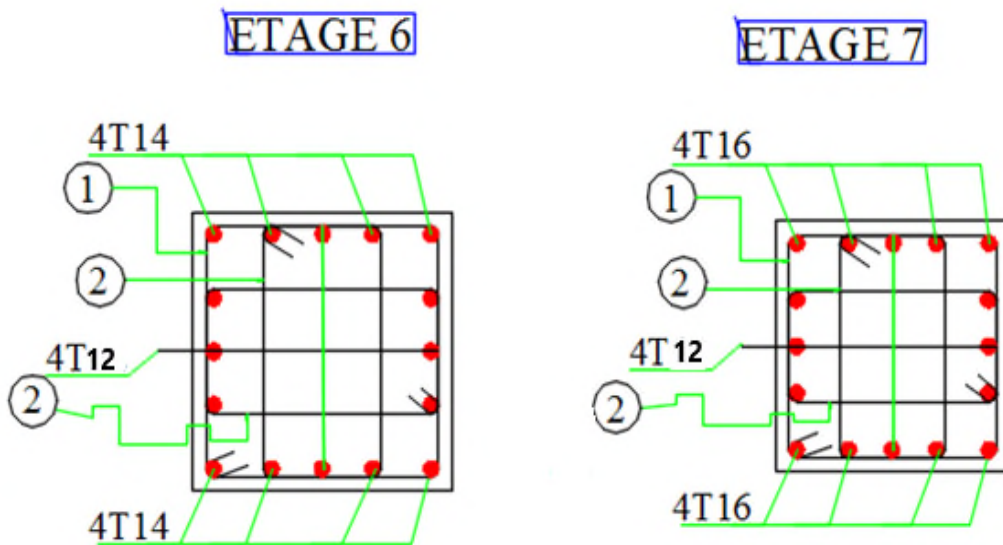
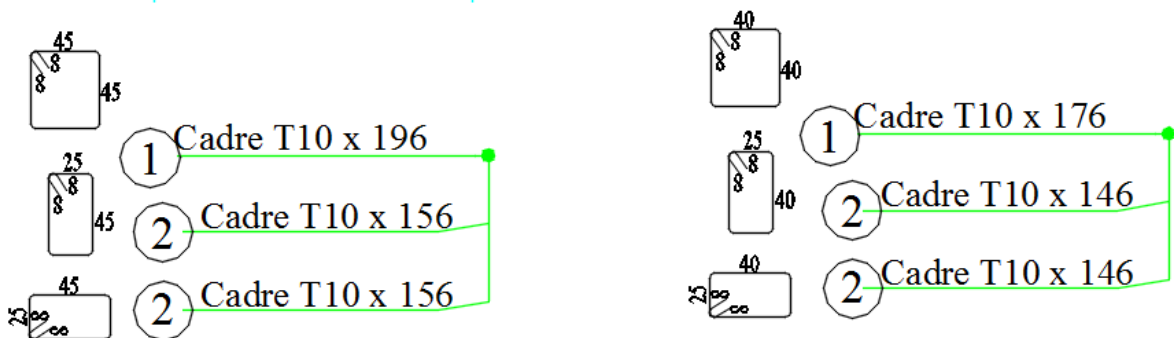


Figure.V.3.Schéma de ferrailage des poteaux 6^{ème} et 7^{ème}



ETAGE 8

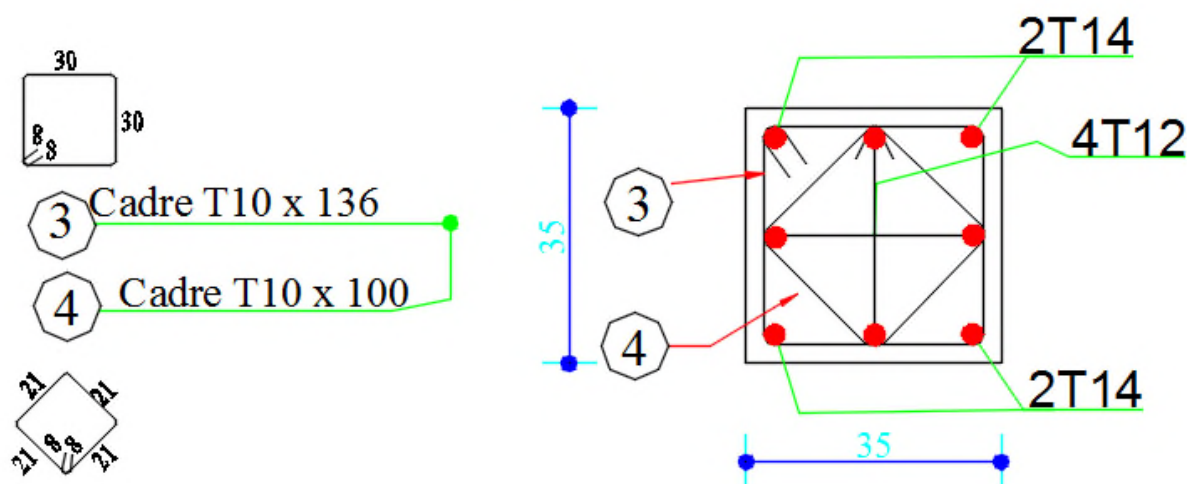


Figure.V.4.Schéma de ferrailage des poteaux^{8^{ème}}

V.3. Etudes des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales, les poutres secondaires, les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **étabs V16** combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q$$

$$G \pm Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Concernant notre structure, nous avons deux types de poutres à étudier :

- ✓ Poutres principales (30x45).
- ✓ Poutres secondaires (30x35).

V.3.1. Recommandation du RPA99/ version 2003

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section total du béton, c'est-à-dire, $A_t^{\min} = 0.5\% \times b \times h$
- Le pourcentage total maximum total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \varnothing$ (zone II a)
Avec : \varnothing_{\min} : est le diamètre maximale utilisé.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90°.

b) Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par: $A_t = 0.003 \times S_t \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$: dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale. h : la hauteur de la poutre
- la valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2. Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99V2003

Tableau.V.8. Armatures longitudinales min et max dans les poutres.

Type de poutre	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone nodale	Zone de recouvrement
Principale	30×45	6.75	54	81
Secondaire	30×35	5.25	42	63

V.3.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous

Tableau.V.9. Les sollicitations les plus défavorables.

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée}	M _{appui}	V	M _{travée}	M _{appui}	V
Entre sol 1+2	110.00	-150.86	170.78	16.38	-25.37	24.66
RDC + Les étages courants	99.12	-147.45	113.68	55.38	-74.82	58.93
Terrasse inaccessible	90.55	-125.89	119.27	24.52	-45.25	34.09

V.3.4. Ferrailage des poutres

❖ Armatures longitudinales

Les ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau.V.10. Armature longitudinales dans les poutres.

Niveaux	Type de poutre	section	Local	Comb	M (KN.m)	V (KN)	A_{min}	A_{cal}	A_{adopt}	choix
E.S 1+2	Pp	30×45	Travée	ELU	110.00	170.78	6.75	8.17	9.24	3HA14 Filante + 3HA14 chapeaux
			Appuis	ELU	-150.86			11.63	12.06	3HA16 Filante + 3HA16 chapeaux
	Ps	30×35	Travée	ELA	16.38	-24.66	5.25	1.5	5.65	3HA12 Filante + 2HA12 chapeaux
			Appuis	ELA	-25.37			2.28	5.65	3HA12 Filante + 2HA12 chapeaux
Etage	Pp	30×45	Travée	ELU	99.12	113.68	6	7.30	9.24	3HA14 Filante + 3HA14 chapeaux
			Appuis	ELU	-147.45			11.34	12.06	3HA16 Filante + 3HA16 chapeaux
	Ps	30×35	Travée	ELA	55.38	-58.93	5.25	5.33	5.65	3HA12 Filante + 2HA12 chapeaux
			Appuis	ELA	-74.82			7.42	9.24	3HA14 Filante + 3HA14 chapeaux
terrasse	Pp	30×45	Travée	ELU	90.55	119.27	6	6.62	6.78	3HA12 Filante + 3HA12 chapeaux
			appuis	ELU	-125.89			9.49	12.06	3HA16 Filante + 3HA16 chapeaux
	Ps	30×35	Travée	ELA	24.52	-45.25	5.25	2.26	5.65	3HA12 Filante + 2HA12 chapeaux
			appuis	ELA	-45.25			4.30	5.65	3HA12 Filante + 2HA12 chapeaux

V.3.5. Vérification des armatures selon RPA99

V.3.5.1. Pourcentage maximale d'armatures longitudinales dans les sections

✓ Poutres principales :

Zone nodale : $A_{max} = 4\% \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{max} = 6\% \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

✓ Poutres secondaires :

Zone nodale : $A_{max} = 4\% \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{max} = 6\% \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

V.3.5.2. Pourcentage minimale d'armatures dans les sections

✓ Poutres principales

$A_{min} = 0.5\% \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$

✓ Poutres secondaires

$$A_{\min} = 0.5\% \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

❖ Les longueurs de recouvrements

En zone II selon le **RPA99 (Art 7.5.2.1)**, la longueur de recouvrement est donnée par la formule suivantes : $L_r = 40 \times \emptyset$

Donc pour :

$$\emptyset = 14 \text{ min} \rightarrow L_r = 56 \text{ cm on opte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 12 \text{ min} \rightarrow L_r = 48 \text{ cm on opte } L_r = 50 \text{ cm}$$

V.3.6. Les armatures transversales

❖ Diamètre des armatures transversales

Soit \emptyset_t le diamètre des armatures transversales telle que

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \emptyset_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} \text{ cm BAEL 91}$$

✓ Poutres principales

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \emptyset_l ; \frac{45}{35} ; \frac{30}{10} \right\} \text{ cm} = \min (1.2 ; 1.29 ; 3) \text{ cm}$$

✓ Poutres secondaires

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \emptyset_l ; \frac{35}{35} ; \frac{30}{10} \right\} \text{ cm} = \min (1.2 ; 1 ; 3) \text{ cm}$$

Donc opte pour $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ soit un cadre de HA8 +1 étrier de HA8 dans les sections nécessitant un étrier. Et $A_t = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$ soit un cadre de HA8 dans les sections nécessitant une épingle.

❖ Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le **RPA99/version2003**

• Zone nodale

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset_{\min} \right)$$

- ✓ Poutres principales : $S_t \leq \min(11.25 ; 14.4)$ soit : $S_t = 10 \text{ cm}$
- ✓ Poutres secondaires : $S_t \leq \min(8.75 ; 14.4)$ soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

• Zone de recouvrements

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

- ✓ Poutres principales : $S_t = 15$ cm
- ✓ Poutres secondaires : $S_t = 15$ cm

V.3.7. Vérification à l'ELU

V.3.7.1. Contrainte tangentielle maximale

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau} = \min(3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Les vérifications concernent uniquement les poutres les plus défavorable :

Tableau.V.11. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutre	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	170.78	1.36	3.33	Vérifiée
secondaires	58.93	0.61	3.33	Vérifiée

V.3.7.2. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appui de rive: $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ **BAEL91 (Art IV.1)**

Appuis intermédiaires: $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9d})$ **BAEL91 (Art IV.2)**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutre	A_l	V_u	M_a	A_l^{rive}	A_l^{inter}	Observation
Principe	12.06	170.78	-150.86	4.27	-5.71	vérifiée
secodaire	9.24	58.93	-74.82	1.47	-5.02	Vérifiée

V.3.8. Vérification à l'ELS

V.3.8.1. Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable

V.3.8.2. Etat limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton est nécessaire.

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

$$\text{Calcul de } Y : \frac{b \times y^3}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

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

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.V.13. Vérification de l'état limite de compression.

Poutres	Local	$M_{ser}(KN.m)$	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	vérification
Principales	Travée	77.57	15.61	134562.70	8.99	15	Vérifiée
	Appuis	-106.52	17.27	162141.81	11.35	15	vérifiée
secondaires	Travée	12.81	10.91	57174.74	2.87	15	Vérifiée
	appuis	-18.86	13.39	106218.41	3.35	15	Vérifiée

V.3.8.3. Etat limite de déformation

D'après le **BAEL91** la vérification de flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

✓ Poutre principale

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{45}{660} = 0.068 \geq \frac{1}{16} = 0.063 \quad \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} = 0.068 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{150.86 \times 10^{-4}}{10 \times 128.23} = 0.011 \quad \text{condition vérifiée} \\ \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{12.06 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.42} = 0.009 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011 \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ Poutres secondaires

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{35}{450} = 0.078 \geq \frac{1}{16} = 0.063 \quad \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} = 0.078 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{74.82 \times 10^{-4}}{10 \times 63.60} = 0.011 \quad \text{condition vérifiée} \\ \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{9.24 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.32} = 0.0096 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011 \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ Vérification de la zone nodale

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (**selon le RPA99/2003**).

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, Le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$M_n + M_s \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

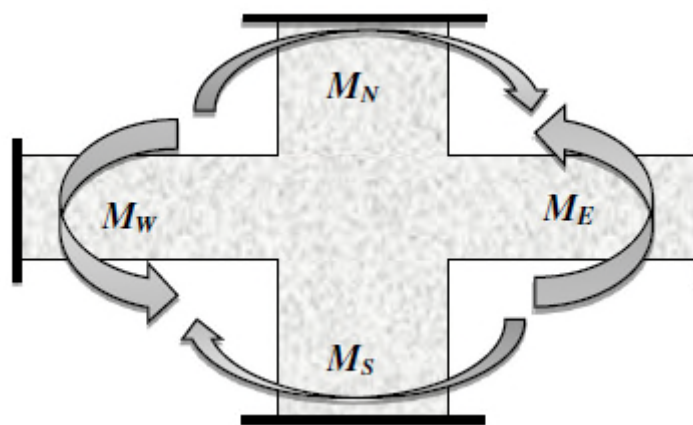


Figure.V.5. Les moments résistant dans la zone nodale.

• 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.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

Avec : $z = 0.9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.14. Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Z (m)	A _s (cm ²)	M _R (KN. m)
Entresol 1 et 2	65*65	0.585	36.7	747.14
RDCet 1 ^{er} étage	60*65	0.585	32.17	654.92

2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	60*60	0.54	30.29	569.21
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	55*55	0.495	24.63	424.28
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45*45	0.405	21.37	301.18
Terrasse	35*35	0.315	10.68	117.07

Tableau.V.15. Moment résistant dans les poutres.

niveaux	local	H(m)	Z(m)	$A_s(cm^2)$	$M_R(KN.m)$
Entresol 1 et 2	PP	0.45	0.405	9.24	130.23
	PS	0.35	0.315	5.65	619.35
RDC et étage courant	PP	0.45	0.405	12.06	796.31
	PS	0.35	0.315	9.24	101.29
Terrasse inaccessible	PP	0.45	0.405	12.06	796.31
	PS	0.35	0.315	5.65	619.35

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont illustrés dans les tableaux suivant :

Tableau.V.16. Vérification des zones nodales poutres principales.

Niveau	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n et M_s (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1.25(M_w + M_e)$ (KN.m)	Observation
Entresol 2	1138.42	569.21	1707.63	217.75	217.75	554.375	Vérifiée
Entresol 1	1138.42	569.21	1707.63	217.75	217.75	554.375	Vérifiée
RDC	1076.78	538.39	1615.17	217.75	217.75	554.375	Vérifiée
1 ^{er} étage	1076.78	538.39	1615.17	217.75	217.75	554.375	Vérifiée
2 ^{ème} étage	987.04	493.52	1480.56	217.75	217.75	554.375	Vérifiée
3 ^{ème} étage	987.04	493.52	1480.56	217.75	217.75	554.375	Vérifiée
4 ^{ème} étage	792.4	396.20	1188.6	217.75	217.75	554.375	Vérifiée
5 ^{ème} étage	792.4	396.20	1188.6	217.75	217.75	554.375	Vérifiée
6 ^{ème} étage	669.3	334.15	1003.95	217.75	217.75	554.375	Vérifiée
7 ^{ème} étage	510.2	255.10	765.3	217.75	217.75	554.375	Vérifiée
Terrasse	234.14	117.07	351.21	217.75	217.75	554.375	Vérifiée

Tableau.V.17. Vérification des zones nodales poutres secondaires.

Niveau	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n et M_s (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1.25(M_w + M_e)$ (KN.m)	Observation
Entresol 2	1138.4 2	569.21	1707.63	101.29	101.29	253.225	Vérifiée
Entresol 1	1138.4 2	569.21	1707.63	101.29	101.29	253.225	Vérifiée
RDC	1076.7 8	538.39	1615.17	101.29	101.29	253.225	Vérifiée
1 ^{er} étage	1076.7 8	538.39	1615.17	101.29	101.29	253.225	Vérifiée
2 ^{ème} étage	987.04	493.52	1480.56	101.29	101.29	253.225	Vérifiée
3 ^{ème} étage	987.04	493.52	1480.56	101.29	101.29	253.225	Vérifiée

4^{ème} étage	792.4	396.20	1188.6	101.29	101.29	253.225	Vérifiée
5^{ème} étage	792.4	396.20	1188.6	101.29	101.29	253.225	Vérifiée
6^{ème} étage	669.3	334.15	1003.95	101.29	101.29	253.225	Vérifiée
7^{ème} étage	510.2	255.10	765.3	101.29	101.29	253.225	Vérifiée
Terrasse	234.14	117.07	351.21	101.29	101.29	253.225	Vérifiée

Remarque :

On remarque que les conditions du RPA sont vérifiées donc il n’y a pas de risque de formation du phénomène poteau faible et poutre forte, il n’y a pas lieu donc d’augmenter la section du ferrailage des poteaux, les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres, dans les deux sens donc la formation dans rotules plastiques, se fera en premier lieu dans les poutres et non pas dans les poteaux.

Détail d’un cours d’armature transversale dans la zone nodale

2 U superposés

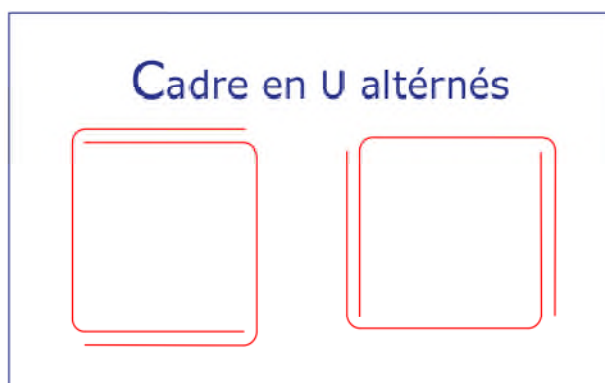


Figure.V.6. Armature transversale dans la zone nodale.

Les schémas de ferrailage de poutres principales :

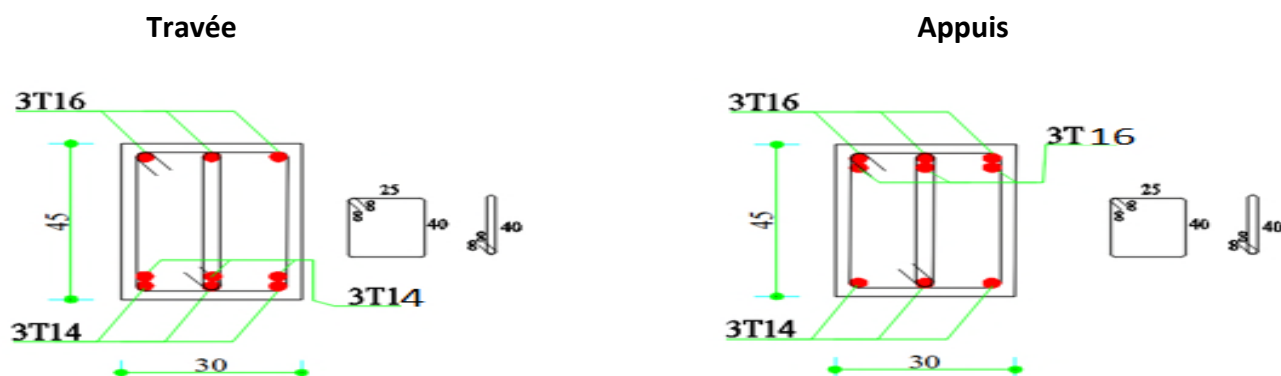


Figure.V.7. Schéma de ferrailage de la poutre principale de ES1-2

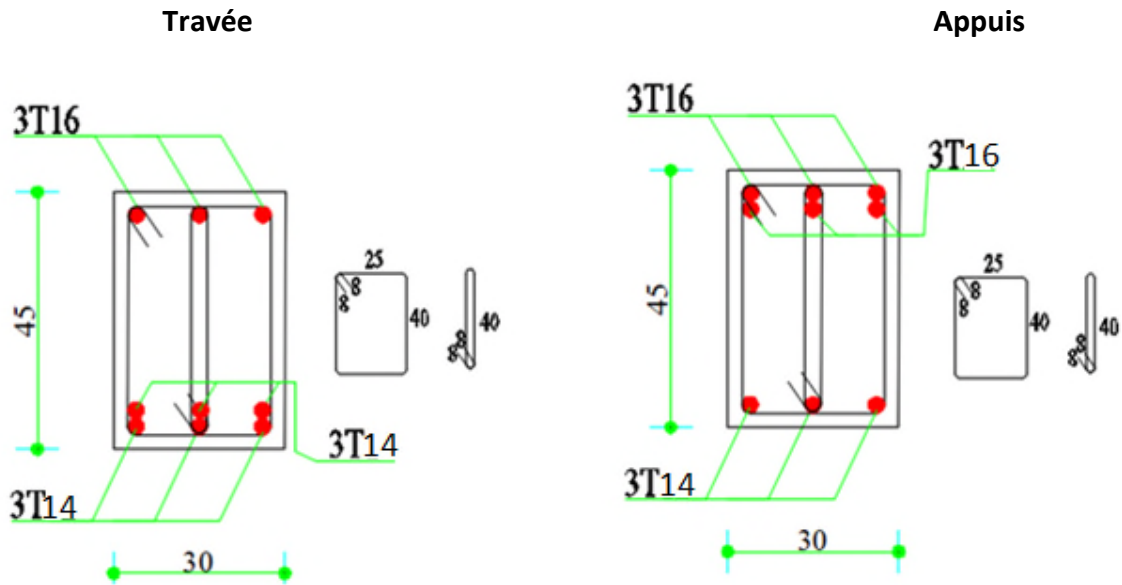


Figure.V.8. Schéma de ferrailage de la poutre principale des étages courants

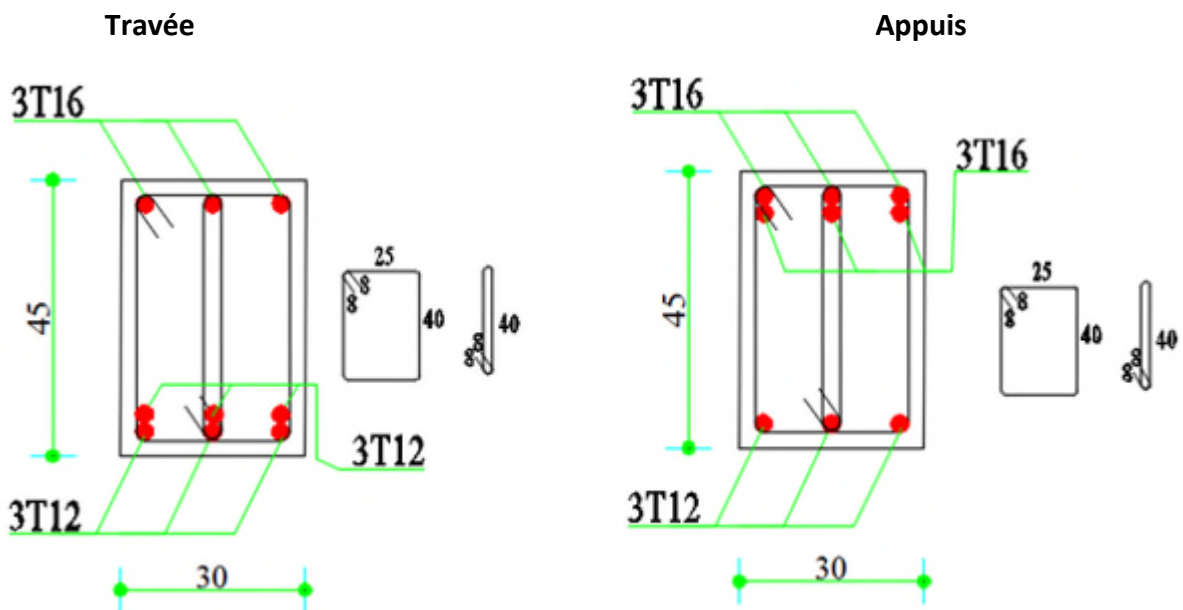


Figure.V.9. Schéma de ferrailage de la poutre principale de la terrasse

Les schémas de ferrailage de poutres secondaires :

Travée

Appuis

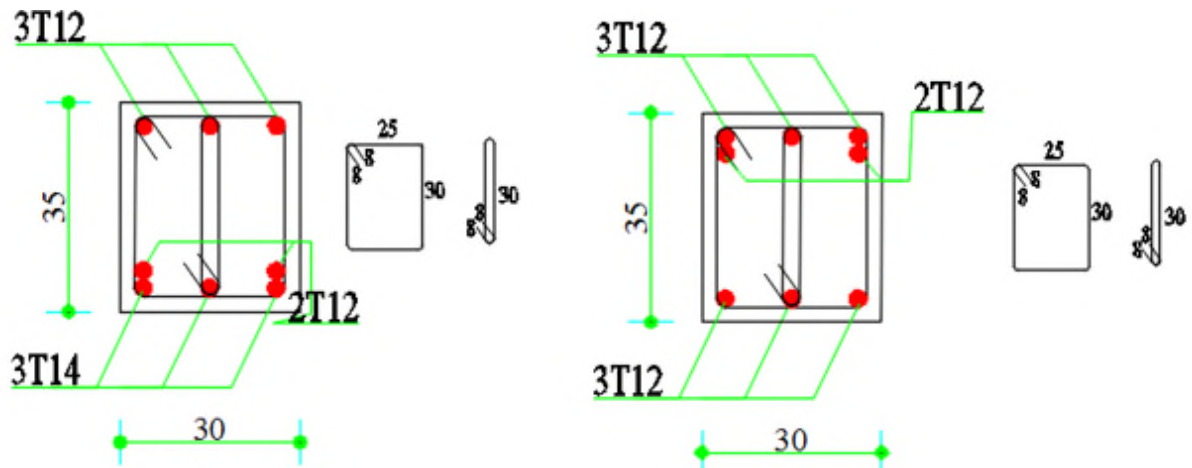


Figure.V.10. Schéma de ferrailage de la poutre secondaires de ES1-2

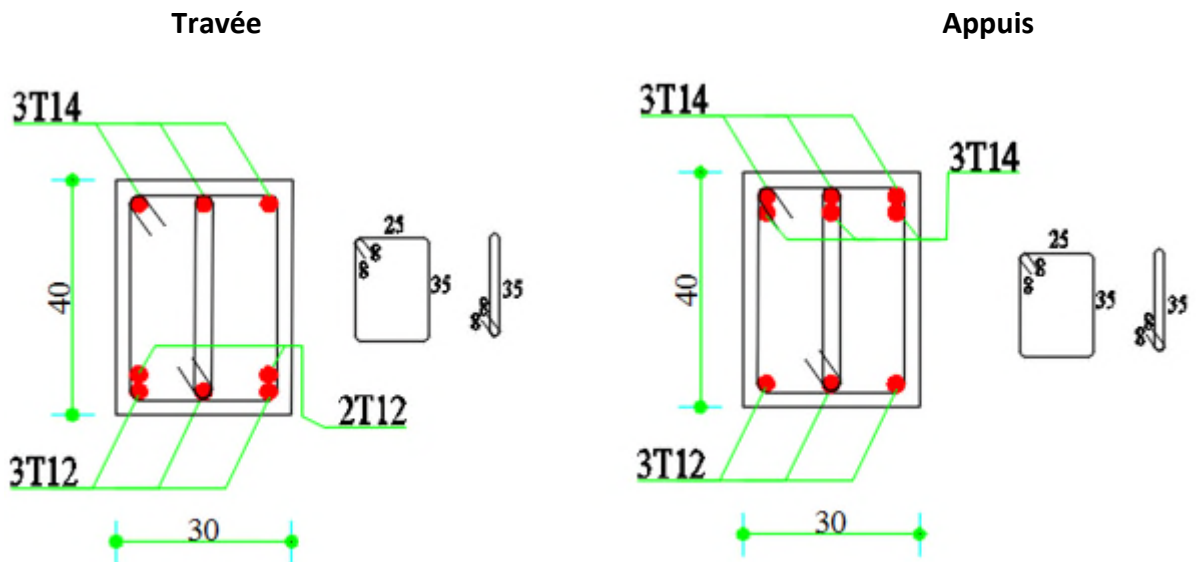


Figure.V.11. Schéma de ferrailage de la poutre secondaires des étages courants

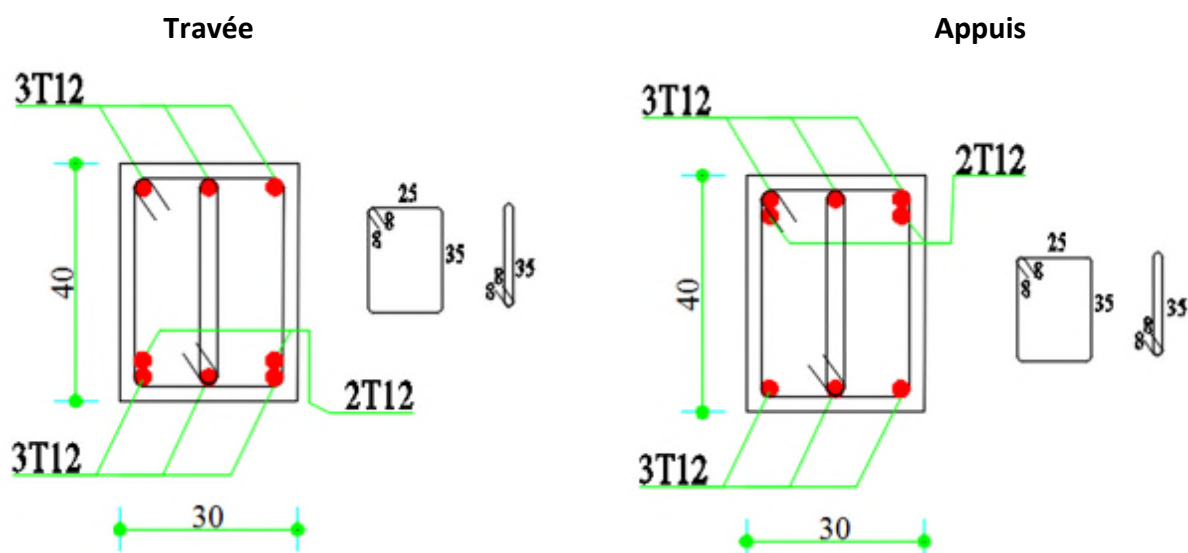


Figure.V.12. Schéma de ferrailage de la poutre secondaires de la terrasse

V.4. Étude des voiles

LeRPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à la base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculées en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

V.4.1 Recommandation du RPA 99/Version2003 (Art 7.7.4.1)

1. Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

✓ A_t^{\min} avec L_t : Longueur de la zone tendue ;

e : Epaisseur du voile.

- ✓ les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

2. Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à : $10 \times \varphi$

3. Armatures transversales

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de 4 épingles par $1m^2$ au moins.

4. Armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e} \text{ avec } : V = 1.4 \times V_u$$

5. Règles communes aux armatures verticales et horizontales

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - $A_{\min} = 0.15\% e \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - $A_{\min} = 0.10\% e \times h$ dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- L'espacement $S_t = \min(1.5 \times e; 30\text{cm})$ avec e : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40φ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

-20φ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.2. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrailés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du ETABS V16 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

1. Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\text{correspondant}_{\text{max}}}$
2. Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{\text{correspondant}_{\text{max}}}$
3. Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{\text{correspondant}_{\text{min}}}$

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section($e \times l$).

- A_v^{min} : Section d'armature verticale minimale dans le voile $A_v^{\text{min}} = 0.15\% \times e \times l$
- A_v^{min} : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue $A_v^{\text{min}} = 0.2\% \times e \times L_t$
- A_v^{min} : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée $A_v^{\text{min}} = 0.1\% e L_c$
- A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile... S_t : Espacement.
- $A_h^{\text{min}} = 0.15\% \times e \times l$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{calc} : Section d'armature horizontale calculée.
- A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.
- N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement.

Calcul des sollicitations

Le calcul des voiles sont fait par les sollicitations les plus défavorables, les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

3.1.1. Calcul de ferrailage

Cet exemple de calcul se fera sous la combinaison ($N^{\text{min}} \rightarrow M^{\text{corr}}$) la plus défavorable, à la flexion composée pour une section($e \times L$).

La section de ferrailage « A » obtenue sera répartie sur tout la tendue de la section.

➤ **Données :**

$$N^{\text{max}} = -107.89 \text{ KN (Traction)} \rightarrow M^{\text{corr}} = 69.89 \text{ KN.m} \rightarrow V = 97.04 \text{ KN ELA.}$$

$$L = 1.3 \text{ m} ; e = 0.30 \text{ m} ; d = 1.25 \text{ m} ; d' = 0.05 \text{ m} ; F_{bu} = 18.48 \text{ Mpa.}$$

➤ **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times \frac{L}{2} \Rightarrow \begin{cases} \sigma^{\max} = 0.70 \text{ Mpa} > 0 \\ \sigma^{\min} = -1.24 \text{ Mpa} < 0 \end{cases}$$

Donc la section est partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

➤ **Calcul des armatures verticales**

$$M_{UA} = M + N \left(d - \frac{L}{2} \right) = 5.16 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times F_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{5.17 \times 10^{-3}}{0.3 \times 1.25^2 \times 18.48} = 0.00059 < 0.186 \text{ (PivotA)}$$

$$\Rightarrow f_{st} = 400 \text{ Mpa} \Rightarrow \alpha = 0.0025 \Rightarrow Z = 1.24 \Rightarrow A_{FS} = 0.10 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{FC} = 2.80 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{FC} = 2.80 \text{ cm}^2$ dans la zone tendue.

$$A_{\min}^{BEAL} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.53 \text{ cm}^2 > A_{cal} = 2.80 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des sections minimales de RPA**

• **Zone tendue**

Calcul de la longueur zone tendue l_T : $l_T = L \times \frac{\sigma^{\min}}{\sigma^{\max} + \sigma^{\min}} \Rightarrow l_T = 0.58 \text{ m}$.

$A_{Z.T}^{\min} = 0.2\% (l_T \times e) = 3.48 \text{ cm}^2 > A_{cal} = 2.80 \text{ cm}^2$, donc on ferraille avec $A_{Z.T}^{\min}$.

• **Zone comprimée**

$$A_{Z.C}^{\min} = 0.1\% (e \times l_c) = 0.42 \text{ cm}^2$$

Calcul de la longueur zone comprimée l_c : $l_c = L - 2 \times l_T \Rightarrow l_c = 0.14 \text{ m}$

• **Tous les voiles**

$$A_{\text{total}}^{\min} = 0.15\% (e \times L) = 5.85 \text{ cm}^2 > A_{\text{total}}^{\text{cal}}$$

On opte pour une face 8HA10 = $6.28 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Calcul des armatures horizontales**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h \geq \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

Avec : $K = 0$, car ya reprise de bétonnage.

Selon le RPA: $S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$. Soit $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V}{b \times d} = \frac{1.4 \times 97.04 \times 10^{-3}}{0.3 \times 1.25} = 0.36 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0.2 \times f_{C28} = 5 \text{ Mpa}.$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

$$\text{Donc : } A_h \geq \frac{0.36 \times 0.3 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 0.68 \text{ cm}^2$$

Le choix : soit $A_h^{\text{opté}} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$.

$$A_h^{\min} = 0.15\%(e \times S_t) = 0.9\text{cm}^2 < A_h^{\text{opté}} = 1.57\text{cm}^2.$$

- Sens x-x' :

Tableau.V.18. Ferrailage du voile V_{x1} et $V_{x2} = 1.2$ m .

Niveau	Entresol 1 et 2	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} Etage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} Etage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
l (m)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
e (m)	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN. m)	30.10	128.22	85.54	71.55	102.85
N (KN)	184.27	-24.93	172.93	74.58	3.68
d (m)	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
V (KN)	113.94	149.19	113.77	108.20	132.79
τ (MPa)	0.66	0.93	0.75	0.66	0.90
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm²)	4.17	4.90	3.58	2.65	4.02
A^{min} (cm²)	5.4	3.6	3.6	3.6	3.6
I (m⁴)	0.043	0.029	0.029	0.029	0.029
v (m)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
σ_1 (MPa)	7.05	5.65	2.98	3.87	4.02
σ_2 (MPa)	-6.25	-5.98	-1.56	-4.56	-2.29
$A_v^{\text{adopté}}$ (cm²)	3HA16	3HA16	3HA16	3HA16	3HA16
L_t (m)	0.58	0.46	0.52	0.50	0.57
$A_{\text{min}}^{\text{tendu}}$ (cm²)	2.24	2.32	1.76	2.28	2.4
S_{tv} (cm)	15	15	15	15	15
L_c (m)	0.14	0.28	0.16	0.20	0.06
$A_{\text{min}}^{\text{comp}}$ (cm²)	0.12	0.56	0.32	0.40	0.12
A_h^{cal} (cm²)	0.632	0.58	0.36	0.74	0.98
A_h^{min} (cm²)	0.675	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{\text{adopté}}$ (cm²)	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_{th} (cm)	15	15	15	15	15

- Sens y-y' :

Tableau.V.19. Ferrailage du voile V_{y1} et $V_{y2} = 2.8$ m

Niveau	Entresol 1 et 2	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} Etage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} Etage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
l (m)	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8

e (m)	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN.m)	27.49	312.83	51.05	55.68	59.85
N (KN)	265.78	-14.25	131.88	14.77	-28.73
d (m)	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75
V (KN)	109.95	128.05	107.09	82.56	71.82
τ (MPa)	0.65	0.58	0.75	0.39	0.39
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm²)	5.26	4.98	3.02	5.63	4.23
A^{min} (cm²)	9.96	6.64	6.64	6.64	6.64
I (m⁴)	0.548	0.45	0.45	0.45	0.45
v (m)	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
σ_1 (MPa)	0.87	4.34	3.13	0.77	0.146
σ_2 (MPa)	0.26	-1.82	-0.53	-0.45	-0.076
$A_v^{adopté}$ (cm²)	4HA14+4HA12	4HA12+4HA10	4HA12+4HA10	4HA12+4HA10	4HA12+4HA10
L_t (m)	1.39	1.35	1.31	1.38	1.32
A_{min}^{tendu} (cm²)	2.76	3.55	1.74	4.4	4.12
S_{tv} (cm)	15	15	15	15	15
L_c (m)	0.02	0.10	0.18	0.04	0.16
A_{min}^{comp} (cm²)	3.24	2.45	4.26	1.6	1.90
A_h^{cal} (cm²)	0.75	0.862	0.69	0.79	0.87
A_h^{min} (cm²)	0.68	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adopté}$ (cm²)	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_{th} (cm)	15	15	15	15	15

- Sens y-y' :

Tableau.V.20.Ferraillage du voile V_{y3} et $V_{y4} = 1.3$ m

Niveau	Entresol 1 et 2	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} Etage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
l (m)	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
e (m)	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2

M (KN. m)	69.89	268.46	24.24	45.76	37.45
N (KN)	-107.89	-154.23	92.40	21.64	-18.36
d (m)	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
V (KN)	97.04	160.26	64.22	49.37	36.77
τ (MPa)	0.25	0.64	0.32	0.19	0.11
$\bar{\tau}$(MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal}(cm²)	2.80	1.89	0.69	0.69	0.48
A^{min}(cm²)	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
I (m⁴)	0.0549	0.0366	0.0366	0.0366	0.0366
v (m)	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
σ_1(MPa)	0.65	2.83	1.96	115	1.09
σ_2(MPa)	-1.63	-2.89	-0.79	-0.79	-0.65
$A_v^{adopté}$(cm²)	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
L_t(m)	0.58	0.49	0.39	0.52	0.49
A_{min}^{tendu}(cm²)	3.48	1.96	1.56	2.08	1.96
S_{tv}(cm)	15	15	15	15	15
L_c(m)	0.14	0.32	0.52	0.26	0.32
A_{min}^{comp}(cm²)	0.68	0.59	1.03	0.49	0.57
A_h^{cal}(cm²)	0.82	1	0.31	0.31	0.29
A_h^{min}(cm²)	0.675	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adopté}$(cm²)	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_{th}(cm)	15	15	15	15	15

Les schémas de ferrillages des voiles :

Ferrillage du voile Vx1 et Vx2 :

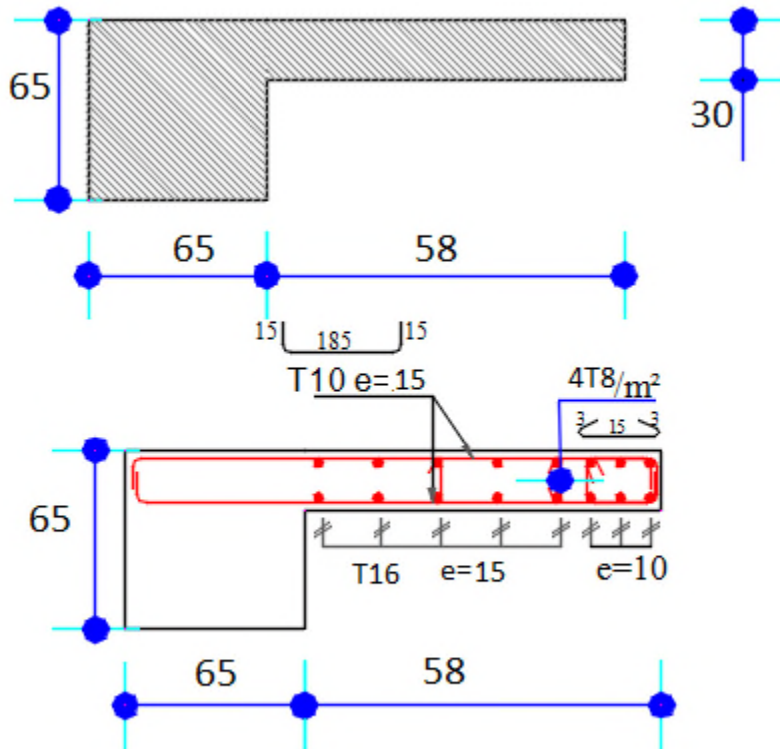


Figure.V.13.Schéma de ferrailage du voile Vx1 et Vx2 =1.2m

Ferrailage du voile Vy1 et Vy2 :

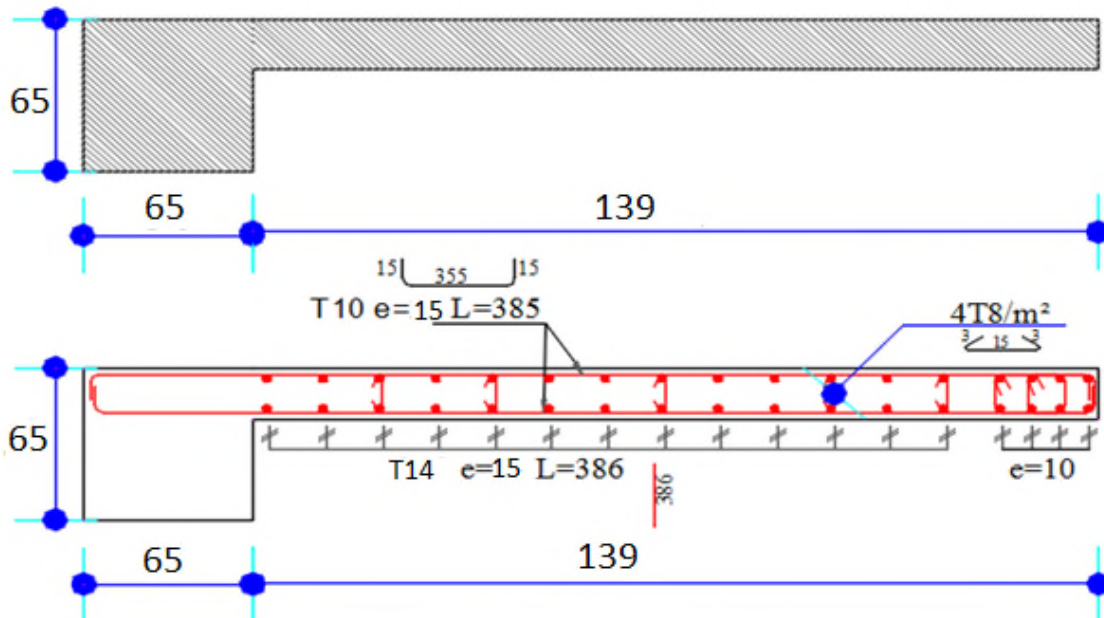


Figure.V.14. Schéma de ferrailage du voile Vy1 et Vy2 =2.8m

Ferrailage du voile Vy3 et Vy4 :

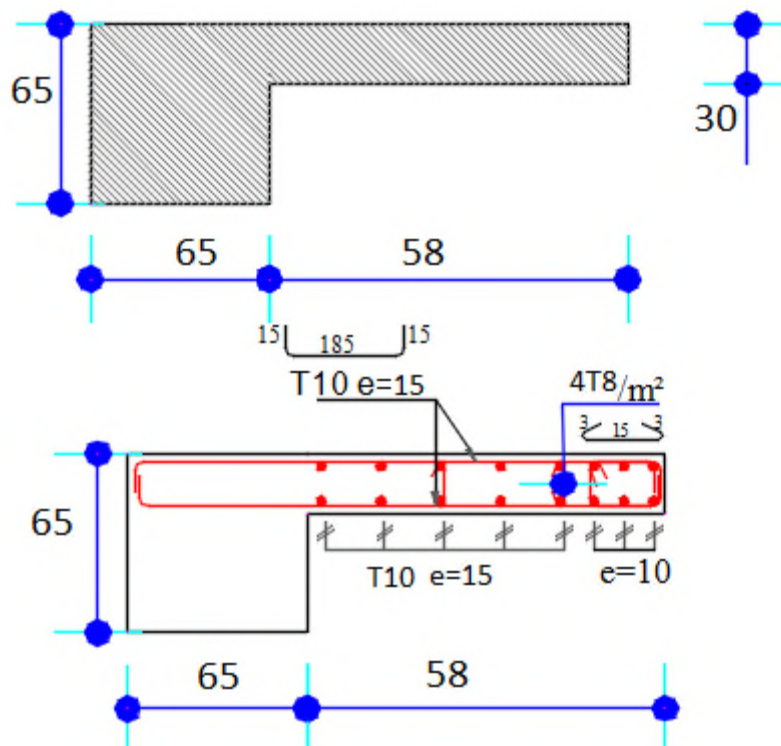


Figure.V.15. Schéma de ferrailage du voile Vy3 et Vy4 =1.3m

V.5. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle très important dans la résistance et la transmission des sollicitations, donc ils doivent être bien dimensionnés et bien armés.

Ces éléments sont ferrailés avec les sollicitations maximum qu'on a obtenue dans logiciel « Etabs », en respectant les règlements « BAEL, RPA99 » et en assurant les critères de résistances et d'économies.

CHAPITRE VI

ETUDE DES FONDATIONS

VI.1. Introduction

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise. Elle reprend les charges de la structure et les transmet au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. Etude des fondations

VI.2.1. Les différents types de fondations

Des fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier général) sont réalisées lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur. Lorsque ces couches sont à une grande profondeur, des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux) devront être réalisées.

VI.2.2. Choix du type des fondations

Le choix du type de fondation dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ La charge à transmettre au sol.
- ✓ La dimension des trames.
- ✓ La profondeur d'ancrage.

Pour le choix de type de fondation pour notre ouvrage on doit vérifier dans l'ordre suivant :

- 1) Les semelles isolées.
- 2) Les semelles filantes.
- 3) Le radier général.

Afin de déterminer le choix de fondation à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si deux vérifications ne sont pas satisfaites, on passera au radier général.

- Combinaisons de calcul

D'après le **RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)** et le **DTR BC2.33.1**.les fondations superficielles sont dimensionnées, sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \quad \text{RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)}$$

$$\begin{cases} G + Q \\ 1.35G + 1.5Q \end{cases} \quad \text{DTR BC2.33.}$$

VI.2.3. Vérification des fondations superficielles

VI.2.3.1. 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 :

$$\frac{N^{ser}}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots(1)$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N^{ser} : L'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel **ETABS V2016**.

$N^{ser}=1872.87$ KN

S : surface d'appui de la semelle. $S=A \times B$

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\overline{\sigma}_{sol} = 1.7$ bar

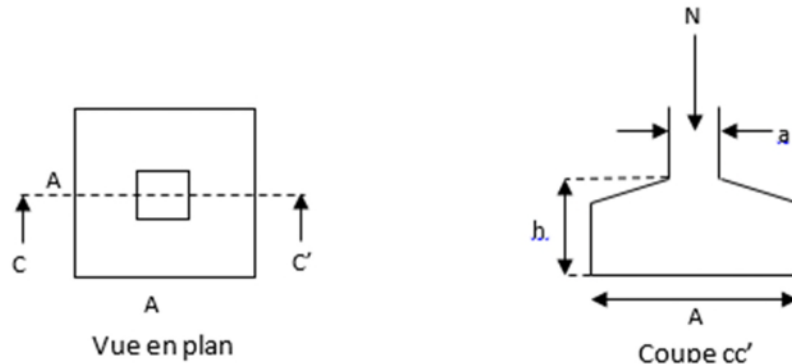


Figure.VI.1. Schéma d'une semelle isolé

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

On a une semelle et un poteau carré donc on doit vérifier la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$$

Avec : a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace dans l'équation (1) on trouve :

$$A \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0,65}{0,65} \times \frac{2016.92}{170}} \Rightarrow A \geq 3.44 \text{ m.}$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.2.3.2. Vérification des semelles filantes

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 4 poteaux.

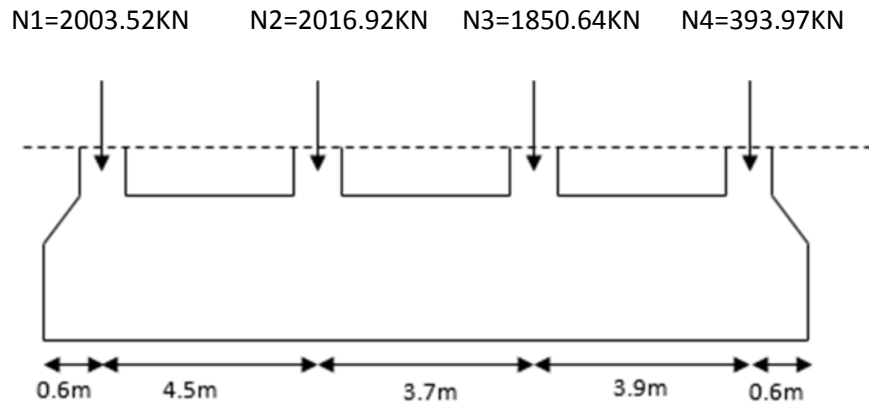


Figure VI.2. Schéma d'une semelle filante

$$N = \sum N_i = 6265.05 \text{ KN}$$

$$L = 13.4 \text{ m}$$

La vérification à faire est : $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{6265.05}{170 \times 13.40} = 2.76 \text{ m}$$

On opte : B = 2.80 m

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3.7m, on remarque qu'il n'y aura pas de chevauchement entre les semelles filantes.

❖ **Calcul de la surface de la semelle filante**

$$S \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}} = 36.85 \text{ m}^2$$

❖ **Calcul de la hauteur total de la semelle filante**

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par la formule :

$$h_t = d + d' = 0.65 \text{ m}$$

$$d \geq \frac{B - b}{4} = 0.54 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Avec :

d' : Enrobage

✓ **Vérification en tenant compte de la semelle filante**

La semelle est soumise à son poids propre ainsi qu'au poids de la superstructure :

$$N_T = N_{sup} + N_{inf}$$

$$N_{sup} = \sum N_i = 6265.05 \text{ KN}$$

$$N_{inf} = N_{A.P} + N_{s.f}$$

Avec:

$$N_{A.P} = \gamma_b \times S_{A.P} \times h \times n$$

$$N_{s.f} = \gamma_b \times S_{s.f} \times h_t$$

$S_{A.P}$: Surface de l'avant poteaux (60×60).

h : Hauteur de l'avant poteaux $h=1$ m.

n : Nombre de poteaux revenant à la semelle filante $n=4$.

h_t : Hauteur de la semelle filante $h_t = 0.65$ m

$$N_{A.P} = 42.25 \text{ KN}$$

$$N_{s.f} = 598.87 \text{ KN}$$

$$N_T = 641.12 \text{ KN}$$

✓ Vérification de la contrainte

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \rightarrow \frac{6344.15}{36.85} = 0.172 \text{ MPa} > 0.170 \text{ MPa}$$

On constate que la contrainte de la semelle filante est supérieure à la contrainte admissible du sol, ce qui revient à dire que ce type de semelle ne convient pas à notre structure.

Donc on opte pour un radier général appuyée sur les nervures.

VI.3. Etude du radier

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les

désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges

transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures

- **Pré dimensionnement**

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ **Condition de coffrage**

h_t : Hauteur des nervures.

h_r : Hauteur de la dalle.

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

Sens X-X

$$L_{max} = 3.85 \text{ m}$$

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{385}{20} = 19.25 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{385}{10} = 38.5 \text{ cm}$$

Sens Y-Y

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{595}{20} = 29.75 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{595}{10} = 59.5 \text{ cm}$$

- ✓ **Condition de rigidité**

$$\frac{\pi}{4} L_e \geq L_{max}$$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,216 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier. $\frac{b \times h^3}{12}$

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$\text{On a: } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 3.85^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} \Rightarrow h_t \geq 51.29 \text{ cm}$$

D'après les conditions de coffrage et rigidité on opte pour $h_t = 60 \text{ cm}$ et $h_r = 30 \text{ cm}$.

- **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_{ser} = 30880.06 \text{ KN}.$$

$$S_{rad} \geq \frac{30880.06}{170} = 181.65 \text{ m}^2.$$

$$S_{radier} = S_{batiment} = 217.12 \text{ m}^2 \text{ pas de débordement}$$

Conclusion

Les dimensionnes du radier sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hauteur du radier } h_r = 30 \text{ cm.} \\ \text{Hauteur de la nervure } h_t = 60 \text{ cm} \\ \text{Surface du radier } S_{rad} = 217.12 \text{ m}^2 \\ \text{L'enrobage } d' = 5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- ❖ **Vérifications nécessaires**

- ✓ **Vérification de la contrainte du sol : DTR BC 2.3.3.1 (Art. 3.541 a)**

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \quad ; \quad \text{avec:} \begin{cases} \sigma_x = \frac{N_{\text{ser}}}{S} \pm \frac{M_x}{I_x} Y_G \\ \sigma_y = \frac{N_{\text{ser}}}{S} \pm \frac{M_y}{I_y} X_G \end{cases}$$

Avec $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.7 \text{ bar}$

Les contraintes sous le radier sont données par :

En utilisant, le programme « **SOCOTEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} X_G = 8.65 \text{ m} & \{ I_X = 2849.7 \text{ m}^4 \\ Y_G = 6.28 \text{ m} & \{ I_Y = 5415 \text{ m}^4 \end{cases}$$

Les efforts extraits à partir du logiciel **ETABS** sont :

$$M_y = 32579.54 \text{ MN.m} \quad M_x = 28570.88 \text{ MN.m}$$

Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

➤ **Sens X-X :**

$$\begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{30880.06}{217.1} + \frac{28570.88}{2849.7} \times 6.28 = 0,21 \text{ Mpa.} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{30880.06}{217.1} - \frac{32579.54}{2849.7} \times 6.28 = 0.07 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

On obtient donc:

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.21 + 0.04}{4} = 0.03 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ vérifier}$$

➤ **Sens-Y-Y :**

$$\begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{30880.06}{217.1} + \frac{32579.54}{5415} \times 8.65 = 0.19 \text{ Mpa.} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{30880.06}{217.1} - \frac{32579.54}{5415} \times 8.65 = 0.09 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

On obtient donc:

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.19 - 0.09}{4} = 0.12 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ vérifier}$$

✓ **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le **RPA99 (Article 10.1.5)**, on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens xx : } e = \frac{28570.88}{30880.06} = 0.93m < \frac{17.30}{4} = 4.33m \dots\dots\dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

$$\text{Sens yy : } e = \frac{32579.54}{30880.06} = 1.06m < \frac{12.55}{4} = 3.14m \dots\dots\dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

✓ **V\u00e9rification au poin\u00e7onnement**

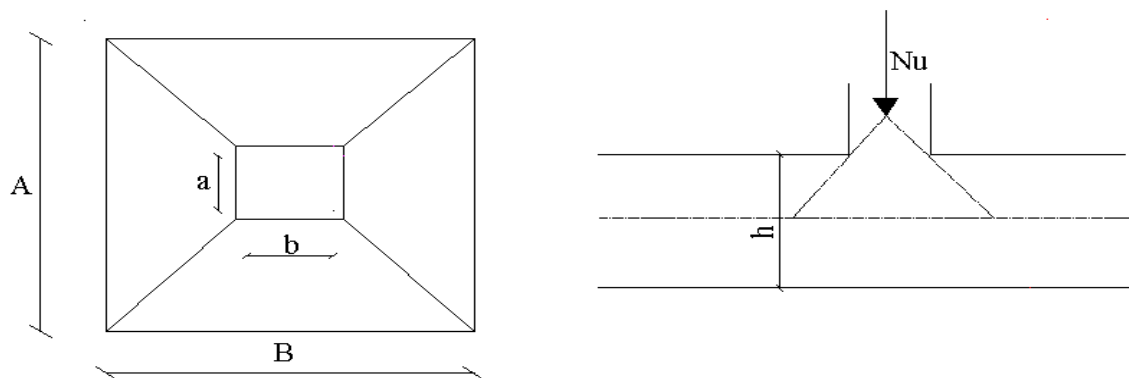


Figure VI.3. Sch\u00e9ma du poin\u00e7onnement

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut v\u00e9rifier la r\u00e9sistance au poin\u00e7onnement par effort tranchant, cette v\u00e9rification s'effectue comme suit :

Il faut v\u00e9rifier que : $N_U \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

N_U : L'effort normal de calcul \u00e0 l'ELU du poteau le plus sollicit\u00e9.

h_t : Hauteur total de radier. $h_t=0.6m$

U_c : Le p\u00e9rim\u00e8tre du contour cisail\u00e9 projet\u00e9 sur le plan moyen du radier

Le poteau le plus sollicit\u00e9 est le poteau (65\u00d765) cm², U_c le p\u00e9rim\u00e8tre d'impact est donn\u00e9 par la formule suivante :

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

Tel que:

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \rightarrow U_c = 5 \text{ m}$$

Donc :

$$N_u = 2.25MN \leq 2.79MN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas risque de poinçonnement.

✓ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1\text{m}$.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{42332.49 \times 3.85 \times 1}{2 \times 217.12} = 375.32\text{KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 60 = 54\text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{375.32 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54} = 0.69\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5\text{MPa}. \text{ Condition vérifiée}$$

Donc ; pas risque de cisaillements.

✓ **Vérification de la poussée hydrostatique**

$$P = F \cdot H \cdot S \cdot \gamma$$

Avec :

F : Coefficient de sécurité = 1.5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 2 m

S : surface totale du bâtiment = 217.12 m²

γ : Poids volumique de l'eau = 10 KN/m³

$$P = 1.5 \times 2 \times 217.12 \times 10 = 6513.6\text{KN} < N = 42332.49\text{KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

VI.3.1. Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier

✓ Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} = \frac{42332.49}{217.12} = 194.97 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} = \frac{30880.06}{217.12} = 142.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.65 > 0.4$$

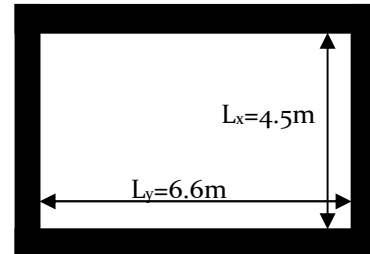


Figure VI.4. Schéma d'une dalle sur quatre appuis

Donc: La dalle porte dans les deux sens.

ELU ($\nu = 0.65$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0751 \\ \mu_y = 0.3613 \end{cases} \text{ (Annexe I)}$$

Calcul des moments isostatique :

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 217.03 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 78.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 184.48 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 66.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis

$$M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -108.52 \text{ KN.m}$$

ELS ($\nu = 0.65$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0805 \\ \mu_y = 0.5235 \end{cases} \text{ (Annexe I)}$$

Calcul des moments isostatique :

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 169.71 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 88.84 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 144.25 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 75.52 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment aux appuis

$$M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -84.86 \text{KN.m}$$

❖ Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de (1×0.30) m2, et en respectant la condition de non fragilité suivante :

$$\text{Pour } h > 12 \text{ cm et } \alpha \geq 0.4 : \begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Pour les HAFeE400 ; $\rho_0 = 0.0008$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Tableau du ferrailage du radier

	Sens	M	A_{cal}	A_{min}	A_{opt}	Espacement
Travée	X_X	184.48	24.04	2.82	8HA20=25.13	10
	Y_Y	66.65	7.97	2.4	8HA12=9.05	10
Appui	X_Y	108.52	13.35	2.82	8HA16=16.08	10

❖ Vérifications à l'ELS

✓ État limite de compression du béton

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton

		M_{ser}	$A(\text{cm}^2)$	Y (cm)	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	X-X	144.25	25.13	10.46	117839.78	12.82	15	Vérifiée
	Y-Y	75.52	9.05	6.99	55416.28	9.52	15	Vérifiée
Appui	X-Y	-84.86	16.08	8.83	86015.14	8.71	15	vérifiée

✓ Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa}$$

Tableau VI.3. Vérification des contraintes dans l'acier

Localisation	Sens	M_{ser}	σ_s	$\overline{\sigma_{st}}$	Observation
Travée	X-X	144.25	266.98	201.63	Non vérifiée
	Y-Y	75.52	368.15	201.63	Non vérifiée
Appuis	X-Y	-84.86	239.29	201.63	Non vérifiée

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée. Les tableaux ci-dessous résument les résultats de calcul des armatures à l'ELS ainsi que leur vérification :

Tableau VI.4. Recalcul de ferrailage du radier à l'ELS.

Position	Sens	M_{ser} (KN. m)	$\beta \times 10^{-3}$	α	A_{ser} (cm ²)	A_{opte} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	X-X	144.25	0.013	0.524	34.75	8HA25=39.27	10
	Y-Y	75.52	0.008	0.486	17.48	8HA20=25.13	10
Appui		-84.86	0.009	0.496	19.98	8HA20=25.13	10

Tableau VI.5. Revérification des contraintes dans l'acier

Localisation	Sens	M_{ser}	σ_s	$\overline{\sigma_{st}}$	Observation
Travée	X-X	144.25	179.52	201.63	vérifiée
	Y-Y	75.52	145.63	201.63	vérifiée
appuis	X-Y	-84.86	156.63	201.63	vérifiée

✓ Espacement des armatures

Conformément au RPA l'espacement doit vérifier la condition suivant :

Armature // à $L_x S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$. Pour notre cas $S_t=25\text{cm}$.

Armature // à $L_x S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$. Pour notre cas $S_t=25\text{cm}$.

❖ Schéma de ferrailage du radier

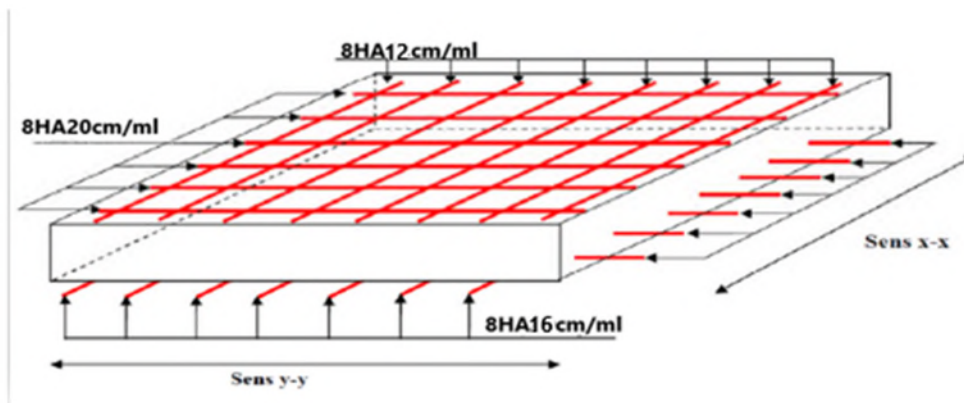


Figure VI.5. Schéma de ferrailage du radier

VI.4. Etude des nervures

La nervure est une poutre encrée dans les fondations sollicitée par son poids propre et la charge transmise par le radier celle-ci dépend de type de rupture de la dalle.

Le rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, en prenant le cas le plus défavorable.

$$L_{\max} = 6 \text{ m}$$

- Cas des charges triangulaires : cas de plusieurs charges :

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum_{i=1}^{i_m} l_{xi}^2}{\sum_{i=1}^{i_m} l_{xi}}$$

- Cas d'une seule charge :

$$q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \quad \text{et} \quad q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x$$

- Cas des charges trapézoïdales :

$$q_m = \frac{P}{2} \times \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \frac{P}{2} \times \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd}$$

$$q_v = \frac{P}{2} \times \left(1 - \frac{\rho_g}{3}\right) \times l_{xg} + \frac{P}{2} \times \left(1 - \frac{\rho_d}{3}\right) \times l_{xd}$$

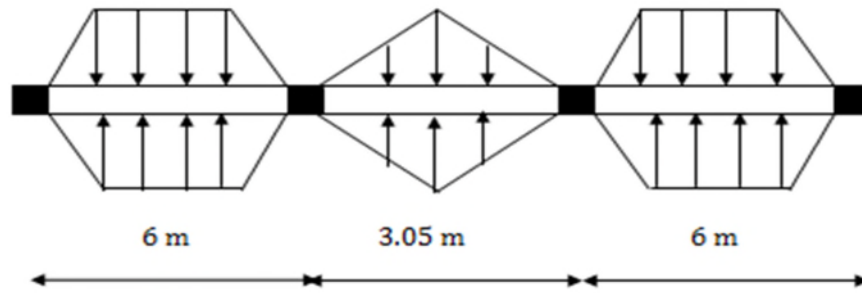


Figure.VI.6. Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.

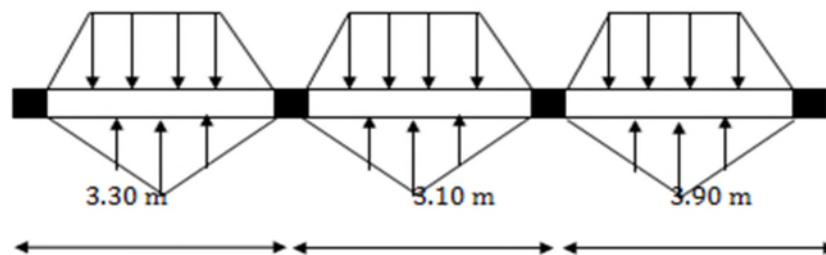


Figure.VI.7. Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.

➤ **Calcul des sollicitations** : le calcul des nervure ce fait de la même manier que les poutrelles (ferraillé en flexion simple).

• **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} 1 \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l \dots \dots \dots \dots \dots \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ Avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

• **Moments en travée**

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

Avec: $M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$ et $x = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

Pour le calcul on prend la nervure le plus sollicitée.

• **Sens X-X :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure dans le sens x-x.

Travée	P_u (KN/m)	M_{au} (KN. m)		X_0 (m)	M_{tu} (KN. m)	V(KN)
		M_g	M_d			
A-B	262.52	0	-176.20	3.06	689.32	667.63
B-C	203.29	-176.20	-820.32	1.65	587.41	883.12
C-D	259.19	-820.32	0	3.58	689.36	882.16

Moments défavorable A L'ELS

Tableau VI.7. Sollicitations à l'ELS.

Travée	P_s (KN/m)	M_{as} (KN. m)		X_0 (m)	M_{ts} (KN. m)
		M_g	M_d		
A-B	189.56	0	-128.03	3.06	503.25
B-C	147.79	-128.03	-599.15	1.65	428.56
C-D	189.56	-599.15	0	3.58	504.69

Sens Y-Y :

Tableau VI.8. Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.

Travée	P_u (KN/m)	M_{au} (KN. m)		X_0 (m)	M_{tu} (KN. m)	V(KN)
		M_g	M_d			
A-B	294.53	0	-61.86	1.45	226.48	406.15
B-C	287.65	-302.92	-408.98	1.52	9.98	555.06
C-D	299.89	-408.98	0	2.28	335.32	665.13

Moments défavorable A L'ELS

Tableau VI.9. Sollicitations à l'ELS.

Travée	P_s (KN/m)	M_{as} (KN. m)		X_0 (m)	M_{ts} (KN. m)
		M_g	M_d		
A-B	211.68	0	-45.50	1.45	166.20
B-C	207.72	-221.14	-300.12	1.52	8.54
C-D	219.96	-300.12	0	2.28	246.86

• **Ferraillage**

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferraillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

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

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{Sens x ... } b \leq \min\left(\frac{6}{2}; \frac{3.1}{10}\right) \times 2 + b_0 = 1.22 \text{ m} \\ \text{Sens y ... } b \leq \min\left(\frac{3.9}{2}; \frac{3.05}{10}\right) \times 2 + b_0 = 1.21 \text{ m} \end{cases}$$

$$h = 60 \text{ cm} ; h_0 = 30 \text{ cm} ; b_0 = 60 \text{ cm} ; b_{x,y} = 1.22 \text{ cm} ; d = 55 \text{ cm}$$

Remarque : Le ferraillage des nervures en appuis est comme une section rectangulaire (b×h). Mais la section à prendre en travée est une section en T.

Les résultats du ferraillage sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau VI.10. Résumé des résultats du ferraillage des nervures.

Sens	Localisation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)	A _{Choisit} (cm ² /ml)
X-X	Travée	689.32	39.54	6.88	40.25	5HA25+5HA20
	Appui	-820.32	47.18		49.09	10HA25
Y-Y	Travée	335.32	19.53	6.50	20.11	10HA16
	Appui	-408.98	23.86		25.76	5HA20+5HA16

• **Armatures transversales**

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

$$\phi_t \leq \min(60 \text{ mm} ; 25.71 \text{ mm} ; 16 \text{ mm}) = 16 \text{ mm} \text{ soit : } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

$$A_{\text{trans}} = 2 \text{ cadres} + 1 \text{ Etrier} = 8HA10 = 6.28 \text{ cm}^2$$

• **Escapements des aciers transversaux**

$$\text{Soit: } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_L^{\min}\right) \Rightarrow S_t \leq \min(15; 12; 160)$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales $S_t = 12 \text{ cm}$

• **Vérification à L'ELU**

✓ **Verification de l'effort tranchant**

$$V_{X\text{max}} = 881.06 \text{ KN} ; V_{Y\text{max}} = 664.99 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } \tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

{ Sens xx : $\tau_u = 1.31 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$... Vérifier

{ Sens yy : $\tau_u = 0.99 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$... Vérifier

Pas de risqué de cisaillement des nervures.

• **Vérfications des contraintes à L'ELS**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Local	M _{ser} (KN.m)	Y	I	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$	Obs
X-X	Travée	504.69	9.43	1287863.79	$3.7 \leq 15$	Vérifiée	$298.5 > 201.63$	NON Vérifiée
	Appui	-599.15	20.25	1214127.06	$10 \leq 15$	Vérifiée	$257.2 > 201.63$	NON Vérifiée
Y-Y	Travée	246.86	14.25	617618.85	$5.8 \leq 15$	Vérifiée	$245.4 > 201.63$	NON Vérifiée
	Appui	-300.12	15.82	752843.98	$6.5 \leq 15$	Vérifiée	$235.8 > 201.63$	NON Vérifiée

Recalcule à L'ELS : Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12. Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _{SERadopté} (cm ² /ml)	A _{Choisit} (cm ² /ml)
X-X	Travée	504.69	52.75	5HA32+5HA20=55.92
	Appui	-599.15	62.84	5HA25+5HA32=69.66
Y-Y	Travée	246.86	25.36	5HA20+5HA16=25.76
	Appui	-300.12	30.24	10HA20=31.42

✓ Armature de peau

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il nécessite de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton. D'après le **CBA 93 (Art A.7.3)** leurs sections sont d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

$$A_p = 0.2\%(b_0 \times h)$$

$$A_p = 7.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } A_p = 4\text{HA16} = 8.04 \text{ cm}^2$$

Les schémas de ferrailage des nervures

Sens X-X :

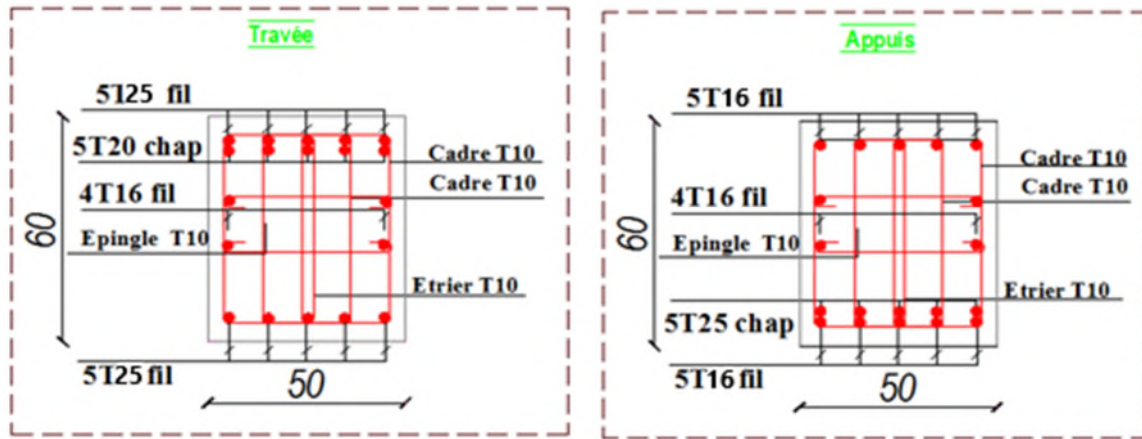


Figure.VI.8. Schéma de ferrailage des nervures sens x-x

Sens Y-Y :

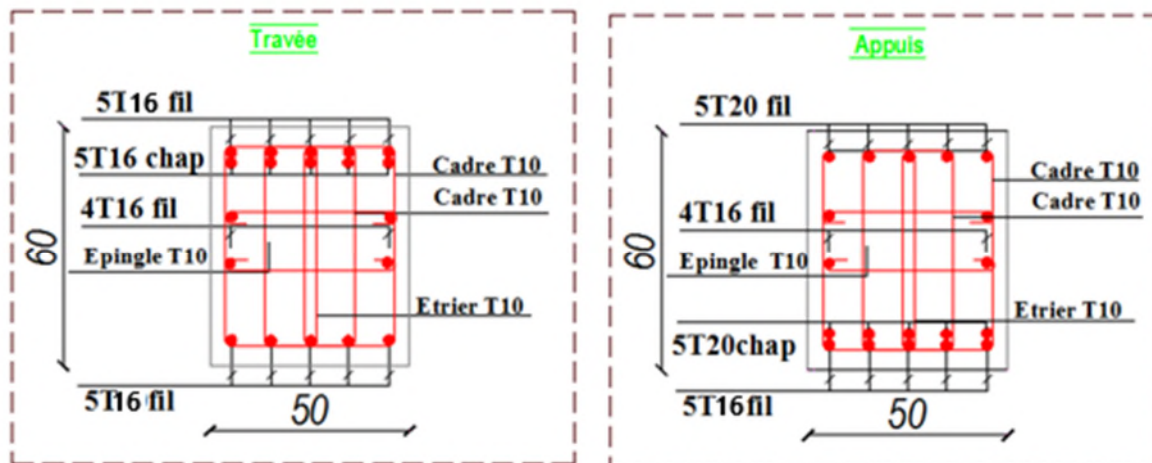


Figure.VI.9. Schéma de ferrailage des nervures sens y-y

VI.5. Etude de voile périphérique

Selon le **RPA99/2003(article,10.1.2)** les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique, Le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Une épaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures horizontales et verticales est de $0.1\%(b \times h)$.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.5.1. Caractéristiques du voile

Les voiles seront calculés comme des panneaux de dalles sur quatre appuis, le calcul se fera pour le voile (panneau) le plus sollicité, qu'est le voile de travée $L = 6 \text{ m}$ et $H = 2 \text{ m}$.

VI.5.1.1. Caractéristiques du voile plus sollicité

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hauteur : } H = 5.48 \text{ m} \\ \text{Longueur: } L = 6.15 \text{ m} \\ \text{Epaisseur: } e = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

VI.5.1.2. Caractéristiques du sol

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poids spécifique : } \gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3. \\ \text{Cohésion (sol non cohérent) : } C = 0.4 \text{ bars.} \\ \text{Angle de frottement : } \varphi = 8^\circ. \end{array} \right.$$

VI.5.2. Evaluation des charges et surcharges

➤ La poussée des terres

Pour des raisons de sécurité on néglige l'effet de la cohésion car elle crée une poussée dans le sens favorable.

$$P_{\text{ter}} = h \times \gamma_h \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow P_{\text{ter}} = 73.84 \text{ KN/m}^2.$$

➤ Surcharge Q :

$$q = 10 \text{ KN/m}^2 ; \quad \text{on trouve : } Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 7.56 \text{ KN/m}^2.$$

VI.5.3. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargées d'une contrainte moyenne.

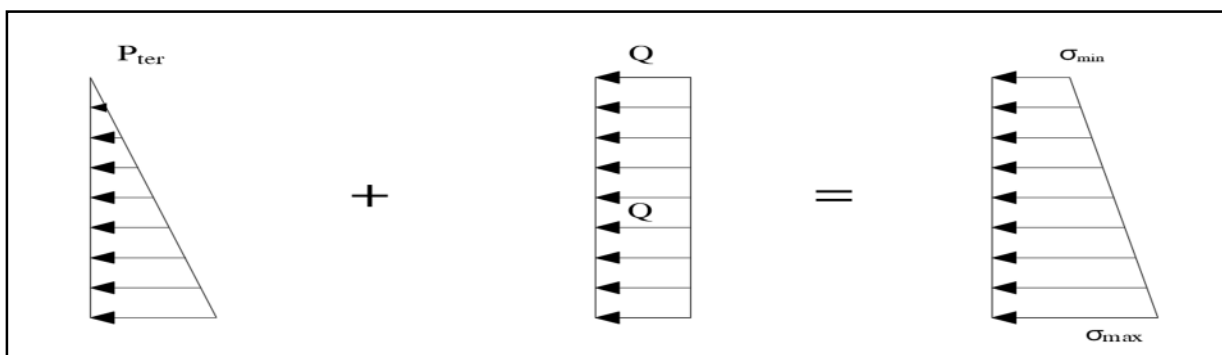


Figure VI.10. Diagramme des contraintes sur le voile.

$$\text{ELU: } \begin{cases} \sigma^{\min} = 1.5 \times 7.56 = \mathbf{11.34 \text{ KN/m}^2}. \\ \sigma^{\max} = 1.35 \times 73.84 + 1.5 \times 7.56 = \mathbf{111.02 \text{ KN/m}^2}. \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} \sigma^{\min} = Q = \mathbf{7.56 \text{ KN/m}^2}. \\ \sigma^{\max} = P_{\text{ter}} + Q = \mathbf{81.40 \text{ KN/m}^2}. \end{cases}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc la contrainte moyenne est égale à :

$$\sigma_u^{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma^{\max} + \sigma^{\min}}{4} \times 1\text{ml} = \mathbf{86.1 \text{ KN/m}}.$$

Pour le ferrailage on prend le panneau le plus sollicité dont Les caractéristiques sont :

$$\begin{cases} L_x = 5.48\text{m} ; b = 1 \text{ m}. \\ L_y = 6.15 \text{ m} ; e = 0.30 \text{ m}. \end{cases} ; \quad \rho = 0.89 > 0.4 : \text{ la dalle travaille dans deux sens}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$\text{ELU } \mu_x = 0.0466$$

$$\mu_y = 0.7635$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 120.49 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 91.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en travé**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 102.42 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 78.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis

$$M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -60.25 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de ferrailage**

Le ferrailage du voile se fait à la F.S pour une bande de (1ml) ; d = 0.27m

$$A_{\text{min}}^{\text{RPA}} = 0.1\% \times b \times h$$

Les résultats obtenus de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13. Ferrailage de voile périphérique.

Position	Sens	M (KN.m)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adopté} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	X-X	102.42	11.50	5HA10+5HA16=13.97	20
	Y-Y	78.19	11.35	5HA10+5HA16=13.97	20
Appui		-60.25	6.57	5HA14=7.70	20

VI.5.4. Vérifications nécessaires

❖ Vérifications à L'ELU

✓ Escapements

On a : FN et chargement répartie donc $\Rightarrow S_t \leq \min(2e ; 25\text{cm})$

$\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \dots$ Verifiée

$$\begin{cases} \text{Travée ... Sens xx : } A_{\text{trans}} = 3.49 \text{ cm}^2 \\ \text{Travée ... Sens yy : } A_{\text{trans}} = 3.49 \text{ cm}^2 \\ \text{Appui ... } A_{\text{trans}} = 1.93 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{\sigma_u^{\text{moy}} \times L_x}{2} = 235.91 \text{ KN.} \\ V_u^y = \frac{\sigma_u^{\text{moy}} \times L_y}{2} = 264.76 \text{ KN.} \end{cases}$$

On doit vérifie que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa.}$

$$\tau_u = \frac{264.76 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.98 \text{ Mpa} \leq 1.17 \text{ Mpa}$$

\Rightarrow Il n'est pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ Vérifications à L'ELS

$$\text{Soit : ELS: } \begin{cases} \sigma^{\text{min}} = 7.56 \text{ KN/m}^2. \\ \sigma^{\text{max}} = 34.06 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

$$\sigma_s^{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma^{\text{max}} + \sigma^{\text{min}}}{4} \times 1\text{ml} = \frac{3 \times 34.06 + 7.56}{4} \times 1\text{ml} = 27.44 \text{ KN/m.}$$

ELS

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{cases} \text{ (Annexe I)}$$

Calcul des moments isostatique :

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 44.25 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 36.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 37.61 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 31.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment aux appuis

$$\{M_a^x = -0.5 \times M_{0x} = -22.13 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des contraintes

On doit vérifier :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa (FN)}. \end{cases}$$

Les résultats obtenus de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14. Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	Sens	M _{ser} (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	Obs	σ _s ≤ σ̄ _s	Obs
Travée	X-X	37.61	8.75	92123.98	3.57 ≤ 15	vérifiée	111.76 ≤ 201.63	vérifiée
	Y-Y	31.44	8.75	92123.98	2.98 ≤ 15	vérifiée	93.43 ≥ 201.63	vérifiée
Appui		-22.13	6.83	57609.13	2.62 ≤ 15	vérifiée	116.22 ≥ 201.63	vérifiée

Ferrailage du voile périphérique

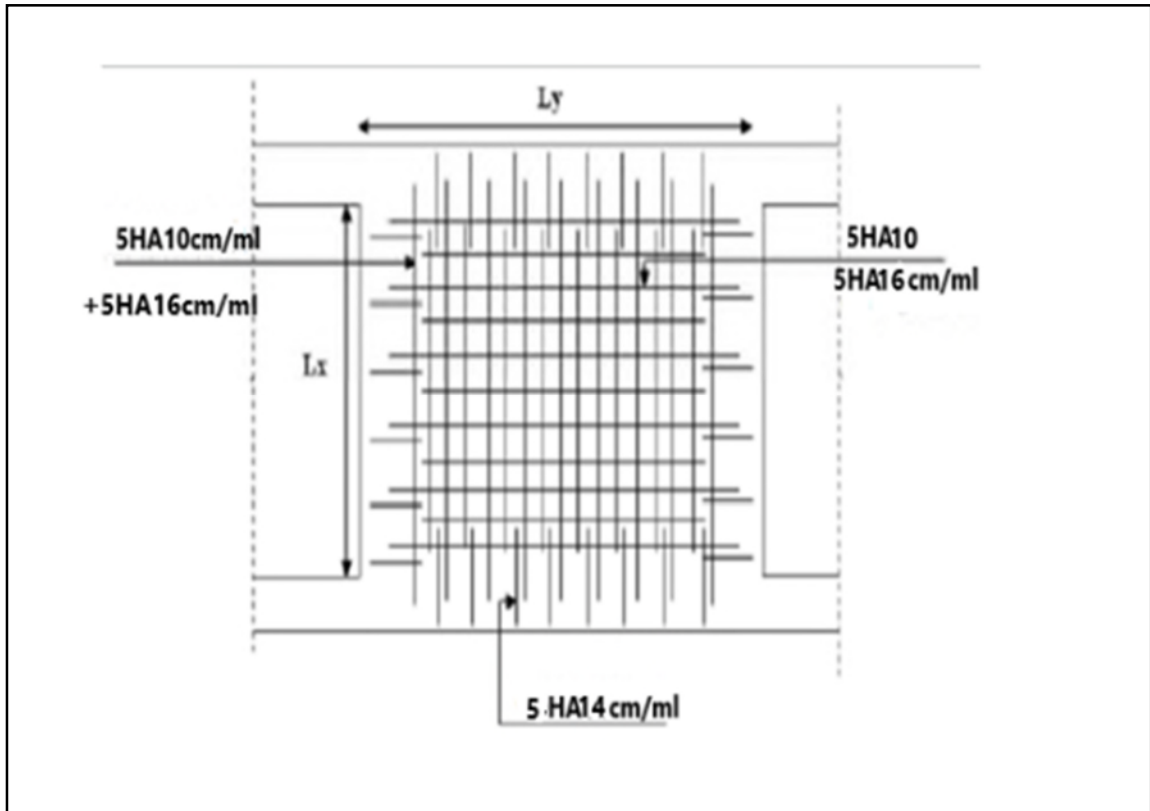


Figure VI.11. Schéma de ferrailage pour le voile périphérique

VI.6. Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Pour notre structure nous avons choisie comme fondation un radier général vue les caractéristiques mécaniques du sol et la géométrie de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté à des fondations sur radier général ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier : 30 cm

Sections des nervures ; $(b \cdot h) = (60 \cdot 60) \text{ cm}^2$.

Un voile périphérique à était prévu et calculer comme des panneaux de dalles sur quatre appuis, pour stabiliser le massif du sol de L'entre sol et de supporter les poussées des terres.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notre projet s'est effectué à base de deux critères à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagers et l'adaptation des solutions économiques.

Après avoir étudié ce projet, on a constaté quelques points :

- La bonne disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.
- La satisfaction des conditions de vérification des moments résistants en zones nodales, permet de situer le risque de formation des rotules plastiques ans les poutres et non dans les poteaux.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.

L'étude de ce projet de fin d'étude est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer et d'approfondir nos connaissances basant sur documents techniques et même d'application des règlements et ce certains méthodes, de mettre en évidence quelques principe de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectif et nous permettras d'exploiter nos connaissances dans la vie pratique.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **(CBA93)**.
- ❖ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites **(BAEL 91)**.
- ❖ Règles parasismiques algériennes **(RPA 99/ version 2003)**.
- ❖ Document technique réglementaire **(DTR)**, charges et surcharges d'exploitations.

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

ANNEXES

LES PLANS