



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de la technologie
Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du Diplôme de master en génie civil
Option : Matériaux et structures

Thème

Etude d'un bâtiment R+12+Sous sol à usage
d'habitation contreventé par un système
mixte (voile-portique)

Présenté par :

M^{elle} : OUHAMOU Ouahiba

M^{elle} : BENOURET Katia

Encadré par :

M^{me} : CHIKH Amer

MEMBRE DU JURY :

- **M^{elle} :GUENOUNOU K**
- **M^{er} :LAICHAOUI A**

Promotion 2015

Remerciements

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

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragées et soutenues durant toutes nos études.

Nous tenons aussi à remercier vivement notre promotrice M^{me} CHIKH AMER pour son encadrement sans oublier M^r madani walid pour leurs aide et leurs encouragements.

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

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

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

*A mes très chers parents pour toute L'aide qu'ils
n'ont cessé de me donnée.*

*A mes très chers frères said ,Imad, smail et en
particulier celui qui ma toujours donné la
confiance en soi et qui ma toujours encouragé
said.*

*A mes très chères sœurs louiza
,douda,razkia,sabrina*

*A ma promotrice : M^{me} « chikh amer », Qui a fait
tout son possible pour nous aider et nous orienté
dans l'élaboration de notre mémoire.*

A mon binôme katia et sa famille.

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

ouahiba.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*A mes très chers parents que Dieu Tout Puissant
les gardes en bonne santé.*

*A mes grands et petits frères (saàdi, kamel,
yanis, mouhamed)*

A toute ma famille «benouaret »

*A ma binôme «ouhamou ouahiba» .qui je lui
souhaite tout le bonheur*

*A ma promotrice : M^{me} « chikh amer », Qui a fait
tout son possible pour nous aider et nous orienté
dans l'élaboration de notre mémoire.*

A tous mes amis en particulier (nadir, fatima)

*A toutes les personnes qui ont contribué de près
ou de loin à la réalisation de ce travail.*

Katia.

SOMMAIRES

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3. Caractéristiques de la structure.....	1
I.4. Description structurale.....	2
I.5. Règlements et normes utilisés.....	2
I.6. Notion d'état limite.....	2
I.7. Actions et sollicitations.....	3
I.8. Caractéristique des matériaux	6

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

I.1. Introduction.....	10
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	10
II.2.a. Les plancher.....	10
II.2.b. Les escaliers	14
II.2.c. L'acrotère.....	18
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux.....	18
II.3.a. Les poutres	18
II.3.b. Les voiles.....	20
II.3.c. Les poteaux.....	21

II.4.Evaluations des charges et surcharges	21
II.4.a. Evaluations des charges et surcharges sur les planches	21
II .4.b Evaluations des charges et surcharges sur les escaliers.....	23
II4.c. Evaluations des charges et surcharges des murs extérieure et intérieurs.....	25
II.5. Pré dimensionnement des poteaux.....	25
II.6. Descente de charge.....	26

Chapitre III : Etudes des éléments secondaires

III.1.Calcul des planchers	42
III.2. Dalles pleines	70
III.3.Etude des escaliers	86
III.4. Etude de la poutre paliere.....	92
III.5.Etude de l'acrotère.....	96
III.6.Etude de l'ascenseur	101
III.7.Etude des poutres de chainages.....	109

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction.....	112
IV.2.Objectifs et exigences.....	112
IV.3. Méthodes de calcul.....	112
IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes.....	117
IV.5. Modalisation et résultats.....	117
IV.6. Conclusion.....	127

Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

V.1. Introduction.....	128
V.2. Etude des poteaux.....	128
V.3. Etude des poutres.....	141
V.4 Vérification des zones nodales.....	147
V.5. Etude des voiles.....	149
V.6.Conclusion.....	164

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction.....	165
VI.2.Choix du type des fondations.....	165
VI.3. Combinaisons d'actions à considérer	165
VI.4.Radier général.....	166
VI.5.voile périphérique.....	180

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

LISTES DES FIGURES

Figure I.1. Diagramme contraint – déformation du béton	7
Figure I.2. Diagramme contraint – déformation pour les aciers.....	8
Figure II.1. Le schéma de la disposition des poutrelles pour le sous-sol.....	10
Figure II.2. Le schéma de la disposition des poutrelles pour les étages courants.....	11
Figure II.3. Le schéma de la disposition des poutrelles pour les duplex.....	11
Figure II.4. Coupe transversale d'une poutrelle.....	12
Figure II.5. Dalle sur deux appuis	13
Figure II.6. Dalle sur trois appuis.....	14
Figure II.7. Dalle sur quatre appuis	14
Figure II.8. schéma statique de la première volée.....	15
Figure II.9. Schéma statique de la deuxième volée.....	16
Figure II.10. coupe de l'acrotère.....	18
Figure II.11. Coupe de voile en élévation.....	20
Figure II.12. Surface afférent du poteau p_1 au niveaux des étages 1-11	27
Figure II.13. Surface afférent du poteau p_1 au niveaux de la terrasse inaccessible	27
Figure II.14. Surface afférent du poteau p_2 au niveaux des étages RDC-11.....	31
Figure II.15. Surface afférent du poteau p_2 au niveaux de l'étages 12.....	31
Figure II.16. Surface afférent du poteau p_2 au niveaux de terrasse.....	32
Figure II.17. Section brute.....	40
Figure III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....	43
Figure III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.....	43
Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....	44

Figure III.4. . Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées	44
Figure III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	70
Figure III.6. Panneau de dalle sur deux appuis	71
Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis	74
Figure III.8. Panneau de dalle sur trois appuis	74
Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis	79
Figure III.10. Panneau de dalle sur quatre appuis	80
Figure III.11. Section de la dalle pleine à ferrillé.....	80
Figure III.12. Schéma de ferrailage de la dalle pleine autour de l'ascenseur	85
Figure III.13. Schéma de l'escalier	86
Figure III.14. Schéma de ferrailage de l'escalier.....	92
Figure III.15. Schéma statique de la poutre palière.....	92
Figure III.16. Section creuse équivalente.....	94
Figure III.17. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	96
Figure III.18. Coupe transversale de l'acrotère.....	96
Figure III.19. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	101
Figure III.20. Cage de l'ascenseur	102
Figure III.21. Schéma représentant la surface d'impact.....	102
Figure III.22. Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie.....	106
Figure III. 23. ferrailage de la poutre de chaînage	109
Figure IV.1. Disposition des voiles.....	118
Figure IV.2. Mode 1, Translation suivant l'axe y-y.....	119
Figure IV.3. Mode 2, Translation suivant l'axe x-x.....	120
Figure IV.4. Mode 3, Rotation suivant l'axe z-z.....	120

Figure V.1. Zone nodale.....	129
Figure V.2. Section du poteau à étudier.....	132
Figure V.3. Section d'un poteau.....	137
Figure V.4. Schéma de ferrailage de voiles RDC.....	137
Figure VI.1. Schéma de rupture de dalle de radier.....	170
Figure VI.2. Schéma de ferrailage de radier.	173
Figure VI.3. Section à ferrailer.....	176
Figure VI.4. Schéma de ferrailage des nervures	180
Figure VI.5. Répartition des contraintes sur le voile.....	181
Figure VI.6. Schéma de ferrailage de voile périphérique.	186

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1. Evaluation des charges et surcharge sur le plancher terrasse.....	21
Tableau II.2. Evaluation des charges et surcharge sur le plancher courant.....	22
Tableau II.3. Evaluation des charges et surcharge des plancher à dalle pleine.....	23
Tableau II.4. Evaluation des charges et surcharge des paliers	23
Tableau II.5 Evaluation des charges et surcharge des volées.....	24
Tableau II.6. Evaluation des charges et surcharge des murs extérieurs et intérieurs.....	25
Tableau II.7. Le calcul des surfaces pour chaque niveau	27
Tableau II.8. Evaluation des charges pour le poteau p_1	28
Tableau II.9. La loi de dégression pour le poteau p_1	28
Tableau II.10. Evaluation des charges G pour le poteau p_1	29
Tableau II.11. Le calcul des surfaces pour chaque niveau.....	32
Tableau II.12. Evaluation des surcharges Q pour le poteau p_1	33
Tableau II.13. .La loi de dégression pour le poteau p_2	33
Tableau II.14. . Evaluation des charges G pour le poteau p_2	34
Tableau II.15. L'effort normal ultime N_u dans chaque niveau.....	38
Tableau II.16. Vérification de la résistance (compression simple)	39
Tableau II.17. . Vérification au flambement.....	41
Tableau III.1. Les types de poutrelle dans le RDC.....	46
Tableau III.2. Les types de poutrelle dans l'étage courant.....	46
Tableau III.3. Les types de poutrelle dans la terrasse	47
Tableau III.4. Combinaison d'action.....	48
Tableau III.5. Calcul des moments isostatiques.....	49
Tableau III.6. Sollicitations à L'ELU des poutrelles du plancher étage courant (RDC)	53
Tableau III.7. Sollicitations à L'ELS des poutrelles du plancher étage courant (RDC).....	53
Tableau III.8. Sollicitations à L'ELU des poutrelles du plancher étage courant (RDC)	54
Tableau III.9. Sollicitations à L'ELS des poutrelles du plancher étage courant (RDC).....	54

Tableau III.10.	Sollicitations à L'ELU des poutrelles du plancher étage courant (RDC)...	54
Tableau III.11.	Sollicitations à L'ELS des poutrelles du plancher étage courant (RDC)...	54
Tableau III.12.	Sollicitations à L'ELU des poutrelles du plancher étage courant (RDC)...	54
Tableau III.13.	Sollicitations à L'ELS des poutrelles du plancher étage courant (RDC)...	54
Tableau III.14.	Sollicitations à L'ELU des poutrelles du plancher étage courant.....	55
Tableau III.15.	Sollicitations à L'ELS des poutrelles du plancher étage courant.....	55
Tableau III.16.	Sollicitations à L'ELU des poutrelles du plancher étage courant.....	55
Tableau III.17.	Sollicitations à L'ELS des poutrelles du plancher étage courant.....	55
Tableau III.18.	Sollicitations à L'ELU des poutrelles du plancher étage courant.....	55
Tableau III.19.	Sollicitations à L'ELS des poutrelles du plancher étage courant.....	55
Tableau III.20.	Sollicitations à L'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	56
Tableau III. 21.	Sollicitations à L'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	56
Tableau III. 22.	Sollicitations à L'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	56
Tableau III. 23.	Sollicitations à L'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	56
Tableau III. 24.	Le calcul du ferrailage à L'ELU dans le plancher étage courant	66
Tableau III. 25.	Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant	67
Tableau III. 26.	Le calcul du ferrailage à L'ELU dans le plancher terrasse inaccessible	67
Tableau III. 27.	Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible.....	67
Tableau III. 28.	Le ferrailage des différentes poutrelles	68
Tableau III. 29.	Schéma de ferrailage des différents poutrelles	69
Tableau III. 30.	Résultats de ferrailage de la dalle	72
Tableau III. 31.	Vérification de la flèche à L'ELS.....	78
Tableau III. 32.	Calcul de ferrailage du panneau sur 4 appuis.....	82
Tableau III. 33.	Vérification de la contrainte de compression dans le béton.....	83
Tableau III. 34.	Vérification de la flèche à L'ELS.....	84
Tableau III. 35.	Les sollicitations d'escalier.....	88
Tableau III. 36.	Ferrailage d'escalier.....	89
Tableau III. 37.	Calcul des sollicitations à L'ELS.....	90
Tableau III. 38.	Etat limite de compression du béton.....	90

Tableau III. 39. Vérification de la flèche à L'ELS.....	90
Tableau III. 40. Calcul d'armature longitudinale de la poutre palière.....	93
Tableau III. 41. Vérification des contraintes dans le béton	95
Tableau III. 42. Charge permanente revenant à l'acrotère	97
Tableau III. 43. Combinaison d'action de l'acrotère.....	98
Tableau III. 44. Ferrailage de la dalle de la salle des machines.....	104
Tableau III. 45. Vérification des contraintes	105
Tableau III. 46. Calcul des armatures principales	107
Tableau IV. 1. Valeurs des pénalités P_q	113
Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	118
Tableau IV.3. Vérification sous charges verticales.....	121
Tableau IV.4. Vérification sous charges horizontales dans le sens x-x	122
Tableau IV.5. Vérification sous charges horizontales dans le sens y-y	123
Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit	124
Tableau IV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	124
Tableau IV.8. Vérification des déplacements.....	125
Tableau IV.9. Vérification des effets (P- Δ)	126
Tableau V.1. Armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003.....	129
Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux.....	131
Tableau V.3. Ferrailage des poteaux.....	134
Tableau V.4. Les Armatures transversales dans les poteaux.....	135
Tableau V.5. Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.....	137
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton.....	138
Tableau V.7. Vérification des contraintes tangentielles.....	139
Tableau V.8. Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau.....	140
Tableau V.9: les sollicitations maximales.....	142

Tableau V.10. Résultats de calculs de ferrailages des poutres.....	142
Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielle.....	145
Tableau V.12: Vérification de l'état limite de compression.....	145
Tableau V.13 : Vérification -des conditions de la flèche	147
Tableau V.14 : schéma de ferrailage des poutres.....	147
Tableau V.15. Vérification de la zone nodale.....	148
Tableaux V.16 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x1} = 1.00$ m.....	151
Tableaux V.17 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x2} = 3.00$ m.....	151
Tableaux V.18 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x3} = 3.20$ m.....	152
Tableaux V.19: Sollicitation maximale dans le voile $V_{y1} = 4.35$ m.....	152
Tableaux V.20 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{y2} = 4.9$ m.....	153
Tableaux V.21 : Sollicitation maximale dans le voile $V_2 = 4$ m.....	153
Tableau V.22: Ferrailage du voile V_{x1}	158
Tableau V.23 : Ferrailage du voile V_{x2}	158
Tableau V.24 : Ferrailage du voile V_{x3}	159
Tableau V.25: Ferrailage du voile V_{y1}	160
Tableau V.26 : Ferrailage du voile V_{y2}	161
Tableau V.27 : Ferrailage du voile V_{y2}	163
Tableau VI.1. Section des armatures du radier.....	171
Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	172
Tableau VI.3. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal.....	175
Tableau VI.4. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.....	175
Tableau VI.5. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X)	176
Tableau VI.6. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y).....	177
Tableau VI.7. Vérification de l'effort tranchant.....	177
Tableau VI.8. Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	178
Tableau VI.9. Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	178
Tableau VI.10. Section des armatures du voile périphérique.....	182
Tableau VI.11. Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	185
Tableau VI.12. Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	185

INDEXE

Notations :

La signification des notions est suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

N : force de compression en général.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'age j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

f_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j=28j.

g : Densité des charges permanentes.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

D : profondeur d'encastrement de la fondation.

q_u : Contrainte de rupture.

q_a : Contrainte admissible du sol.

Q_{pu} : Charge limite de pointe.

Q_{Su} : Charge limite de frottement latérale.

C : cohésion du sol

γ: poids volumique

. N_C, N_γ, N_q sont des paramètre sans dimension dépendant de γ ,ils sont donnes par letableau de l'article 3.31(DTR-BC2.331).

INTRODUCTION GENERALE

Afin de rationaliser l'espace, il fallait abandonner les constructions traditionnelles au profit des bâtiments multi-étages, ce qui permettait de trouver un abri à un plus grand nombre d'habitants sur un plus petit espace, cela a été possible grâce aux techniques de construction moderne telle la construction métallique et le béton armé. Les constructions, de plus en plus hautes, sont soumises à des charges plus importantes. La charge accidentelle due au séisme est la plus pénalisante.

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

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (parking + habitations) en R+12+sous sol.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93)

Nous avons structuré notre étude en six chapitres. Dans le premier chapitre on a donné un bref résumé sur le règlement de calcul des structures en BA. Le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement de notre structure tels que les planchers, les poutres, les poteaux les dalles pleines. Dans le troisième chapitre, nous avons calculé et ferrillé les éléments secondaires. Nous avons fait par la suite, en chapitre quatre l'étude sismique ou on a modélisé notre structure avec le logiciel sap2000 version 14.2.2. L'étude des éléments structuraux fait l'objet du chapitre cinq. Enfin nous avons choisi et calculé les fondations en fonction des caractéristiques du site et de la structure.

I.1.Introduction :

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable ainsi que la présentation des différentes sollicitations et états limites de l'ouvrage, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+12+sous-sol) implanté dans la ville de **Bejaïa** (Tala Markha) classée comme une zone de moyenne sismicité, zone **IIa** (RPA99 version 2003).

Cette structure est destinée à un usage multiple parking au sous-sol et logements d'habitation aux autres niveaux, classé dans le groupe d'usage **2** selon la classification du RPA 99

(Article 3.2).

I.3. Caractéristiques de la structure :

I.3.1. Caractéristiques géométriques:

- **sous sol :**

{	Largeur en plan.....	22.85 m.
	Longueur en plan.....	29.46 m.

- **Les autres niveaux :**

{	Largeur en plan.....	17.35m.
	Longueur en plan.....	27.85m.

Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère).....**39.44 m.**

Hauteur de sous- sol (parking).....**3.06m.**

Hauteur de RDC et étages courants.....**3.06m.**

Hauteur du duplex 1et2**2.89m.**

I.4. Description structurale :

- **Les planchers** : sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.
- **Les escaliers** : sont réalisées en béton armé, coulés sur place.
- **Les murs extérieurs** : sont en double cloison de 30 cm d'épaisseur, réalisés en brique creuse de (15 et 10) cm séparé par une lame d'air de 5 cm.
- **Les murs intérieurs** : sont réalisés en simple cloisons de briques de 10 cm, leurs fonctions principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.
- **L'acrotère** : est réalisé en béton armé.
- **L'infrastructure** : elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :
 1. transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
 2. limiter les tassements.
 3. réaliser l'encastrement de la structure à la base.

I.5. Règlements et normes utilisés : Les règlements et normes utilisés sont :

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

I.6. Notion d'état limite :

I.6.1. Définition :

C'est un état pour lequel une condition de sécurité d'une structure ou l'un de ses éléments est strictement vérifiée. Au delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour les quelles a été conçu. L'article A.1.2 du BAEL91 précise :

« Qu'un Etat Limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou l'un de ses composants est strictement satisfaite, et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action ».

On distingue deux états limites :

- ELU (Etat Limite Ultime).
- ELS (Etat Limite de Service).

❖ **Etat limite ultime :**

Il s'agit d'un état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage.

Ils correspondent à la limite: de l'équilibre statique, de résistance pour les matériaux constitutifs, et de stabilité de forme.

❖ **Etat limite de service :**

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

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

I.7. Actions et sollicitations :

I.7.1. Les actions :

I.7.1.1. Définitions :

Les actions sont des forces ou des couples de force directement appliqués sur la construction. Elles peuvent aussi provenir des déformations imposées aux structures telles que les dilatations, les tassements d'appuis, les retraits..., elles proviennent donc :

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

I.7.1.2. Valeurs caractéristiques des actions :

❖ Les actions permanentes (G) :

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

- Le poids propre de la structure.
- Poids des revêtements, murs, Cloisons.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

❖ Les actions variables (Q) :

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

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les charges appliquées en cours d'exécution.
- Les effets thermiques.

❖ Les actions accidentelles :

Ce sont celles provenant du phénomène qui se produit rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.

I.7.2. Les sollicitations :

Les sollicitations de calcul sont des moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions. On note par :

G_{max} : ensembles des actions permanentes défavorables.

G_{min} : ensembles des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

a. Sollicitations vis-à-vis de l'ELU :

❖ **Situation durable ou transitoire:**

Combinaisons fondamentales :

Lors des situations durables ou les situations transitoires fréquentes aux cours desquelles il ya l'action permanente, une action variable principale et plusieurs actions d'accompagnement, nous considérons :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q_1} + \sum 1,3\psi_{0i} Q_i \dots \dots \dots (1)$$

$\gamma_{Q_1} = 1.5$ dans le cas général;

$\gamma_{Q_1} = 1.5$ pour l'effet de la température ou pour les cas des bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine.

ψ_{0i} : coefficient relatif aux charges d'exploitations et aux actions climatiques ($\psi_{0i} \leq 1$).

❖ **Situations accidentelles :**

Combinaison accidentelle :

Les situations accidentelles sont considérées avec une faible probabilité de se réaliser.

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \dots \dots \dots (2)$$

F_A : Valeur nominale de l'action sismique ;

$\psi_{1i} Q_1$: valeur fréquente d'une action variable ;

$\psi_{2i} Q_i$: valeur quasi-permanente d'une autre action variable ;

ψ_{1i} , ψ_{2i} : coefficient relatif aux charges d'exploitation et aux actions climatiques ;

b. Sollicitations vis-à-vis de l'EL S:

La combinaison d'action est la suivante :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i \dots \dots \dots (3)$$

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement

$\psi_{0i} = 0,77 \rightarrow$ vent, neige

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

c. Combinaisons de calcul :

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

❖ Situations durables : à ELU: $1,35G+1,5Q$

A ELS : $G+Q$

❖ Situations accidentelles : $G+Q+E$

$0.8G+E$

I.8. Caractéristiques des matériaux :

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux à savoir : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (**RPA99/2003**) ainsi que aux règles de **béton** armé aux états limite. (**BAEL 91 modifié 99**).

I.8.1. Le béton :

Le béton est un matériau constitué d'un mélange de ciment, des granulats (sable et gravier) et d'eau, il est caractérisé, du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours.

Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles **BAEL 91** et le **RPA99** modifié en **2003**.

Ses principales caractéristiques sont :

- Une bonne résistance en compression simple.
- Une mauvaise résistance en traction.

❖ **Résistances caractéristiques du béton :**

Résistance caractéristique en compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, dite valeur caractéristique requise. Elle est notée f_{c28} et choisie en fonction des conditions de fabrication du béton, de la classe du ciment utilisé et de son dosage par m^3 .

La résistance à la compression est mesurée par la compression axiale du cylindre droit de 16 cm de diamètre, et de 200 cm^2 de section, et d'une hauteur qui est le double de son diamètre (32 cm).

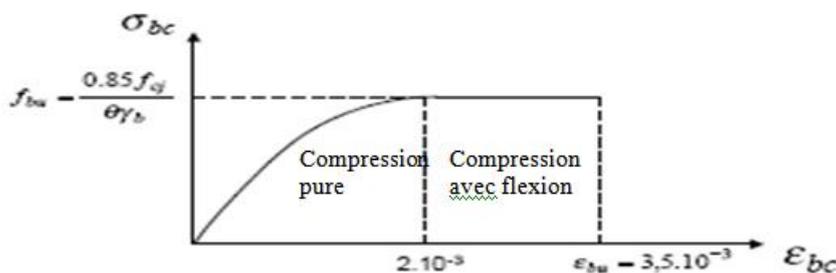


Figure I.1. Diagramme contrainte- déformation du béton.

f_{bu} : est la valeur de calcul de la contrainte du béton.

$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \epsilon_{bc}) & \text{si } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2^0/00 \\ 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b & \text{si } 2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5^0/00 \end{cases}$$

Le coefficient θ dépend de la durée d'application des charges :

$$\theta = \begin{cases} 1 \dots \text{si durée} > 24h \\ 0.9 \dots \text{si } 1h > \text{durée} < 24h \\ 0.8 \dots \text{si } h < 1h \end{cases}$$

γ_b est le coefficient de sécurité.

I.8.2.L'acier:

Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence $f_e \leq 500$ MPA et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

La résistance à la traction f_{ij} :

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

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

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

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Diagramme des contraintes déformations pour les aciers :

Le diagramme se compose de deux parties :

- Droite de Hook ($\sigma = E_s \epsilon$) de pente $E=2 \cdot 10^5$ MPA indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10% (déformation maximale).

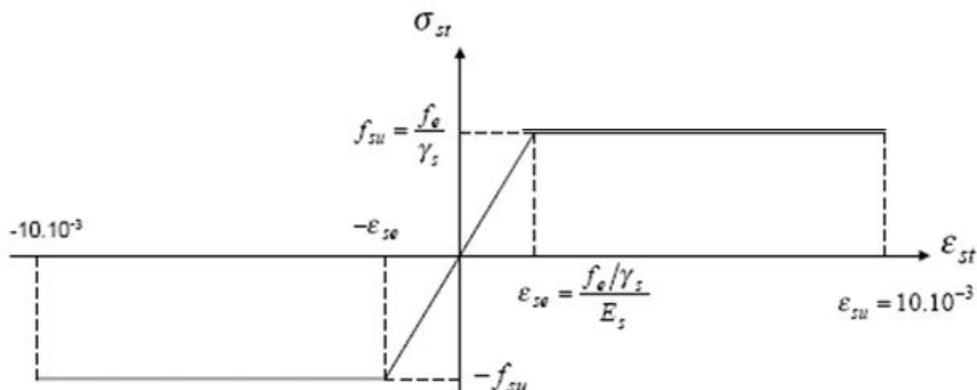


Figure II.2. diagramme contraintes déformation pour les aciers.

La valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie f_{su} est définie par :

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$$

- σ_s est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.

- γ_s est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{(cas courants).} \\ 1 & \text{(combinaisons accidentelles).} \end{cases}$$

II.1.Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments constituant notre bâtiment conformément aux règlements et normes en vigueur à savoir : BAEL91, RPA99 /version 2003 et le CBA93.

II.2.Pré-dimensionnement des éléments secondaires :

Les éléments non structuraux sont ceux qui ne participent pas au contreventement de la structure.

II.2.a. Les planchers :

II.2.a.1. Les plancher a corps creux :

➤ Sens de disposition des poutrelles :

Le choix du sens de disposition se fait par rapport aux critères suivants :

- Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche ;
- Le critère de continuité (le maximum d'appuis) pour soulager les travées.

Pour notre projet la disposition est effectuée comme indiqué sur les figures II.1, II.2, II.3

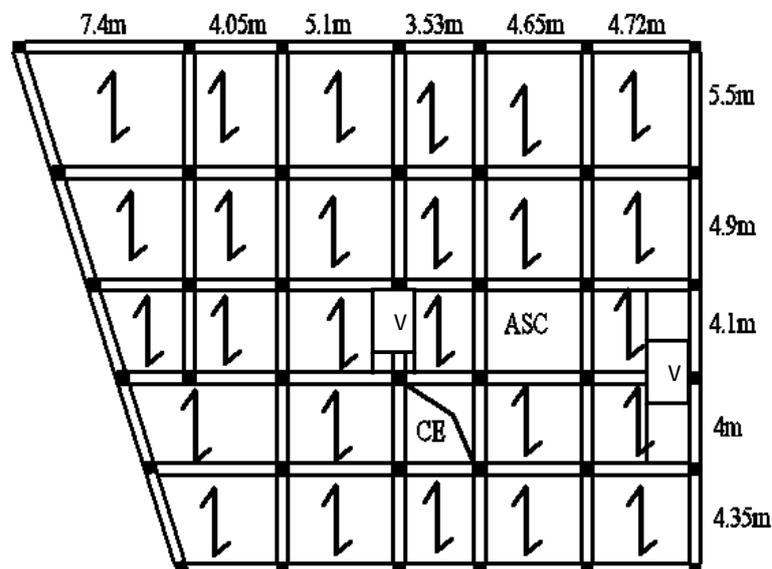


Figure II.1. Le Schéma de la disposition des poutrelles pour le sous sol.

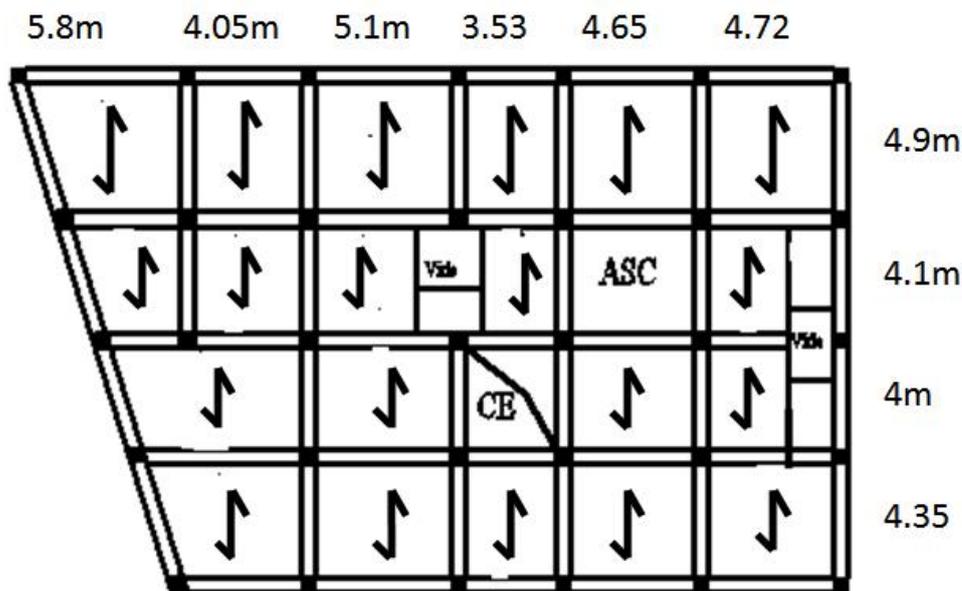


Figure II.2. Le Schéma de la disposition des poutrelles pour les étages courants.

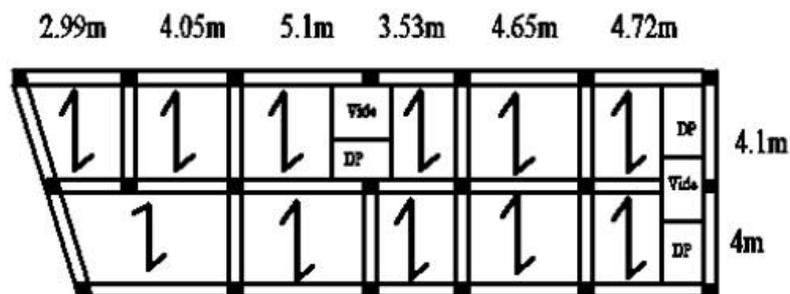


Figure II.3. Le Schéma de la disposition des poutrelles pour la terrasse inaccessible.

➤ **Hauteur du plancher :**

Selon le CBA93 (Article B.6.8.4.2.4), la hauteur totale du plancher est déterminée à partir de

l'expression $h \geq \frac{L_{max}}{22.5}$.

Avec :

L_{max} : travée maximal entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Si on suppose des poutres de largeur $b = 40$ cm.

Alors :

$L_{max} = 550 - 40 = 510$ cm (pour le RDC) $\rightarrow h = \frac{510}{22.5} = 22.66$ cm.

On adoptera donc des planchers à corps creux avec une hauteur de 25 cm.

- { 20 cm : hauteur de corps creux.
- { 5 cm : hauteur de la dalle de compression.

$$L_{\max} = 490 - 40 = 450 \text{ cm (pour l'étage courant)} \rightarrow h = \frac{450}{22.5} = 20 \text{ cm.}$$

On adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de **20 cm**.

$$\begin{cases} 16\text{cm} : \text{hauteur du corps creux.} \\ 4\text{cm} : \text{hauteur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

Les poutrelles sont calculés en section en T (solidaire à la dalle de compression) (figure II .2)

b : la largeur de la de compression effective. Elle donnée la formule suivant :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min \left[\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right]$$

Avec :

b_0 : largeur de la nervure. On prend

$$b_0 = 12 \text{ cm.}$$

L_x : distance entre nus des deux poutrelles.

Si l'entre axe des poutrelles = 65 cm

$$\text{Alors : } L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

L_y : la longueur minimale d'une travée entre nus d'appuis dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$L_y = 400 - 40 = 360 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } L_x = 53 \text{ cm, } L_y = 36 \text{ cm.}$$

$$\frac{b - 12}{2} \leq \min \left[\frac{53}{2} ; \frac{360}{10} \right] = \min [26.5 ; 36]$$

$$b \leq (2 \times 26.5) + 12 = 65 \text{ cm.}$$

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

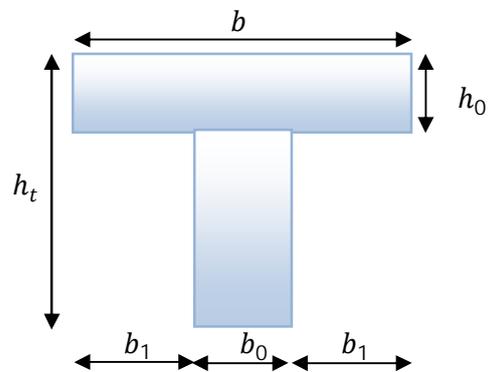


Figure II.4. Coupe transversale d'une poutrelle

II.2.a.2.Dalle planes :

Ce sont des planches totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

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

- **Critère de résistance :**

Pour une dalle sur un seul ou deux appuis $\rightarrow e \geq \frac{lx}{20}$.

Pour une dalle sur 4 appuis avec $\rho \leq 0.4$ $\rightarrow \frac{lx}{35} \leq e \leq \frac{lx}{30}$

Pour une dalle sur 3 appuis et 4 appuis avec $\rho \geq 0.4$ $\rightarrow \frac{lx}{45} \leq e \leq \frac{lx}{40}$

- **Coupe - feu :**

Pour un heur de coupe-feu $\rightarrow e \geq 7$ cm

Pour deux heurs de coupe-feu $\rightarrow e \geq 11$ cm

Pour quatre heurs de coupe-feu $\rightarrow e \geq 14$ cm

Dans notre bâtiment, plusieurs types des dalles pleins se présentent, et pour le pré dimensionnement de l'épaisseur on prend les cas les plus défavorables.

- **Dalle sur deux appuis :**

$L_x = 1.3$ m, $L_y = 4.18$ m

$$\frac{130}{35} \leq e \leq \frac{130}{30} \rightarrow 3.71 \leq e \leq 4.33 \text{cm}$$

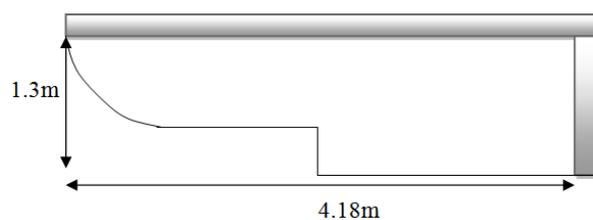


Figure II.5.Dalle sur deux appuis

- **Dalle sur trois appuis :**

$L_x = 1.36 \text{ m}$, $L_y = 3 \text{ m}$.

$$\frac{136}{45} \leq e \leq \frac{136}{40}$$

$$3.02 \text{ cm} \leq e \leq 3.4 \text{ cm}$$

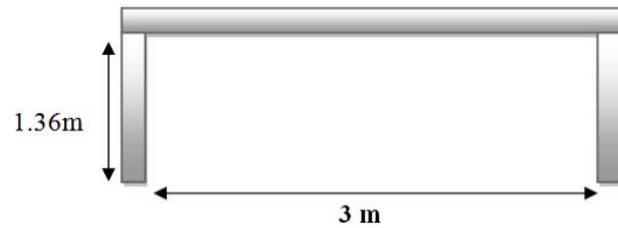


Figure II.6.Dalle sur trois appuis.

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

$L_x = 1.58 \text{ m}$, $L_y = 1.71 \text{ m}$.

$$\frac{158}{45} \leq e \leq \frac{158}{40}$$

$$3.51 \text{ cm} \leq e \leq 3.95 \text{ cm}$$

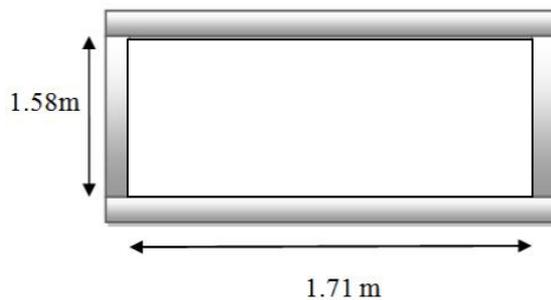


Figure II.7.Dalle sur quatre appuis.

Finalement, l'épaisseur à retenir pour les trois types de dalle est : $e = 12 \text{ cm}$.

II. 2 .b. Les escaliers :

L'escalier est un élément en béton armé conçu sur place. Il est constitué d'une succession de marche permettant le passage d'un niveau à un autre (figure II.6) donne les différents éléments d'un escalier.

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

- La hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- La largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches, on utilise la formule de « **Blondel** » qui est donnée par :

$$0.59 \text{ m} \leq g + 2h \leq 0.66 \text{ m} \quad \dots\dots(1)$$

$$\text{On prend: } g + 2h = 64 \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{Or: } g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

n : Nombre de contre marches.

$n-1$: Nombre de marches.

Dans notre projet on a deux types d'escalier :

- **Type 1** : Escalier à deux volées .
- Pour tout les niveaux:

Volée1 :

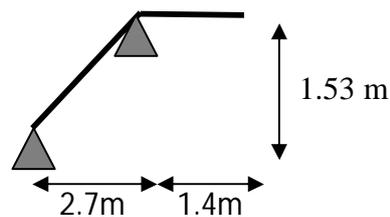


Figure II.8. Schéma statique de la 1^{ère} volée.

- **Epaisseur de la paillasse (e) :**

La longueur développée est : $L = L_v$

L_v : longueur de volée.

L_p : longueur du palier de départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

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

$$L = \sqrt{2.7^2 + 1.53^2} = 3.10\text{m.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{310}{30} \leq e \leq \frac{310}{20} \rightarrow 10.33 \leq e \leq 15.5 \text{ cm.}$$

La console (dalle sur un seul appui) :

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

$$e \geq \frac{140}{20} \rightarrow e \geq 7 \text{ cm.}$$

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

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

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

On a : $L_0 = 270 \text{ cm} ; H = 153 \text{ cm.}$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 270)n + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 640n + 306 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marches est : $n = 10$.

Le nombre de marches est : $n - 1 = 9$.

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \rightarrow g = \frac{270}{9} = 30 \rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \rightarrow h = \frac{153}{10} = 15.3 \rightarrow h = 15.3 \text{ cm.}$$

Volée 2 :

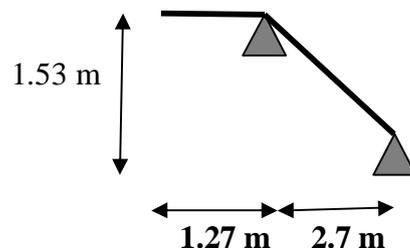


Figure II.9.schéma statique de la 2^{ème} volée.

- **Epaisseur de la paillasse (e) :**

$$L = \sqrt{2.7^2 + 1.53^2} + 1.27 = 4.37\text{m.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \rightarrow \quad \frac{437}{30} \leq e \leq \frac{437}{20} \quad \rightarrow 14.56 \leq e \leq 21.85 \text{ cm.}$$

La console :

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

$$e \geq \frac{140}{20} \rightarrow e \geq 7 \text{ cm.}$$

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

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

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

De la même manière on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 10.**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 9.**

- **Type 2 :** Escalier en bois (duplexes).

Pour les duplexes nous avons opté pour des escaliers en bois, et en vue de leur légèreté et leurs poids qui est négligeable devant celui du béton on prendra les dimensions directement du plan d'architecture.

II.2.c. L'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse.

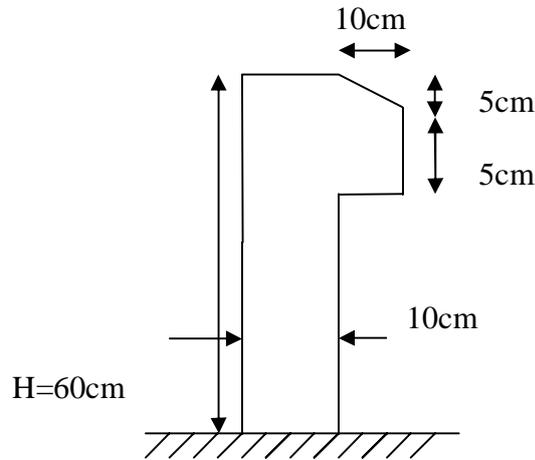


Figure II.10. Coupe de l'acrotère.

Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Sa surface est:

$$S_{acr} = (20 \cdot 60) - \left[(50 \cdot 10) + \left(\frac{10 \cdot 5}{2} \right) \right] = 0.0675 \text{ m}^2.$$

II.3. Pré-dimensionnement des éléments principaux :**II.3.a. Les poutres :**

Ce sont des éléments porteurs en béton armé coulé sur place, dont la portée est prise entre nus d'appuis, dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges venues des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). on distingue deux types :

- Poutres principales ;
- Poutres secondaires.

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

II.3.a.1. Les poutres principales : elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

Le pré-dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots \text{(BAEL 91).}$$

- h : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis

D'où:

$$L_{\max} = 580 - 40 = 540 \text{ cm.}$$

$$L_{\max} = 540 \text{ cm.} \Rightarrow 36 \text{ cm} \leq h \leq 54 \text{ cm}$$

On prend : **$h = 45 \text{ cm}$**

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

 **Vérification :**

Le **RPA99** exige d'effectuer les vérifications suivantes:

- $b \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = \frac{45}{40} = 1.125 < 4$ condition vérifiée.

II.3.a.2. Les poutres secondaires : elles sont parallèles aux poutrelles.

$$L_{\max} = 490 - 40 = 450 \text{ cm.}$$

$$30 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm.}$$

On prend: **$h = 40 \text{ cm}$**

$$\mathbf{b = 35 \text{ cm}}$$

Ces dimensions vérifient les conditions du **RPA**.

On adopte alors les dimensions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales : } b \times h = (40, 45) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires : } b \times h = (35, 40) \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

II.3.b. Les voiles :

Éléments de contreventement verticaux minces et continus, généralement en béton armé. L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$e \geq 15 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

$$e \geq h_e / 20 \dots \dots \dots (2). \quad \text{RPA (article 7.7.1)}$$

$$L \geq 4 e \dots \dots \dots (3).$$

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

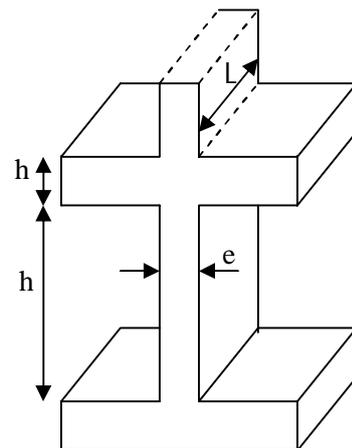


Figure II.11. Coupe de voile en élévation.

Comme les voiles sont en contact en partie supérieure et inférieure avec des poutres alors :

$$h_e = h - h_{\text{poutre}}$$

Comme la hauteur d'étage est constante $h = 3.06 \text{ m}$ pour les niveaux (sous sol et RDC -10^{ème})

$$.h_e = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m}.$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \quad \rightarrow \quad e \geq 13.3 \text{ cm}$$

Pour les duplex $h = 2.89 \text{ m}$:

$$h_e = 2.89 - 0.4 = 2.49 \text{ m}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow e \geq 12.45 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur : **e = 15 cm.**

II.3.c. les poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou 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 **RPA 99 version 2003**.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du **RPA 99**.

II.4. Evaluation des charges et surcharges :

II.4.a. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :

II.4.a.1. plancher terrasse accessible et inaccessible :

Tableau II.1. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » sur le plancher terrasse.

Plancher	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible Corps creux (16+4)	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	Etanchéité multicouches	6ss	0.02	0.12	
	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	/	5.75	1

II.4.a.2. Plancher courant :

Tableau II.2. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » sur les planchers courants.

Plancher	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Plancher courant (16+4)	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5
	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	Enduit du plâtre	14	0.02	0.28	
	Cloison de distribution	10	0.1	1	
Total	/	/	/	5.33	1.5
Plancher courant (20+5)	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5
	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	Plancher à corps creux (20+5)	/	0.02	3.55	
	Enduit du plâtre	14	0.02	0.28	
	Cloison de distribution	10	0.1	1	
Total	/	/	/	6.03	1.5

II.4.a.3. Plancher à dalle pleine:

Tableau II.3. Evaluation des charges « G » et surcharge « Q » des planchers à dalle pleine.

Plancher	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Dalle pleine (balcons)	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	3.5
	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	Dalle pleine	25	0.12	3	
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	/	4.48	3.5

II.4.b. Evaluations des charges et surcharges des escaliers :

II .4.b.1. Les paliers :

Tableau II.4. Evaluation des charges « G » et surcharge « Q » des paliers.

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Paliers	25	0.2	5	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	6.48	2.5

II .4.b.2. Les volées:

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit : $\gamma.e / \cos \alpha$
- Poids d'une marche : $\gamma.h / 2$

- Poids du revêtement et du mortier de pose :

Horizontale : $\gamma.e$

Vertical : $\gamma.e. (h / g)$.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.5. Evaluation des charges « G » et surcharge « Q » des volées.

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	22	0.02	0.44	2.5
Revêtement vertical	22	0.02*(0.17/0.3)	0.249	
Mortier de pose horizontal	20	0.02	0.4	
Mortier de pose vertical	20	0.02*(0.17/0.3)	0.226	
Marches	22	0.17/2	1.87	
La pailleasse	25	0.18/cos 31.13	5.26	
Enduit de plâtre	20	0.02/cos 31.13	0.46	
Total	/	/	8.905	2.5

II.4.c. Evaluations des charges et surcharges des murs extérieurs et intérieurs :**Tableau II.6.** Evaluation des charges des murs extérieurs et intérieurs.

Type de murs	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN /m ²)
Murs extérieurs	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	Brique creuse	9	0.15	1.35
	Lame d'air	/	0.05	/
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total	/	/	/	2.93
Murs intérieurs	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total	/	/	/	1.46

II.5.Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement se fait à la compression simple sous un effort normal obtenu à partir de la descente de charge.

La section B des poteaux est donc déduite de la condition : $\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma_{bc}}$... (1)

tel que :

N_u : effort normal maximal obtenu à partir de la descente de charge.

B : section du poteau $B = b_1 \times h_1$.

$\overline{\sigma_{bc}}$: La contrainte admissible du béton à la compression à l'ELU.

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$(1) \rightarrow B \geq \frac{Nu}{\sigma_{bc}}$$

Il faut déterminer Nu à partir de la descente de charge.

II.6.Descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour les poteaux les plus sollicités.

• La loi de dégression des charges d'exploitation :

Lorsque la charge d'exploitation de référence est la même pour tous les étages, la loi de dégression s'applique comme suit :

- Sous la terrasse..... Q_0 .
- Sous le dernier étage:..... Q_0+Q_1 .
- Sous l'étage immédiatement inférieur :..... $Q_0+Q+0.9Q$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur :..... $Q_0+Q+0.9Q+0.8Q$.

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

La descente de charge va se faire pour les poteaux P_1 et P_2 (Figure II.1.) se sont ceux qui représentent les configurations les plus défavorables.

Le poteau P_1 présente une surface afférente assez importante par rapport aux autres poteaux.

Le poteau P_2 est un poteau de la cage d'escalier.

Poteau p_1 :

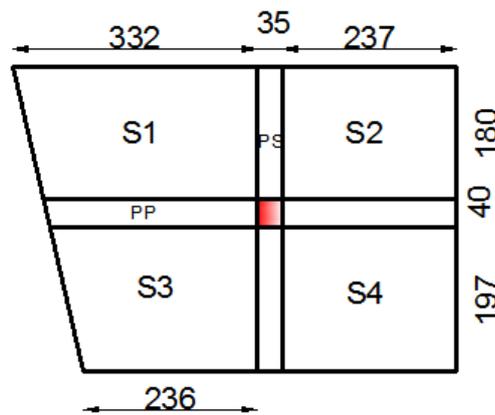


Figure II.12. Surface afférente du poteau p_1 au niveau des étages 1-11.

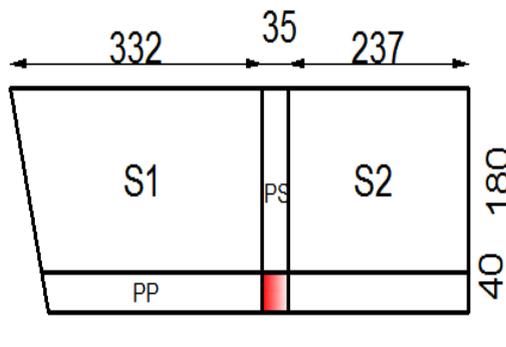


Figure II .13. Surface afférente du poteau p_1 au niveau de la terrasse inaccessible (niveau 12).

On suppose les sections suivantes pour les poteaux :

Pour les étages : RDC, 1 ,2 ,3 → 50 × 55cm.

Pour les étages 4, 5,6 ,7 étages → 45 × 50cm.

Pour les étages 8, 9, 10, 11,12 → 45× 40 cm.

Les résultats de calcul des surfaces pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.7. Le calcul des surfaces pour chaque niveau.

Niveau	$S_{\text{afférente}}$ (m^2)	L_{pp} (m)	L_{ps} (m)
Terrasse inaccessible	9.85	5.27	1.80
Les étages courant	19.69	5.27	3.77

Evaluation des charges « Q » pour le poteau p₁ :

Surcharge sur étages courant

$$N_{Q_i} = (Q_i \times S_{i \text{ afférente}})$$

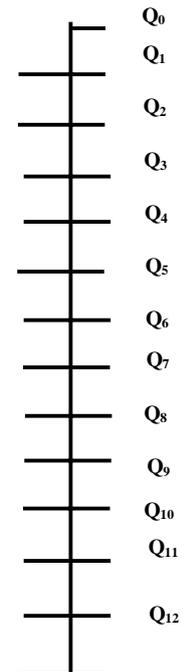
Tableau II.8. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau p₁.

Niveau	Q _i (KN/m ²)	S _{afférente} (m ²)	N _Q (KN)
Terrasse inaccessible	1	9.85	9.85
Les étages courant	1,5	19.69	29.53

L'évaluation de N_Q aux différents niveaux de poteau (figure II.1) est résumée dans le (tableau II.10) en appliquant la loi de dégression.

Tableau II.9. La loi de dégression pour le poteau p₁.

Niveau	N _Q
N ₀	9.85
N ₁	39.53
N ₂	65.95
N ₃	89.58
N ₄	110.25
N ₅	127.97
N ₆	142.735
N ₇	157.5
N ₈	172.26
N ₉	187.03
N ₁₀	201.79
N ₁₁	216.55
N ₁₂	231.32



Evaluation des charges « G » pour poteau p₁ :**Tableau II.10.** Evaluation des charges « G » pour le poteau p₁ :

Niveau	Désignation	G (KN)	N _G (KN)
N0	Terrasse inaccessible	$5.75 \times 9.85 = 56.63$	99.64
	Poids des poutres principales	$25 \times 0.4 \times 0.45 \times 5.27 = 23.71$	
	poids des poutres secondaires	$25 \times 0.35 \times 0.40 \times 1.8 = 6.3$	
	Poids des poteaux	$25 \times 0.40 \times 0.45 \times 2.89 = 13.005$	
N1	venant de N ₀	99.64	254.49
	poids de plancher étage courant	$5.33 \times 19.69 = 104.94$	
	Poids des poutres principales	$25 \times 0.4 \times 0.45 \times 5.27 = 23.71$	
	poids des poutres secondaires	$25 \times 0.35 \times 0.40 \times 3.77 = 13.195$	
	poids des poteaux	$25 \times 0.40 \times 0.45 \times 2.89 = 13.005$	
N2	venant de N ₁	254.49	410.11
	poids de plancher étage courant	104.94	
	Poids des poutres principales	23.71	
	poids des poutres secondaires	13.195	
	poids des poteaux	$25 \times 0.40 \times 0.45 \times 3.06 = 13.77$	
N3	venant de N ₂	410.11	565.72
	poids de plancher étage courant	104.94	
	Poids des poutres principales	23.71	
	poids des poutres secondaires	13.195	
	poids des poteaux	13.77	
N4	venant de N ₃	565.72	721.33
	poids de plancher étage courant	104.94	
	Poids des poutres principales	23.71	
	poids des poutres secondaires	13.195	
	poids des poteaux	13.77	
N5	venant de N ₄	721.33	880.39
	poids de plancher étage courant	104.94	
	Poids des poutres principales	23.71	

	poids des poutres secondaires	13.195	
	poids des poteaux	$25*0.45*0.50*3.06=17.21$	
N6	venant de N ₅	880.39	1039.445
	poids de plancher étage courant	104.94	
	Poids des poutres principales	23.71	
	poids des poutres secondaires	13.195	
	Poids des poteaux	17.21	
N7	venant de N ₆	1039.445	1198.5
	poids de plancher étage courant	104.94	
	Poids des poutres principales	23.71	
	poids des poutres secondaires	13.195	
	poids des poteaux	17.21	
N8	venant de N ₇	1198.5	1357.55
	poids de plancher étage courant	104.94	
	Poids des poutres principales	23.71	
	poids des poutres secondaires	13.195	
	poids des poteaux	17.21	
N9	venant de N ₈	1357.55	1520.43
	poids de plancher étage courant	104.94	
	Poids des poutres principales	23.71	
	poids des poutres secondaires	13.195	
	poids des poteaux	21.037	
N10	venant de N ₉	1520.43	1683.31
	poids de plancher étage courant	104.94	
	Poids des poutres principales	23.71	
	poids des poutres secondaires	13.195	
	poids des poteaux	21.037	
N11	venant de N ₁₀	1683.31	1846.19
	poids de plancher étage courant	104.94	
	Poids des poutres principales	23.71	

	poids des poutres secondaires	13.195	
	poids des poteaux	21.037	
N12	venant de N ₁₁	1846.19	2009.07
	poids de plancher étage courant	104.94	
	Poids des poutres principales	23.71	
	poids des poutres secondaires	13.195	
	poids des poteaux	21.037	

A la base :

$$\left. \begin{array}{l} N_G = 2009.07 \text{KN} \\ N_Q = 231.32 \text{ KN} \end{array} \right\} \text{ pour le poteau } p_1$$

Le poteau « p₂ » de la cage d’escalier :

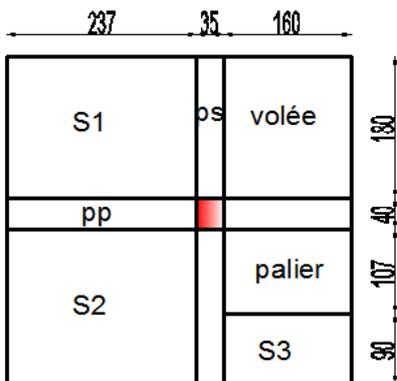


Figure II.14. Surface afférente du poteau « P₂ » au niveau des étages RDC₁₁.

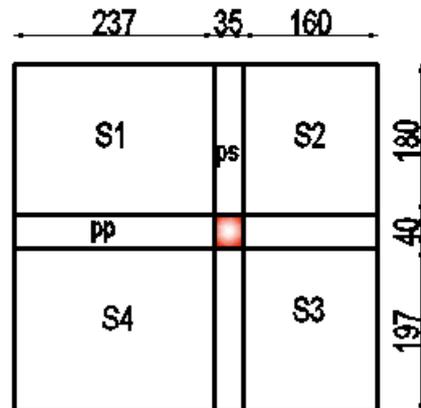


Figure II.15. Surface afférente du poteau « P₂ » au niveau de l’étage 12.

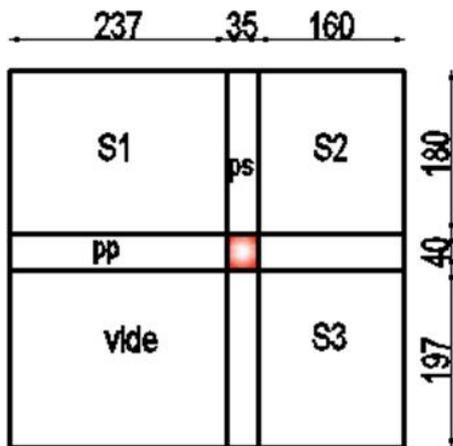


Figure II.16. Surface afférente du poteau « P₂ » au niveau de terrasse.

Tableaux II.11 .le calcul des surfaces pour chaque niveau :

Niveau	S _{afférente} (m ²)	S _{esc} (m ²)	L _{pp} (m)	L _{ps} (m)
Terrasse inaccessible	S _{cc} = 7.14 S _{DP} = 3.15	/	3.97	3.77
Niveau 12	14.96	/	3.97	3.77
Niveau RDC _ 11	10.36	S _{volée} = 2.88 S _{palier} = 1.712	3.97	3.77

Evaluation des charges « Q » pour le poteau p₂ :

Surcharge sur escalier :

$$N_{Qesc} = Q_{esc} * S_{esc}$$

Surcharge sur étages curant :

$$N_{Qi} = (Q_i * S_{aff}) + N_{Qesc}$$

Tableau II.12. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau p₂.

Niveau		Q _i (KN/m ²)	Q _{esc} (KN/m ²)	N _{Qesc} (KN)	N _{Qi} (KN)
Terrasse inaccessible	CC	1	/	/	18.16
	DP	3.5	/	/	
Niveau 12		1.5	/	/	22.44
Niveau 11_ RDC		1.5	2.5	11.47	27.01

L'application de la loi de dégression : les calculs sont résumés dans le tableau suivant

Tableau II.13. La loi de dégression pour le poteau p₂.

Niveau	N _Q (KN)
N ₀	18.16
N ₁	40.6
N ₂	64.9
N ₃	86.51
N ₄	105.42
N ₅	121.63
N ₆	135.13
N ₇	148.64
N ₈	162.14
N ₉	175.65
N ₁₀	189.15
N ₁₁	202.66
N ₁₂	216.16

- **Evaluation des charges « G » pour poteau p₂ :**

Tableau II.14. Evaluation des charges « G » pour le poteau p₂.

Niveau	Désignation	G (KN)	N _G (KN)
N ₀	Terrasse inaccessible	$(7.14*5.33)+(4.98*3.15)=53.74$	97.795
	Poids des poutres principales	$25*0.4*0.45*3.97= 17.86$	
	Poids des poutres secondaires	$25*0.35*0.4*3.77 =13.19$	
	Poids des poteaux	$25*0.4*0.45*2.89 = 13.005$	
	Poids des escaliers	/	
N ₁	Venant de N₀	97.795	221.58
	Poids de plancher étage 12	$14.96 *5.33 = 79.73$	
	Poids des poutres principales	17.86	
	Poids des poutres secondaires	13.19	
	Poids des poteaux	13.005	
	Poids des escaliers	/	
N ₂	Venant de N ₁	221.58	357.59
	Poids de plancher étage courant	$10.36*5.33 =55.22$	
	Poids des poutres principales	17.86	
	Poids des poutres secondaires	13.19	
	Poids des poteaux	13.005	
	Poids des escaliers	$(6.48*1.712)+ (2.88*8.905) =36.74$	
N ₃	Venant de N ₂	357.59	493.605
	Poids de plancher étage courant	55.22	
	Poids des poutres principales	17.86	
	Poids des poutres secondaires	13.19	

	Poids des poteaux	13.005	
	Poids des escaliers	36.74	
N ₄	Venant de N ₃	493.605	629.62
	Poids de plancher étage courant	55.22	
	Poids des poutres principales	17.86	
	Poids des poutres secondaires	13.19	
	Poids des poteaux	13.005	
	Poids des escaliers	36.74	
N ₅	Venant de N ₄	629.62	
	Poids de plancher étage courant	55.22	
	Poids des poutres principales	17.86	
	Poids des poutres secondaires	13.19	769.84
	Poids des poteaux	$25*0.45*0.50*3.06 = 17.21$	
	Poids des escaliers	36.74	
N ₆	Venant de N ₅	769.84	910.06
	Poids de plancher étage courant	55.22	
	Poids des poutres principales	17.86	
	Poids des poutres secondaires	13.19	
	Poids des poteaux	17.21	
	Poids des escaliers	36.74	
N ₇	Venant de N ₆	910.06	1050.28
	Poids de plancher étage courant	55.22	
	Poids des poutres principales	17.86	
	Poids des poutres secondaires	13.19	

	Poids des poteaux	17.21	
	Poids des escaliers	36.74	
N ₈	Venant de N ₇	1050.28	1190.5
	Poids de plancher étage courant	55.22	
	Poids des poutres principales	17.86	
	Poids des poutres secondaires	13.19	
	Poids des poteaux	17.21	
	Poids des escaliers	36.74	
N ₉	Venant de N ₈	1190.5	
	Poids de plancher étage courant	55.22	
	Poids des poutres principales	17.86	
	Poids des poutres secondaires	13.19	1334.54
	Poids des poteaux	$25*0.5*0.55*3.06 = 21.03$	
	Poids des escaliers	36.74	
N ₁₀	Venant de N ₉	1334.54	1478.58
	Poids de plancher étage courant	55.22	
	Poids des poutres principales	17.86	
	Poids des poutres secondaires	13.19	
	Poids des poteaux	21.03	
	Poids des escaliers	36.74	
N ₁₁	Venant de N ₁₀	1478.58	1622.62
	Poids de plancher étage courant	55.22	
	Poids des poutres principales	17.86	
	Poids des poutres secondaires	13.19	

	Poids des poteaux	21.03	
	Poids des escaliers	36.74	
N₁₂	Venant de N ₁₁	1622.62	1766.66
	Poids de plancher étage courant	55.22	
	Poids des poutres principales	17.86	
	Poids des poutres secondaires	13.19	
	Poids des poteaux	21.03	
	Poids des escaliers	36.74	

A la base :

$$\left. \begin{array}{l} N_G = 1766.66 \text{ KN} \\ N_Q = 216.16 \text{ KN} \end{array} \right\} \text{ pour le poteau } p_2$$

Les calculs montrent que le poteau « P₁ » est le plus sollicité sous charges verticales

$$N_G = 2009.07 \text{ KN et } N_Q = 231.32 \text{ KN.}$$

- **Calcul de l'effort normal ultime N_u :**

$$N_u \text{ est calculé comme suit : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

Tableau II.15.L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau :

Niveau	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)
N_0	99.64	9.85	149.289
N_1	254.49	39.53	402.856
N_2	410.11	65.95	652.573
N_3	565.72	59.58	898.092
N_4	721.33	110.25	1139.170
N_5	880.39	127.97	1380.481
N_6	1039.445	142.735	1617.353
N_7	1198.5	157.5	1854.225
N_8	1357.55	172.26	2091.082
N_9	1520.43	187.03	2333.125
N_{10}	1683.31	201.79	2575.153
N_{11}	1846.19	216.55	2817.181
N_{12} (base)	2009.07	231.32	3059.224

II.6.1. Vérifications :**L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 \cdot 2009.07 + 1.5 \cdot 231.32 = 3059.224 \text{ KN}$$

$$N_u = 3059.224 \text{ KN.}$$

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_U de 10%, telle que : $N_U = 1.1 (1.35G + 1.5Q) = 3059.224 \text{ KN.}$

Donc l'effort normal maximal a la base est : $N_u = 1.1 \times 3059.224 = 3365.146 \text{ KN.}$

Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :

On doit vérifier la condition suivante :

$$B \geq \frac{N_u}{\sigma_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{3365.146 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.236m^2$$

$$B \geq 0.236m^2$$

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

Tableau II.16. Vérification de la résistance (compression simple).

Niveau	N_u (MN)	Section (m ²)	B (m ²)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Sous- sol, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	3365.146×10^{-3}	50*55	2750×10^{-4}	12.23	Vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	2300.190×10^{-3}	45*50	2250×10^{-4}	10.22	Vérifiée
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème} , 12 ^{ème}	987.901×10^{-3}	40*45	1800×10^{-4}	5.48	Vérifiée

• **Vérification des conditions du RPA :**

$$\min(b_1, h_1) \geq 25cm \dots\dots\dots (1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

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

• **Vérification au flambement :**

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

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

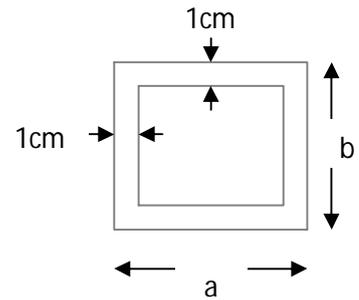


Figure. II.17. Section brute

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ Avec $l_f = 0.7 \times l_0$: la longueur de flambement.

i : Rayon de giration
$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$A_s \geq 0.8\% \times Br.$$

On prend $A_s = 1\% \times Br.$

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL91 (7-4-2)}$$

$$B_r = (a-2) \times (b-2)$$

Il faut vérifier que : $B_r \geq B_{rcal}$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau II.17. Vérification au flambement :

Type de poteau	B (cm ²)	l ₀ (cm)	I _f (cm)	Λ	α	B _r (cm ²)	N _u (KN)	B _{rcal} (cm ²)
50×55	2750	261	182.7	11.51	0.832	2544	3365.146	1838.81
45×50	2250	261	182.7	12.66	0.828	2064	2300.190	1262.96
40×45 (étage 8, 9,10)	1800	261	182.7	14.06	0.823	1634	987.901	545.72
40×45 (étage 11,12).	1800	244	170.8	13.14	0.826	1634	987.901	543.73

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

III.1. Calcul des planchers :

III.1.1. Définition :

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

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

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine
- Plancher champignons et /ou plancher dalle.

III.1.2. Etude des poutrelles :

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

❖ Méthode de calcul :

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

1. Domaine d'application (B.6.210) :

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

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

2. Application de la méthode :

- Valeurs des moments :

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

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

$$\begin{cases} Mt \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2 & \text{dans une travée intermédiaire.} \\ Mt \geq (1.2+0.3\alpha) M_0 / 2 & \text{dans une travée de rive.} \end{cases}$$

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

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

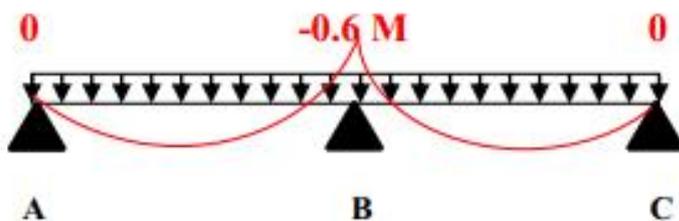


Figure III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.

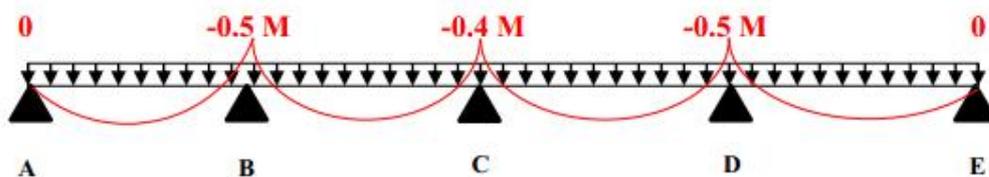


Figure III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.

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

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

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

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

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

- **Evaluation de l'effort tranchant :**

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

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

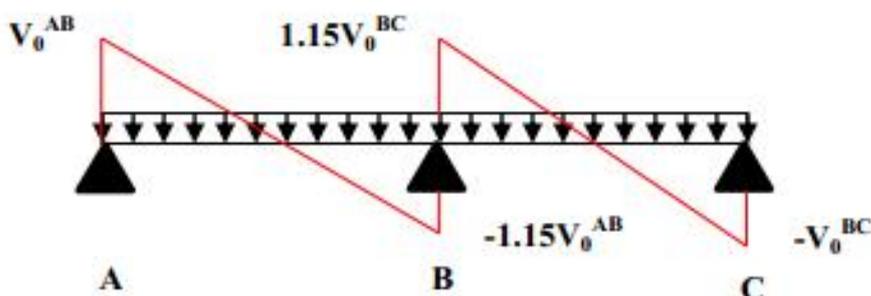


Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

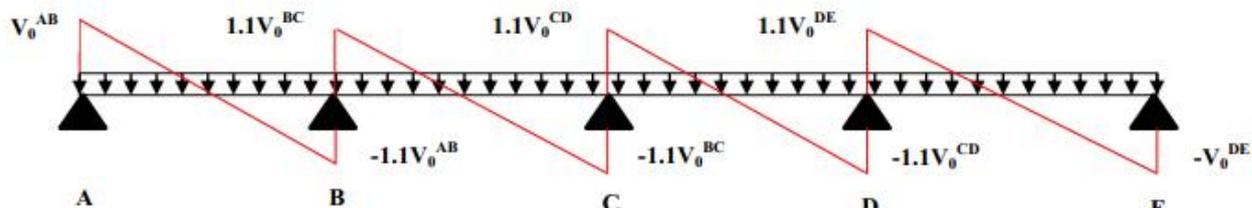


Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.

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

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

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

- **Calcul des moments :**

- a). **Moment en travée :**

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

- b). **En appuis :**

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \quad (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

Tel que :

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

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

- **L'effort tranchant :**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

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

• Les Différents types de poutrelles :

Tableau III.1. Les types de poutrelles dans le RDC :

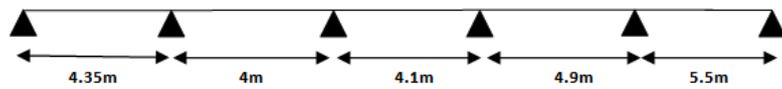
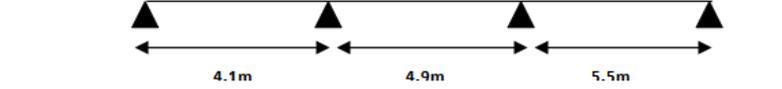
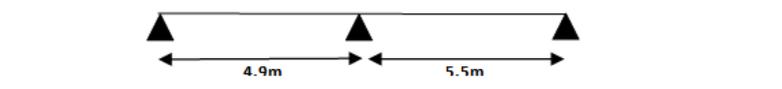
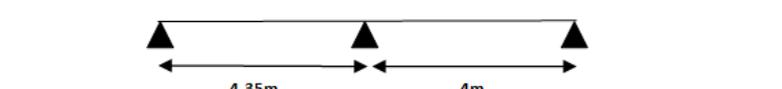
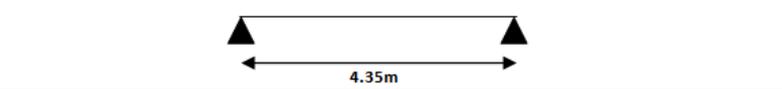
Type	Localisation	Schéma statique
1 ^{ère} type	RDC	
2 ^{ème} type	RDC	
3 ^{ème} type	RDC	
4 ^{ème} type	RDC	
5 ^{ème} type	RDC	

Tableau III.2. Les types de poutrelles dans l'étage courant.

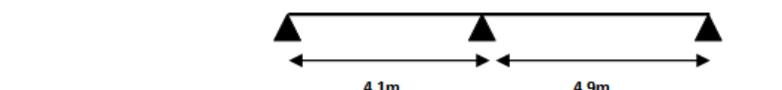
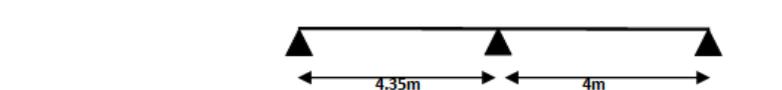
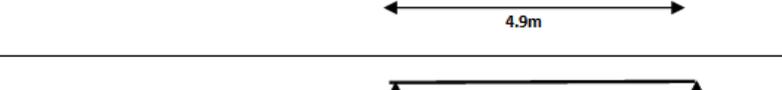
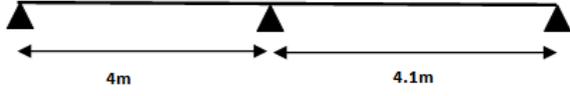
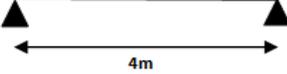
Type	Localisation	Schéma statique
1 ^{ère} type	Etage courant	
2 ^{ème} type	Etage courant	
3 ^{ème} type	Etage courant	
4 ^{ème} type	Etage courant	
5 ^{ème} type	Etage courant	

Tableau III.3. Les types de poutrelles dans la terrasse :

Type	Localisation	Schéma statique
1 ^{ère} type	Terrasse inaccessible	
2 ^{ème} type	Terrasse inaccessible	

➤ Les conditions de la méthode forfaitaire sont satisfaites pour tous les types de poutrelles.

- **Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

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

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

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$G = 5.75 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$p_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.75 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.02 \text{ KN/ml}$

$p_s = (G + Q) \times 0.65 = (5.75 + 1) \times 0.65 = 4.38 \text{ KN/ml}$.

➤ **Plancher étage courant :**

$G = 5.33 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$p_u = (1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.14 \text{ KN/ml}$

$p_s = (5.33 + 1.5) \times 0.65 = 4.44 \text{ KN/ml}$.

➤ **Plancher RDC :**

$G = 6.03 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$p_u = (1.35 \times 6.03 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.75 \text{ KN/ml}$

$p_s = (6.03 + 1.5) \times 0.65 = 4.89 \text{ KN/ml}$.

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

Tableau III.4.Combinaisons d’action :

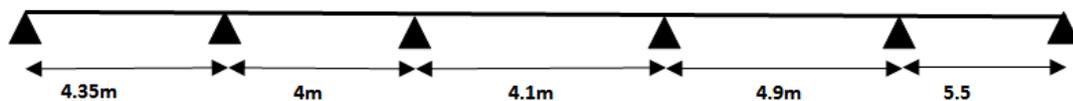
Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.75	1	9.26	6.02	6.75	4.38
RDC	6.03	1.5	10.39	6.75	7.53	4.89
Plancher étage courant	5.33	1.5	9.445	6.139	6.83	4.439

❖ **Exemple de calcul :**

Type1 :

- **Application de la méthode forfaitaire pour le premier type de plancher étage courant (RDC) :**

Etude d’une poutrelle à 5 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 1).



• **Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :**

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 6.03, 5 \text{KN/m}^2)$
 $Q = 1.5 \text{KN/m}^2 < 5 \text{KN/m}^2$ vérifiée.
- $I = \text{constant}$ vérifiée.
- $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4.35}{4} = 1.08 \text{ compris entre } 0.8 \text{ et } 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4}{4.1} = 0.97 \text{ compris entre } 0.8 \text{ et } 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4.1}{4.9} = 0.83 \text{ compris entre } 0.8 \text{ et } 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4.9}{5.5} = 0.89 \text{ compris entre } 0.8 \text{ et } 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

- *F.P.N.*.....vérifiée.

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

- **calcul des sollicitations :**

À l'ELU :

$$p_u = 6.75 \text{ KN/ml}$$

À l'ELS :

$$P_s = 4.89 \text{ KN/ml}$$

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

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

- **Calcul des moments isostatiques :**

M_0 : Moment isostatique

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

Tableau III.5. Calcul des moments isostatiques :

Travées	L (m)	M_0^u (KN.m)	M_0^s (KN.m)
AB	4.35	15.96	11.56
BC	4	13.5	9.78
CD	4.1	14.18	10.27
DE	4.9	20.25	14.67
EF	5.5	25.52	18.49

- **Calcul les moments aux appuis :**

A L'ELU :

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

$$M_B = -0.5 \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 * 15.96 = -7.98 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \max (M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 * 14.18 = -5.67 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.4 \max (M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0.4 * 20.25 = -8.1 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -0.5 \max (M_0^{DE}, M_0^{EF}) = -0.5 * 25.52 = -12.76 \text{ KN.m}$$

A L'ELS :

$$M_A = M_F = 0 \text{ KN.}$$

$$M_B = -0.5 \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 * 11.56 = -5.78 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \max (M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 * 10.27 = -4.10 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.4 \max (M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0.4 * 14.67 = -5.87 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -0.5 \max (M_0^{DE}, M_0^{EF}) = -0.5 * 18.49 = -9.24 \text{ KN.m}$$

- **Calcul les moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+6.03} = 0.199$$

$$(1+0.3\alpha) = 1+0.3*0.199 = 1.06$$

$$\frac{1.2+0.3*\alpha}{2} = \frac{1.2+0.3*0.199}{2} = 0.63$$

$$\frac{1+0.3*\alpha}{2} = \frac{1+0.3*0.199}{2} = 0.53$$

Travée AB :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{+0.5M_0^{BC}}{2} \geq 1.06 M_0^{AB} \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 0.63 M_0^{AB} \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} M_t \geq 1.06 M_0^{AB} - 0.25 M_0^{BC} \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 0.63 M_0^{AB} \dots\dots\dots(2) \end{cases}$$

$$M_t = \max (M_t (1), M_t(2))$$

$$M_t^U = \max (13.54 ; 10.05) = 13.54 \text{ KN.m}$$

$$M_t^S = \max (9.80; 7.28) = 9.80 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} M_t + \frac{0.5M_0^{BC} + 0.4M_0^{CD}}{2} \geq 1.06 M_0^{BC} \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 0.53 M_0^{BC} \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 1.06 M_0^{BC} - 0.25 M_0^{BC} - 0.2 M_0^{CD} \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 0.53 M_0^{BC} \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$M_t = \max (M_t (1), M_t (2))$$

$$M_t^U = \max (8.09; 7.15) = 8.09 \text{ KN.m}$$

$$M_t^S = \max (5.18; 5.87) = 5.87 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$\begin{cases} M_t + \frac{0.4M_0^{CD} + 0.4M_0^{DE}}{2} \geq 1.06 M_0^{CD} \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 0.53 M_0^{CD} \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 1.06 M_0^{CD} - 0.2 M_0^{CD} - 0.2 M_0^{DE} \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 0.53 M_0^{CD} \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$M_t = \max (M_t (1), M_t (2))$$

$$M_t^U = \max (8.14; 7.51) = 8.14 \text{ KN.m}$$

$$M_t^S = \max (5.89; 5.44) = 5.89 \text{ KN.m}$$

Travée DE:

$$\begin{cases} M_t + \frac{0.4M_0^{DE} + 0.5M_0^{EF}}{2} \geq 1.06 M_0^{DE} \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 0.53 M_0^{DE} \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 1.06 M_0^{DE} - 0.2 M_0^{DE} - 0.25 M_0^{EF} \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 0.53 M_0^{DE} \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$M_t = \max (M_t (1), M_t (2))$$

$$M_t^U = \max (11.03; 10.73) = 11.03\text{KN.m}$$

$$M_t^S = \max (7.99; 9.79) = 9.79\text{KN.m}$$

Travée EF:

$$\begin{cases} M_t + \frac{0.5M_0^{EF} + 0}{2} \geq 1.06 M_0^{EF} \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 0.63 M_0^{EF} \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 1.06 M_0^{EF} - 0.25 M_0^{EF} \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 0.63 M_0^{EF} \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$M_t = \max (M_t (1), M_t (2))$$

$$M_t^U = \max (20.67; 16.07) = 20.68\text{KN.m}$$

$$M_t^S = \max (14.97; 11.64) = 14.97\text{KN.m}$$

- **Calcul les efforts tranchants :**

Travée AB :

$$V_A = \frac{P_u * l}{2} = \frac{6.75 * 4.35}{2} = 14.68 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 \frac{P_u * l}{2} = -1.1 \frac{6.75 * 4.35}{2} = -16.14\text{KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1.1 \frac{P_u * l}{2} = 16.14 \text{KN}$$

$$V_C = \frac{P_u * l}{2} = \frac{6.75 * 4.1}{2} = -13.83 \text{KN.m}$$

Travée CD :

$$V_C = \frac{P_u * l}{2} = 13.83 \text{KN.m}$$

$$V_D = \frac{P_u * l}{2} = \frac{6.75 * 4.9}{2} = -16.53 \text{KN.m}$$

Travée DE :

$$V_D = \frac{P_u * l}{2} = 16.53 \text{KN.m}$$

$$V_E = -1.1 \frac{P_u * l}{2} = -1.1 \frac{6.75 * 5.5}{2} = -20.42 \text{KN.m}$$

Travée EF :

$$V_E = \frac{P_u * l}{2} = 20.42 \text{KN.m}$$

$$V_F = \frac{P_u * l}{2} = \frac{6.75 * 5.5}{2} = -18.56 \text{KN.m}$$

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

Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (RDC) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	4.35	6.75	15.96	0	7.98	13.54	14.69	16.14
	BC	4	6.75	13.5	7.98	5.67	8.09	16.14	13.84
	CD	4.1	6.75	14.18	5.67	8.10	8.14	13.84	16.54
	DE	4.9	6.75	20.27	8.10	12.77	11.03	16.54	20.43
	EF	5.5	6.75	25.52	12.77	0	20.68	20.43	18.57

Tableau III.7. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (RDC) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	4.35	4.89	11.56	0	5.78	9.8
	BC	4	4.89	9.78	5.78	4.1	7.87
	CD	4.1	4.89	10.27	4.1	5.87	5.89
	DE	4.9	4.89	14.67	5.87	9.24	9.79
	EF	5.5	4.89	18.49	9.24	0	14.97

Tableau III.8. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (RDC) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	4.1	6.75	14.19	0	10.13	9.97	13.84	18.20
	BC	4.9	6.75	20.27	10.13	12.77	10.74	18.20	20.43
	CD	5.5	6.75	25.53	12.77	0	20.67	20.43	18.57

Tableau III.9. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant(RDC) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	4.1	4.89	10.29	0	7.35	7.23
	BC	4.9	4.89	14.69	7.35	9.25	7.78
	CD	5.5	4.89	18.51	9.25	0	14.98

Tableau III.10. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (RDC) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	4.9	6.75	20.27	0	15.32	13.81	16.54	21.36
	BC	5.5	6.75	25.53	15.32	0	19.40	21.36	18.57

Tableau III.11. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (RDC) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	4.9	4.89	14.69	0	11.10	10.01
	BC	5.5	4.89	18.50	11.10	0	14.06

Tableau III.12. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (RDC) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	4.35	6.75	15.97	0	0	15.97	14.69	14.69

Tableau III.13. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (RDC).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	4.35	4.89	11.58	0	0	11.58

Tableau III.14.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	4.35	6.14	14.52	0	7.26	11.85	13.35	14.70
	AC	4	6.14	12.28	7.26	5.16	6.87	14.70	12.59
	CD	4.1	6.14	12.90	5.16	9.21	6.87	12.59	16.55
	DE	4.9	6.14	18.43	9.21	0	15.03	16.55	15.04

Tableau III.15.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	4.35	4.44	10.50	0	5.25	8.57
	AC	4	4.44	8.88	5.25	3.73	4.97
	CD	4.1	4.44	9.33	3.73	6.66	4.97
	DE	4.9	4.44	13.33	6.66	0	10.87

Tableau III.16.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	4.1	6.14	12.90	0	11.06	8.22	12.59	17.30
	BC	4.9	6.14	18.43	11.06	0	14.12	17.30	15.04

Tableau III.17.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	4.1	4.44	9.33	0	7.99	5.95
	BC	4.9	4.44	13.33	7.99	0	10.21

Tableau III.18.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	4.9	6.14	18.43	0	0	18.43	15.04	15.04

Tableau III.19.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type3	AB	4.9	4.44	13.33	0	0	13.33

Tableau III.20.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	4	6.02	12.04	0	7.59	8.85	12.04	14.17
	BC	4.1	6.02	12.65	7.59	0	9.49	14.17	12.34

Tableau III.21.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type2	AB	4	4.38	8.77	0	5.53	6.45
	BC	4.1	4.38	9.22	5.53	0	6.92

Tableau III.22.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	4	6.02	12.04	0	0	12.04	12.04	12.04

Tableau III.23.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	4	4.38	8.78	0	0	8.78

• **Ferraillage des poutrelles:**

Exemple de calcul étage courant:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 20.68 \text{KN.m} \\ M_a^{\text{int}} = -15.32 \text{KN.m} \\ M_a^{\text{r}} = -0.15 M_0^{\text{max}} = -3.82 \text{KN.m} \\ V = 21.36 \text{KN} \end{array} \right.$$

En travée :

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

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

- Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de Compression. On calcul une section rectangulaire ($b \times h$).

- Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0 / 2) = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times (0.23 - 0.025)$$

$$M_{tu} = 94.60 \text{ KN.m}$$

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

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

$$\mu_{bu} = \frac{20.68 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.042 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.053$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.23(1 - 0.4 \times 0.053) = 0.225 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{20.68 \times 10^{-3}}{0.225 \times 348} = 2.64 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{\text{calculer}}. \quad (\text{Art A.4.2.1 [1]}).$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.23 \times 2.1 / 400 = 1.80 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{\min}$ Condition vérifiée.

On opte pour 3HA12 avec $A = 3.39 \text{ cm}^2$.

- **Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :**

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

$$M_u = 15.32 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{15.32 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.169 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.232$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.23(1 - 0.4 \times 0.232) = 0.208 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{15.32 \times 10^{-3}}{0.208 \times 348} = 2.11 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.23 \times \frac{2.1}{400} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.33 \text{ cm}^2 < A_a = 2.11 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 2HA12 avec $A = 2.26 \text{ cm}^2$.

- **Calcul de l'armature aux appuis de rive:**

$$M_u = 3.82 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.82 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.042$$

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

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

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.042}) = 0.053$$

$$z = 0.23 \times (1 - 0.4 \times 0.053) = 0.225 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{3.82 \times 10^{-3}}{0.225 \times 348} = 0.48 \text{ cm}^2$$

On opte pour 1HA12 avec $A = 1.13 \text{ cm}^2$.

Vérifications à ELU :

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{Art A.5.1.2.1.1 [1]}).$$

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

$$V^{\max} = 21.36 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{21.36 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.23} = 0.773\text{Mpa}$$

$\tau_U < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.
(pas de risque de rupture par cisaillement).

- **Ferraillage transversal :**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donnée par :

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

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

$$\Phi_t \leq \min \{ 250 / 35, 120 / 10, 10 \} = 7.14\text{mm}$$

On adopte a un étrier $\Phi 6$.

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

- **Espacement S_t :**

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

$$1). S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 20.7\text{cm}$$

$$2). S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \quad (\text{III-9}) \quad (\text{Art A.5.1.2.2})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$\alpha = 90^\circ$ (Armatures droites.)

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St = 0.56 \times \frac{0.8 \times 400}{12 \times (0.773 - 0.3 \times 2.1)} = 104.42 \text{ cm}$$

$$St \leq 104.42 \text{ cm}$$

$$3). St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.56 \times 10^{-4} \times 400}{0.12 \times 0.4} = 0.46 \text{ m} = 46 \text{ cm}$$

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

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

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

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$ (Art A.5.3.2)

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

$$\tau_u = \frac{0.265 \times 21.36 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.23 \times 0.65 \times 0.05} = 0.84 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

Appuis de rive :

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

$$A_s = 3.39 + 1.13 = 4.52 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 \times 21.36 \times 10^{-3} / 400 = 0.61 \text{ cm}^2$$

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

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que :

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

$$A_s = 3.39 + 2.26 = 5.65 \text{ m}^2.$$

$$(1.15/400) \times [21.36 - (14.15/0.9 \times 0.23)] \times 10^{-3} = -1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq (1.15/f_e) \times (V_u + M_u/0.9d) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.6.1.3 [1]).

Avec : $a_{\max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 23 = 20.7 \text{ cm}$

$V_u = 0.02136 \text{ MN} < 0.267 \times 0.207 \times 0.12 \times 25 = 0.165 \text{ MN}$ Condition vérifiée.

Vérifications à l'ELS :

Les vérifications à faire sont :

- état limite d'ouverture des fissures.
- état limite de déformation.

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad (\text{Art A.4.5.2 [1]}).$$

En travée :

Position de l'axe neutre

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

$$H = \left(0.65 \times \frac{0.05^2}{2} \right) - [15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times (0.23 - 0.05)] = - 1.028 \times 10^{-4} \text{ m.}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure) \Rightarrow calcule comme une section en T

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

$$6y^2 + 315.85 y - 1832.05 = 0$$

$$y = 5.27 \text{ cm.}$$

Le moment d'inertie I :

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

$$I = 19155.69 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = (14.98 \times 10^{-3} \times 0.0527) / (19155.69 \times 10^{-8})$$

$$\sigma_{bc} = 4.12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis intermédiaires :

$M_{ser} = -11.10 \text{ KN.m} < 0$ le calcul se fait pour une section ($b_0 \times h$)

Position de l'axe neutre :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b_0}{2} y^2 - 15 A_{st} (d - y) = 0.$$

$$6y^2 + 33.9y - 779.7 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 8.91 \text{ cm}$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 22055.97 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{11.10 \times 10^{-3}}{22055.97 \times 10^{-8}} \times 0.0891 = 4.48 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

- **Etat limite de déformation** BAEL91 (Art A.4.6.1)

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M_0 : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

$$\frac{25}{550} = 0.045 < \frac{20.68}{15 \times 25.53} = 0.054 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{3.39}{12 \times 23} = 0.012 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre supérieure à 5 m est :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{1000}\right) + 0.5 = \frac{550}{1000} + 0.5 = 1.05 \text{ cm}$$

j : Correspond au poids propre du corps creux.

g : Correspond aux charges permanentes avant la mise des cloisons.

p : Correspond aux charges plus surcharges.

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

- **Evaluation des moments en travée**

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

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{jser} = 0.65 \times G' = 0.65 \times 3.55 = 2.30 \text{ KN/m} \\ q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 6.03 = 3.9 \text{ KN/m} \\ q_{pser} = 0.65 \times (G+Q) = 0.65 \times (3.55+6.03) = 4.89 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$M_{jser} = 0.81 \frac{q_{jser} \times L^2}{8} = 0.81 \frac{2.30 \times 5.5^2}{8} = 7.04 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.81 \frac{q_{gser} \times L^2}{8} = 0.81 \frac{3.9 \times 5.5^2}{8} = 11.94 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.81 \frac{q_{pser} \times L^2}{8} = 0.81 \frac{4.89 \times 5.5^2}{8} = 14.97 \text{KN.m}$$

• **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$$y = 5.27 \text{cm}$$

Position du centre de gravité de la section homogène :

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

$$v = \frac{\frac{12 \times 25^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{5^2}{2} + 15 \times (3.39 \times 23)}{(12 \times 25) + (65 - 12) \times 5 + 15 \times (3.39)} = 9.06 \text{cm}$$

$$v = 9.06 \text{cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

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

$$I_0 = \frac{65 \times 9.06^3}{3} + \frac{12 \times (25 - 9.06)^3}{3} - \frac{(65 - 12) \times (9.06 - 5)^3}{3} + 15 \times 3.39 (23 - 9.06)^2 = 41012.42 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$I_0 = 41012.42 \text{cm}^4 \dots\dots\dots \text{ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm}^4\text{))}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2.$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 23} = 0.012$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = \frac{0.05 \times 0.65 \times 2.1}{(2 \times 0.65 + 3 \times 0.12) \times 0.012} = 3.42 \dots\dots \text{ Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3.42 = 1.37 \dots\dots\dots \text{ Déformation différée.}$$

- **Calcul des déformations E_i et E_v :**

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$E_i = 32164.20 \text{ MPa.}$$

$E_v = 1/3 \times E_i$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 10721.40 \text{ MPa.}$$

- **Contraintes :**

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

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \frac{7.04 \times 10^{-3} (0.23 - 0.0527)}{19155.69 \times 10^{-8}} = 97.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \frac{11.94 \times 10^{-3} (0.23 - 0.0527)}{19155.69 \times 10^{-8}} = 165.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \frac{14.97 \times 10^{-3} (0.23 - 0.0527)}{19155.69 \times 10^{-8}} = 207.83 \text{ MPa}$$

- **Inerties fictives (I_f) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.012 \times 97.74) + 2.1} = 0.54 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.012 \times 165.77) + 2.1} = 0.36 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.012 \times 207.83) + 2.1} = 0.30 > 0$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 41012.42}{1 + (3.42 \times 0.54)} = 15847.15 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 41012.42}{1 + (3.42 \times 0.36)} = 20219.46 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 41012.42}{1 + (3.42 \times 0.30)} = 22267.35 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 41012.42}{1 + (1.37 \times 0.36)} = 30212.78 \text{ cm}^4$$

• **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = \frac{7.04 \times 10^{-3} \times 5.5^2}{10 \times 32164.20 \times 15847.15 \times 10^{-8}} = 0.42 \text{cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = \frac{11.94 \times 10^{-3} \times 5.5^2}{10 \times 32164.20 \times 20219.46 \times 10^{-8}} = 0.56 \text{cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = \frac{14.97 \times 10^{-3} \times 5.5^2}{10 \times 32164.20 \times 22267.35 \times 10^{-8}} = 0.63 \text{cm}$$

$$f_{vg} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{vg}}} = \frac{14.97 \times 10^{-3} \times 5.5^2}{10 \times 10721.40 \times 30212.78 \times 10^{-8}} = 1.39 \text{cm}$$

$$\Delta f_t = f_{vg} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1.39 - 0.42 + 0.63 - 0.56 = 1.04 \text{cm.}$$

$$\Delta f_t = 1.04 \text{cm}$$

$\Delta f_t = 1.04 \text{cm} < f_{adm} = 1.05 \text{cm}$ La flèche est vérifiée.

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

Tableau III.24.Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage courant.

	M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{choisit} (cm²)
En travée	18.43	0.061	0.079	0.174	3.04	1.41	3HA12=3.39
En appui intermédiaire	11.06	0.037	0.047	0.176	1.80	1.41	1HA14+1HA8 =2.04
En appui de rive	12.76	0.009	0.011	0.179	0.442	1.41	1HA14=1.54

Tableau III.25.Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant.

L (m)	A _S (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4.9	3.39	4.16	7.79	9.99	11200	46600
y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm}
4.58	23270	18740	17680	30260	0.55	0.98

Tableau III.26.Le calcul du ferrillage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible .

	M _t (KN.m)	μ _{bu}	A	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
En travée	12.04	0.04	0.051	0.176	1.96	1.41	3HA10= 2.36
En appui intermédiaire	7.59	0.025	0.032	0.177	1.22	1.41	1HA14+1 HA8=1.5 8
En appui de rive	1.89	0.0063	0.079	0.179	0.30	1.41	1HA14=1 .54

Tableau III.27.Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible.

L (m)	A _S (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4.1	2.36	2.91	5.89	6.91	8320	45600
y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm}
4.58	23087	15867	14984	26902	0.324	0.82

Le ferrailage des poutrelles est donné comme suit :

Tableau III.28. Le ferrailage des différentes poutrelles .

POUTRELLE		ARMATURES LONGITUDINALES			ARMATURES TRASVRSALES (cm ²)
		Section calculée (cm ²)	A _{min}	Section adoptée (cm ²)	
Terrasse inaccessible	Travée	1.96	1.41	3HA10=2.36	2HA6 =0.57
	Appuis intermédiaires	1.22	1.41	1HA14+1HA8=2.04	2HA6 =0.57
	Appuis de rive	0.30	1.41	1HA14=1.54	2HA6 =0.57
Plancher étage courant	Travée	3.04	1.41	3HA12=3.39	2HA6 =0.57
	Appuis intermédiaires	1.80	1.41	1HA14+1HA8=2.04	2HA6 =0.57
	Appuis de rive	0.44	1.41	1HA14 =1.54	2HA6 =0.57
Plancher Sous - sol	Travée	2.64	1.80	3HA12 =3.39	2HA6 =0.57
	Appuis intermédiaires	2.11	0.33	2HA12=2.26	2HA6 =0.57
	Appuis de rive	0.48	/	1HA12 =1.13	2HA6 =0.57

Tableau III.29. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse inaccessible			
Plancher courant étage			
Plancher sous-sol			

❖ Ferrailage de la dalle de compression :

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

• Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

• Armatures parallèles aux poutrelles :

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

5TS6/ml = 1.41cm^2 Perpendiculaires aux poutrelles $\rightarrow St = 20\text{cm} \leq 20\text{cm}$ condition vérifiée.

On choisit :

3TS6/ml = 0.85cm^2 parallèles aux poutrelles $\rightarrow St = 30\text{cm} < 30\text{cm}$condition vérifiée.

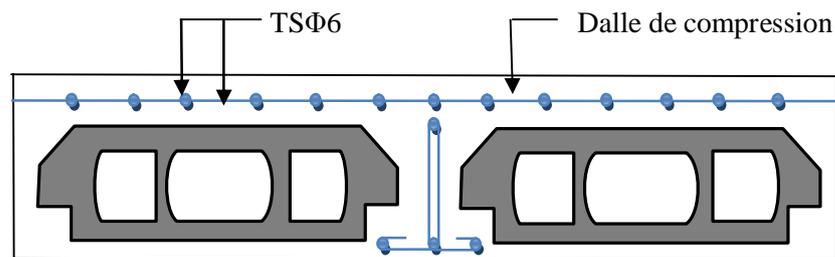


Figure. III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2. Dalles pleines :

III.2.1 Introduction :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12 cm et qu'ils sont définis en trois type :

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

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

1. Dalle sur deux appuis :

- **Evaluation des charges :**

$$G=4.48 \text{ KN}$$

$$Q = 3.5 \text{ KN}$$

$$P = 1.98 \text{ KN/ml}$$

$$L_x=1.30 \text{ m}$$

$$L_y=4.60 \text{ m}$$

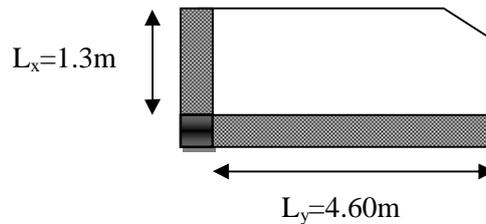


Figure III.6. Panneau de dalle sur 2 appuis.

$$\rho = \frac{1.30}{4.60} = 0.28 < 0.4$$

Le balcon travaille suivant la petite portée, donc le balcon sera assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher.

- **Calcul des sollicitations :**

A L'ELU :

Le calcul se fait pour une bande de 1m en flexion simple :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)$$

$$q_u = 11.29 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = \left[\left(\frac{q_u \times L_x^2}{2} \right) + 1.35 \times p \times L_x \right]$$

$$M_u = \left[\left(\frac{11.29 \times 1.30^2}{2} \right) + 1.35 \times 1.98 \times 1.30 \right] = 13.01 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (q_u \times L_x) + 1.35 \times p$$

$$V_u = (11.29 \times 1.30) + 1.35 \times 1.98 = 17.35 \text{ KN}$$

Ferraillage :

$$\mu_{bu} = \frac{13.01 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10^2 \times 14.2} = 0.091, \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.119; \quad z = 0.095 \text{ m}$$

$$A_s = (13.01 \times 10^{-3} / 0.095 \times 348) = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \quad (e \geq 12 \text{ cm})$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 12$$

$$A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} < A_s$$

On opte pour 4HA12 avec $A_t = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_y = (A_t / 3) = (4.52 / 3) = 1.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit 3HA8/ml = 1,51 cm²/ml

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.30. Résultats de ferrailage de la dalle .

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /m)	A_{\min} (cm ² /m)	A adoptée (cm ² /m)
13.01	0.091	0.119	0.095	3.93	0.96	4HA12 =4.52

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t \leq \min (2.5 \times e ; 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (2.5 \times 12, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm.}$$

On a choisi 4HA12; soit $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$ donc c'est vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0.173 \text{ Mpa} < 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u < \tau_u' \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires dans la dalle.

A L'ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 4.48 + 3.5 = 7.98 \text{ KN/m}^2$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot l_x^2}{2} + p \times 1.3 = 9.32 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de σ_{bc}**

Calcul de y :

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 4.52) y - (15 \times 4.52 \times 10) = 0$$

$$50y^2 + 67.8y - 678 = 0$$

$$y = 3.06 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3.06^3 + 15 \times 4.52 (10 - 3.06)^2$$

$$I = 4220.58 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.32 \times 10^{-3} \times 0.0306}{4220.58 \times 10^{-8}} = 6.75 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \text{ donc il n'y pas de risque de fissuration du béton.}$$

- **Vérification de σ_{st} :**

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{9.32 \times 10^{-3} \times (0.1 - 0.0306)}{4220.58 \times 10^{-8}} = 229.87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots \text{Fissuration nuisible}$$

Avec : $\eta = 1.6$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

• **Etat limite de déformation :**

1. $\frac{h}{l_x} = \frac{12}{130} = 0.092 > \frac{M_{tx}}{20M_{0x}} = \frac{2.38}{20 \times 2.38} = 0.05$condition vérifiée.
2. $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 10} = 0.0045 < \frac{2}{f_e} = 0.005$ condition vérifiée.

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• **Schéma de ferrailage :**

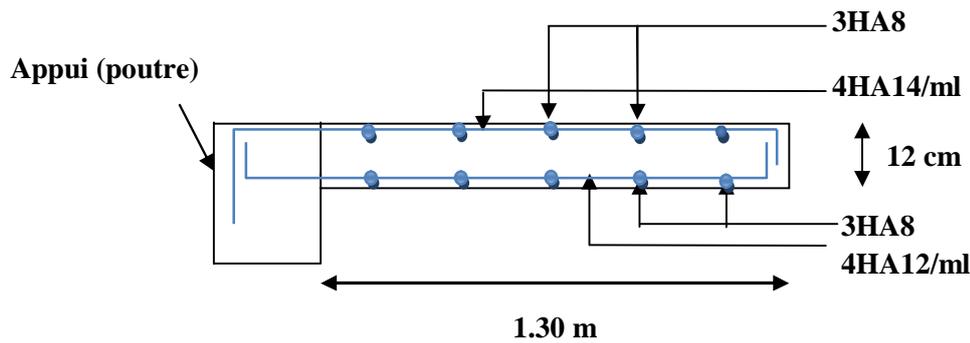


Figure. III.7. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.

2. Dalle sur trois appuis :

On détermine les moments isostatiques
Sollicitant la dalle comme suit :

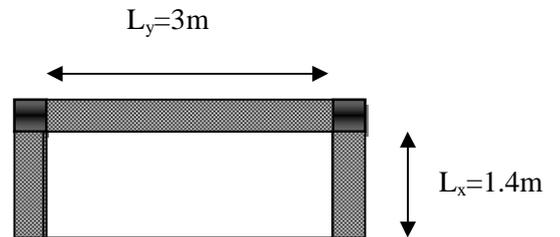


Figure III.8: Panneau de dalle sur 3 appuis.

$$l_x \geq l_y/2 \rightarrow \begin{cases} M_0^y = P \cdot l_y^2 / 8 (l_x - l_y/2) + (P \cdot l_y^3 / 48). \\ M_0^x = P \cdot l_y^3 / 24. \end{cases}$$

$$l_x \leq l_y/2 \rightarrow \begin{cases} M_0^y = P \cdot l_x^3 / 6. \\ M_0^x = (P \cdot l_x^2 \cdot l_y / 2) - (2 \cdot P \cdot l_x^3 / 3). \end{cases}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

- A L'ELU :

$$\begin{cases} l_x = 1.4\text{m} \\ l_y = 3\text{ m} \end{cases}$$

$$l_x \leq l_y / 2 = 1.5\text{m} \rightarrow \begin{cases} M_0^y = (11.29 * 1.4^3) / 6 = 5.16\text{KN.m} \\ M_0^x = (11.29 * 1.4^2 * 3/2) - (2 * 11.29 * 1.4^3 / 3) = 12.54\text{KN.m} \end{cases}$$

Sens x-x :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_x^0 = 10.66\text{KN.m} \\ M_x^a = -0.5 * M_x^0 = -6.27\text{KN.m} \end{cases}$$

Sens y-y :

$$\begin{cases} M_y^t = 0.85 * M_y^0 = 4.38\text{KN.m} \\ M_y^a = M_x^a = -6.27\text{KN.m} \end{cases}$$

- A L'ELS :

$$q_s = 4.48 + 3.5 = 7.98 \text{ KN/ m}^2$$

$$M_y^0 = 1.95\text{KN.m}$$

$$M_x^0 = 8.97\text{KN.m}$$

Sens x-x :

$$\begin{cases} M_x^t = 7.62 \text{ KN.m} \\ M_x^a = -4.48\text{KN.m} \end{cases}$$

Sens y-y

$$\begin{cases} M_y^t = 1.65\text{KN.m} \\ M_y^a = -4.48\text{KN.m} \end{cases}$$

Ferraillage:**A) En travée :**

Sens x-x : Pour une section de [0.12m ; 3m]

$$M_x^t = 10.66 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{10.66 \times 10^{-3}}{3 \times 0.10^2 \times 14.2} = 0.025, \quad \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.031; z = 0.098 \text{ m}$$

$$A_s = (10.66 \times 10^{-3} / 0.098 \times 348) = 3.12 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min}^x = \rho_0 / 2 (3 - \rho) b.e$$

$$A_{\min}^x = 0.0008 / 2 (3 - 0.0008) 1 \times 0.12 = 1.43 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 1.43 \times 3 = 4.29 \text{ cm}^2 (\text{sur les 3m}).$$

$$A_{\min} > A_s$$

On adopte pour 3m : 9HA8 = 4.5 cm² ; St = 33.33 cm.

Sens y-y : pour une section de [0.12m ; 1.4m]

$$M_t^y = 4.38 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{4.38 \times 10^{-3}}{1.4 \times 0.10^2 \times 14.2} = 0.00089, \quad \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.001; z = 0.099 \text{ m}$$

$$A_s = (4.38 \times 10^{-3} / 0.099 \times 348) = 1.27 \text{ cm}^2 (\text{sur 1.4m}).$$

$$A_{\min}^y = \rho_0 . b.e = 0.0008 \times 1 \times 0.12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 0.96 \times 1.4 = 1.34 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} > A_s$$

On adopte 4HA8 = 2.01 cm².

B) En appuis sens (x-x et y-y) :

$$M_x^a = M_y^a = -6.27 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{6.27 \times 10^{-3}}{1.4 \times 0.10^2 \times 14.2} = 0.031, \quad \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.039; z = 0.098 \text{ m}$$

$$A_s = (6.27 \times 10^{-3} / 0.098 \times 348) = 1.83 \text{ cm}^2.$$

soit 4HA8 = 2.01 cm².

➤ **Vérification à l'ELS:****Sens x-x:**

$$\text{Ona : } A_s = 4.5 \text{ KN.m}$$

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

$$50y^2 + 67.5y - 675 = 0$$

$$y = 3.06 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^2 + 15 * A_s (d_x - y)^2 .$$

$$I = 4206.13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7.62 \times 10^{-3}}{4206.13 \times 10^{-8}} \times 0.0306 = 5.54 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

Sens y-y :

$$\text{Ona : } A_s = 2.01 \text{ KN .m}$$

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

$$50y^2 + 30.15y - 299.08 = 0$$

$$y = 2.16 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^2 + 15 * A_s (d_x - y)^2 .$$

$$I = 2151.08 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{1.65 \times 10^{-3}}{2151.08 \times 10^{-8}} \times 0.021 = 1.65 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

- **Vérification de la flèche :**

Sens x-x :

$$1. \quad \frac{h}{l} = \frac{12}{140} = 0.085 \geq \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} = \frac{7.62}{20 \times 8.97} = 0.042 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \quad \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.5}{100 \times 10} = 0.0045 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens y-y:

$$\frac{h}{l} = \frac{12}{300} = 0.04 \leq \frac{M_t^y}{20 \times M_0^y} = \frac{1.65}{20 \times 1.95} = 0.042 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire

. **Tableau III.31.** Vérification de la flèche à l'ELS.

Plancher	Sens y-y
M_{jser} (KN.m)	1.16
M_{gser} (KN.m)	1.74
M_{pser} (KN.m)	3.10
I_0 (cm ⁴)	14882.4
ρ	0.002
λ_v	4.17
λ_i	10.44
Y (cm)	2.17
σ_{sj} (Mpa)	62.54
σ_{sg} (Mpa)	93.40
σ_{sp} (Mpa)	166.38
μ_j	0
μ_g	0

μ_p	0
$I_{f_{ij}}$ (cm ⁴)	16370.6
$I_{f_{ig}}$ (cm ⁴)	16370.6
$I_{f_{ip}}$ (cm ⁴)	16370.6
$I_{f_{vg}}$ (cm ⁴)	16370.6
f_{ji} (mm)	0.1975
f_{gi} (mm)	0.2949
f_{pi} (mm)	0.5254
f_{gv} (mm)	0.8849
Δf (mm)	0.9178
f_{adm} (mm)	6
$\Delta f \leq f_{adm}$	Condition vérifiée

• **Schéma de ferrailage :**

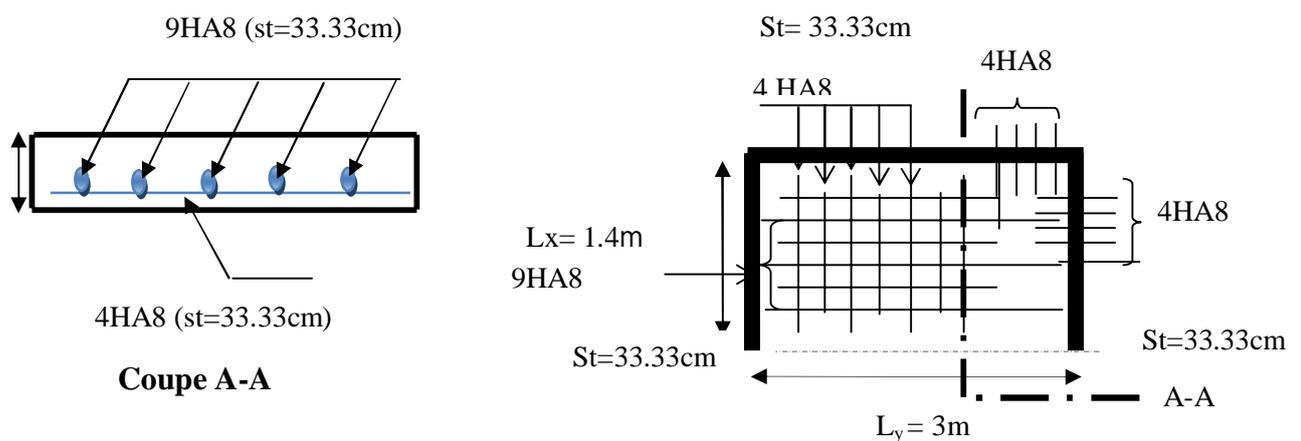


Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

3. Dalle sur 4 appuis:

$$\rho = \frac{3.6}{4.18} = 0.86 > 0.4$$

Donc la dalle travaille selon les deux sens.

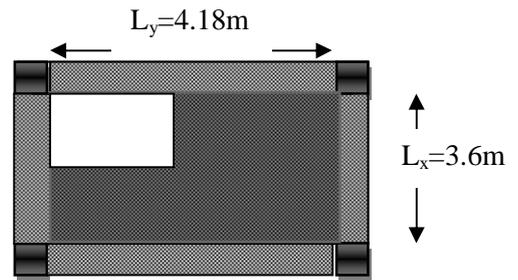


Figure III.10. Panneau de dalle sur 4 appuis

• **Calcul des sollicitations**

On a : $G=4,48\text{KN/m}^2$ et $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$

$$\begin{cases} P_u = 1.35 \times 4.48 + 1.5 \times 3.5 = 11.29 \text{ KN/ml.} \\ P_s = 4.48 + 3.5 = 7.98 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \dots \dots \dots \text{BAEL (annexe II)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0.0496 \times 11.29 \times 3.6^2 = 7.25 \text{ KN / ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.7052 \times 7.25 = 5.11 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

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

• **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

En travée :

$$\begin{cases} M^t_x = 0.85 M^x_{0u} = 6.16 \text{ KN.m} \\ M^t_y = 0.85 M^y_{0u} = 4.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis :

$$M^a_x = M^a_y = -0,5 M^x_{0u} = -3.62 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

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

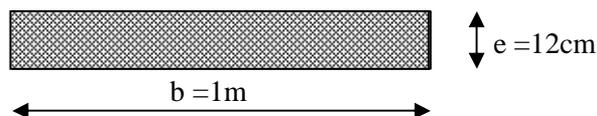


Figure III.11. Section de la dalle pleine à ferrailé.

A).Sens x-x:**En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10^2 \times 14.2} = 0.043$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.043}) = 0.055$$

$$z = 0.10 \times (1 - 0.4 \times 0.055) = 0.097m$$

$$A_{tx} = \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} = \frac{6.16 \times 10^{-3}}{0.097 \times 348} = 1.82cm^2 / m$$

En appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10^2 \times 14.2} = 0,025$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,025}) = 0.031$$

$$z = 0.10 \times (1 - 0.4 \times 0.031) = 0.099m$$

$$A_{ax} = \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} = \frac{3.62 \times 10^{-3}}{0.099 \times 348} = 1.05cm^2 / m$$

B).Sens y-y:**En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10^2 \times 14.2} = 0,03$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03}) = 0.038$$

$$z = 0.10 \times (1 - 0.4 \times 0.038) = 0.098$$

$$A_{ty} = \frac{M_y^t}{z \times f_{st}} = \frac{4.34 \times 10^{-3}}{0.098 \times 348} = 1.27cm^2 / m$$

- Vérification de la condition de non fragilité:**

Pour $e \geq 12$, $\rho \geq 0.4$, $f_e 400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$A_{x_{\min}} = 0.0008 \times \frac{(3 - \rho)}{2} b \times e$$

$$A_{y_{\min}} = 0.0008 \times b \times e$$

$$A_{x\min} = 1.027 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{y\min} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En travée : sens x-x $A_s = 1.82 \text{ cm}^2/\text{m} > 1.027 \text{ cm}^2/\text{m}$ (condition vérifiée).

Sens y-y $A_s = 1.27 \text{ cm}^2/\text{m} > 0.96 \text{ cm}^2/\text{m}$ (condition vérifiée).

• **Espacements S_t :**

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

On opte $S_t = 25\text{cm}$

Tableau III.32. Calcul du ferrailage du panneau sur 4 appuis :

	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{min}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{opt}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t (\text{cm})$
En travée				
Sens x	1.82	1.027	4HA10=3.14	25
Sens y	1.27	0.96	4HA8=2.01	25
En appuis				
Sens x et y	1.05	1.027	4HA8=2.01	25

❖ **Vérification à l'ELU :**

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{\max} = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11.29 \times 3.6}{2} \times \frac{4.18^4}{3.6^4 + 4.18^4} = 13.10 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{13.10 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.131 \text{ MPa} \leq \frac{0.7 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$P_s = 7.98 \text{ KN/ml.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0566 \\ \mu_y = 0,7933 \dots \dots \dots \text{BAEL (annexe 1)} \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_s \times l_x^2 = 0.0566 \times 7.98 \times 3.60^2 = 5.85 \text{ KN} / \text{ml} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.7933 \times 5.85 = 4.65 \text{ KN} / \text{ml} \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} M^t_x = 0.85 M^x_0 = 4.97 \text{ KN.m} \\ M^t_y = 0.85 M^y_0 = 3.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis : $M^a_x = M^a_y = -0.5 M^x_0 = -2.92 \text{ KN.m}$

- **État limite de compression du béton :**

Vérification des contraintes :

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

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

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

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

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul.

Tableau III.33. Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis (x,y)	2.92	2189.07	2.17	2.89	15
Travées (x)	4.97	3164.70	2.63	4.13	15
Travées (y)	3.95	2151.48	2.16	3.96	15

État limite d'ouverture des fissures :

La FPN \Rightarrow aucune vérification à faire.

Etat limite de déformation :**Selon x :**

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}} \Rightarrow 0.033 < \frac{4.97}{20 \times 5.85} = 0.042 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

Selon y :

$$\frac{h}{l_y} \geq \frac{M_{ty}}{20 \times M_{0y}} \Rightarrow 0.028 < \frac{3.95}{20 \times 4.65} = 0.042 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée pour le sens x et le sens y, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Tableau III.34. Vérification de la flèche à l'ELS .

Plancher	Sens x-x	Sens y-y
M_{jser} (KN.m)	1.87	1.48
M_{gser} (KN.m)	2.79	2.21
M_{pser} (KN.m)	4.97	3.94
I_0 (cm ⁴)	15153.6	14882
ρ	0.00314	0.02
λ_v	2.67	4.17
λ_i	6.68	10.44
Y (cm)	2.63	2.17
σ_{sj} (Mpa)	65.30	79.58
σ_{sg} (Mpa)	97.52	118.85
σ_{sp} (Mpa)	173.71	211.70
μ_j	0	0
μ_g	0	0
μ_p	0.14	0.033
$I_{f_{ij}}$ (cm ⁴)	166690	16371

I_{ig}^f (cm ⁴)	166690	16371
I_{ip}^f (cm ⁴)	8557.91	12133
I_{vg}^f (cm ⁴)	166690	16371
f_{ji} (mm)	0.4480	0.4879
f_{gi} (mm)	0.6691	0.7286
f_{pi} (mm)	2.3215	1.7513
f_{gv} (mm)	2.0073	2.186
Δf (mm)	3.21	2.72
f_{adm} (cm)	7.2	8.36
$\Delta f \leq f_{adm}$	Condition vérifiée	

▪ **Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis :**

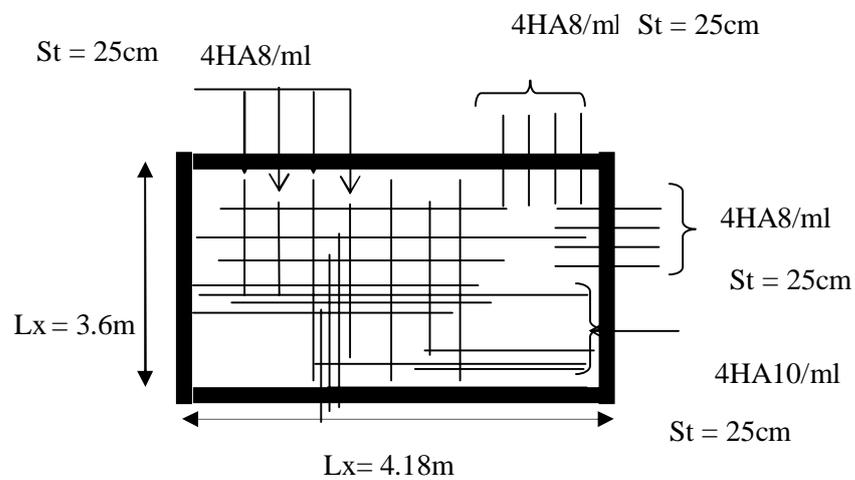


Figure III.12. Schéma de ferrailage de la dalle pleine autour de l'ascenseur.

III.3. Étude des escaliers :

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section à ferrailler comme une section rectangulaire de largeur 1 m et de hauteur h.

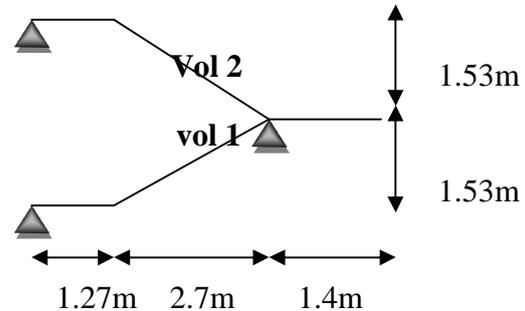


Figure. III.13. Schéma de l'escalier.

- **La charge permanente sur la volée :**

$$\begin{cases} G_v = 8.90 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$
- **La charge permanente sur le palier:**

$$\begin{cases} G_p = 6.48 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2. \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$
- **La charge permanente sur le mur:**

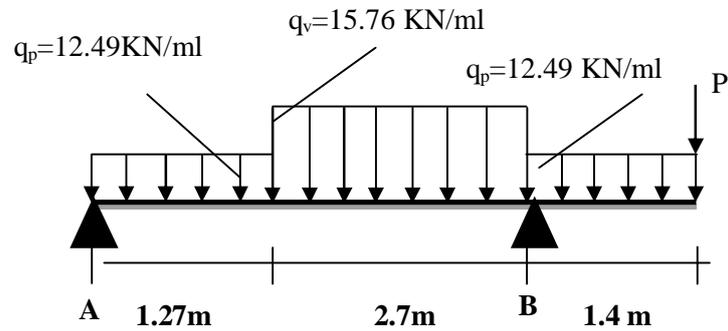
Calcul à L'ELU :

- **la charge qui revient sur la volée :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 15.76 \text{ KN/m}$$
- **la charge qui revient sur le palier :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.49 \text{ KN/m}$$

• **Calcul des sollicitations :**



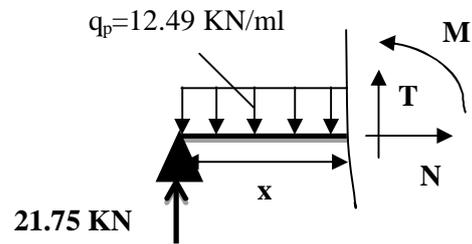
Calcul des réactions:

Après le calcul de la RDM, on trouve :

$$R_A = 21.75 \text{ KN}$$

$$R_B = 62.52 \text{ KN}$$

Calcul les efforts tranchant et les moments fléchissent :



- **1^{er} tronçon : $0 < x < 1.27\text{m}$.**

$$\begin{cases} T(x) = 12.49x - 21.75 \\ M(x) = 21.75x - 12.49 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

Pour $x = 0 \rightarrow$ $\begin{cases} M = 0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T = -21.75 \text{ KN} \end{cases}$

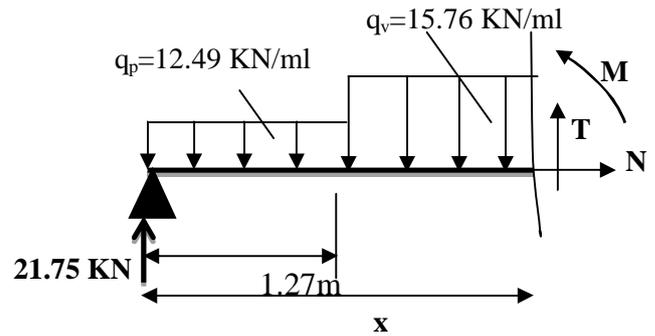
Pour $x = 1.27 \rightarrow$ $\begin{cases} M = 17.55 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T = -5.88 \text{ KN} \end{cases}$

2^{ème} tronçon : 1.27 m < x < 3.97 m

$$T(x) = 15.76x - 25.9$$

$$M(x) = -7.88x^2 + 25.9x - 2.61$$

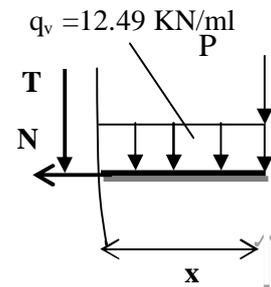
$$\text{Pour } x = 1.27 \rightarrow \begin{cases} T = 5.88 \text{ KN} \\ M = 17.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$\text{Pour } x = 3.97 \rightarrow \begin{cases} T = 36.66 \text{ KN} \\ M = -23.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon : 0 < x < 1.4m.

$$\begin{cases} T(x) = -12.49x - 8.38 \\ M(x) = -8.38x - 12.49 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



$$\text{Pour } x = 0 \rightarrow \begin{cases} M = 0 \text{ KN.m} \\ T = -8.38 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x = 1.4 \rightarrow \begin{cases} M = -23.97 \text{ KN.m} \\ T = -25.86 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T^{\max} = 36.66 \text{ KN}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow x_0 = 1.64 \text{ m}$$

$$\text{d'où } M_0^{\max} = 18.67 \text{ KN.m}$$

Tableau III.35. Les sollicitations d'escalier.

	M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	T^{\max} (KN)
ELU	23.97	18.67	36.66

Ferrailage :

Tableau III.36. Ferrailage d'escalier

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{opt} (cm ² /ml)
En Travée	18.67	0.131	0.176	0.092	5.76	1.21	6HA12=6.79
En appuis	23.97	0.168	0.231	0.09	7.65	1.21	7HA12=7.92

• **Calcul de la section des armatures de répartition :**

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{3} = 2.26 \text{ cm}^2 / m$ on choisit : 4HA10 = 3.14 cm²/m

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{3} = 2.64 \text{ cm}^2 / m$ on choisit : 4HA10 = 3.14 cm²/m

• **Espacement des barres**

Pour les Armatures principales :

$S_t = 100/6 = 16.66 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$condition vérifiée.

$S_a = 100/7 = 14.28 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$condition vérifiée.

Pour les Armatures de répartition :

$S_t = S_a = 100/4 = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$condition vérifiée.

▪ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{36.66 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.36 \text{ MPa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Donc pas d'armatures transversales.

Calcul à L'ELS:

• **la charge qui revient sur la volée :**

$$q_s = G + Q = 11.40 \text{ KN} / m$$

- **la charge qui revient sur le palier:**

$$q_s = G + Q = 8.98 \text{ KN/m}$$

Tableau III.37. Calcul des sollicitations à L'ELS .

	R _A (KN)	R _B (KN)	M _a ^{max} (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)	T ^{max} (KN)
ELS	14.87	48.26	20.53	12.33	27.30

Tableau III.38. État limite de compression du béton .

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition Vérifiée
En travée	12.33	5726.97	3.60	7.75	15	
En Appui	20.53	6395.34	3.82	12.26	15	

- **État limite de déformation :**

$$\frac{h}{l} = \frac{12}{537} = 0.022 < \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.037 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 10} = 0.0056 > \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, alors il faut calculer la flèche.

Tableau III.39. Vérification de la flèche à l'ELS .

M _{jser} (KN.m)	8.71
M _{gser} (KN.m)	14.08
M _{pser} (KN.m)	18.26
I (cm ⁴)	5001
I ₀ (cm ⁴)	121356
ρ	0.00565
λ _v	1.486
λ _t	3.716
Y (cm)	3.35

σ_{sj} (Mpa)	173.76
σ_{sg} (Mpa)	280.71
σ_{sp} (Mpa)	364.09
μ_j	0.390
μ_g	0.564
μ_p	0.644
I_{ij} (cm ⁴)	54475
I_{ig} (cm ⁴)	43073
I_{ip} (cm ⁴)	39328
I_{vg} (cm ⁴)	72563
f_{ji} (mm)	0.7772
f_{gi} (mm)	1.5880
f_{pi} (mm)	2.2558
f_{gv} (mm)	2.8279
Δf (mm)	2.718
f_{adm} (cm)	7.94
$\Delta f_t \geq f_{adm}$	Condition vérifiée

- **Schéma de ferrailage :**

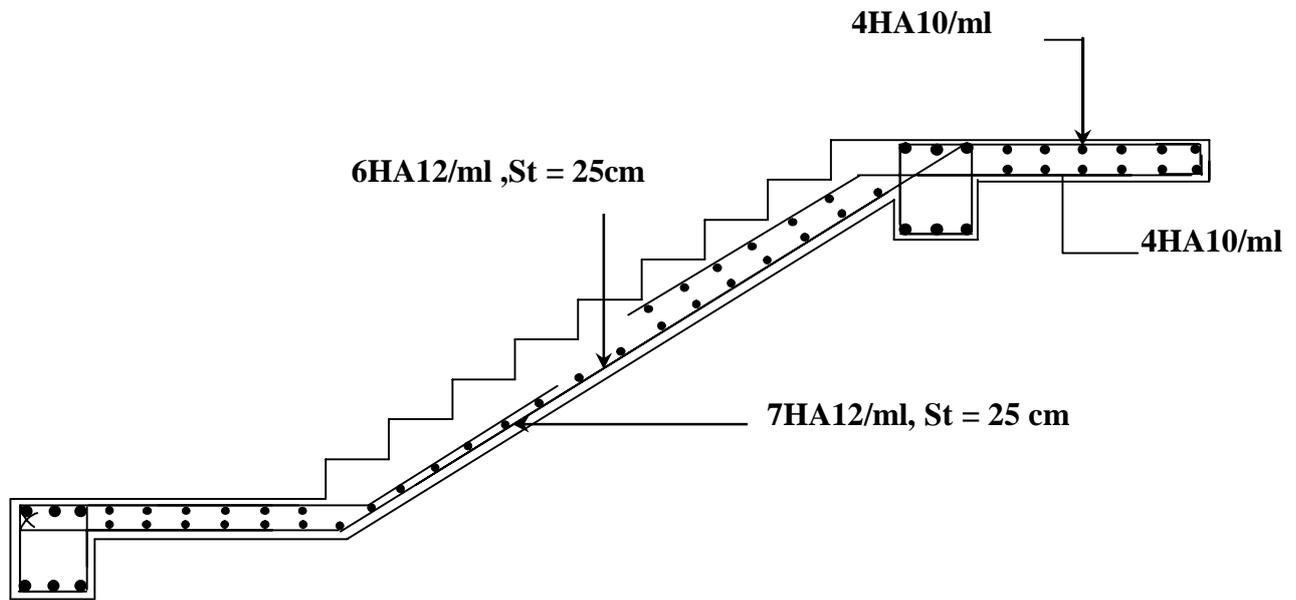


Figure III .14.Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.4.Étude de la poutre palière :

- **Pré dimensionnement :**

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10}$$

$$23.53 \leq h \leq 35.3$$

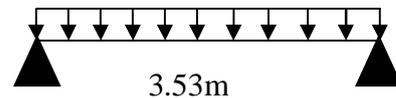


Figure III.15. Schéma statique de la poutre palière.

- **Vérification :**

D'après le RPA version 2003, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ 1/4 \leq h \leq 4 \end{array} \right\} \text{ On opte pour une section } (35 \times 35) \text{ cm}^2$$

- **Les charges sur la poutre :**

g_0 : Poids propre de la poutre.

$$g_0 = 0.35^2 \times 25 = 3.06 \text{KN} / m$$

La charge transmise par l'escalier est la réaction d'appui au point B (Figure III-34).

ELU: $R_B = 62.52 \text{KN/ml}$

ELS: $R_B = 48.26 \text{KN/ml}$

- **Calcul des sollicitations :**

$$P_u = 1.35 g_0 + R_B^u$$

$$P_u = 66.65 \text{ KN/m}$$

$$p_s = g_0 + R_B^s$$

$$p_s = 51.32 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 103.81 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 88.23 \text{KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_0 = -51.90 \text{KN.m}$$

$$V = \frac{P_u \times L}{2} = 117.63 \text{KN.m}$$

- ❖ **Calcul à la flexion simple :**

- **Calcul des armatures longitudinales :** les résultats de calcul sont illustrés dans ce tableau.

Tableau.40. Calcul d'armature longitudinale de la poutre palière .

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
En travée	88.23	0.163	0.223	0.3	8.45	1.39
En appuis	51.90	0.095	0.126	0.313	4.76	1.39

- **Calcul des armatures transversales à la flexion :**

$$S_t = 15 \text{cm}$$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e = 0.52 \text{cm}^2$$

$$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj}) / 0.8 \times f_e = 1.57 \text{cm}^2$$

$$\text{Donc } A_t = 1.57 \text{cm}^2$$

❖ **Calcul des armatures à la torsion :**

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par les charges du palier et la volée il est égal au moment de l'appui B de l'escalier.

$$M^{torsion} = M_B^a = 42.3 \text{KN.m.}$$

• **Calcul de la contrainte de cisaillement:**

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. (Art A.5.4.2 .2.)

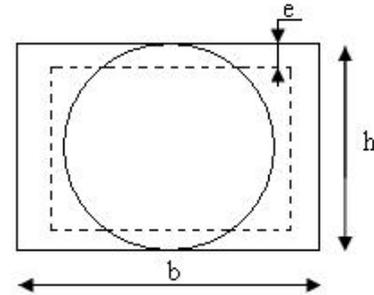


Figure.III.16 section creuse équivalente

- U : périmètre de la section.
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.
- e : épaisseur de la paroi.
- A_l : section d'acier.
- $\emptyset = \min (h ; b) = 35 \text{cm}$
- $e = \emptyset / 6 = h/6 = 5.83 \text{cm}$
- $\Omega = (b-e) (h-e) = (0.35-0.058) (0.35-0.058) = 0.085 \text{ m}^2$
- $U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] = 1.16 \text{m}^2$

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

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2}$ contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.

[BAEL91 Art A.5.421].

On a $V_{max} = 117.63 \text{KN}$.

$$\tau_{flexion} = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{117.63 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.33} = 1.02 \text{MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{42.3 \times 10^{-3}}{0.062 \times 2 \times 0.05} = 6.82 \text{MPa}$$

$\tau_u = 1.84 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 5 \text{Mpa}) = 3.33 \text{Mpa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Les armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{9.33 \times 10^{-3} \times 1.16 \times 1.15}{2 \times 0.085 \times 400} = 1.83 \text{cm}^2$$

- **Les armatures transversales :**

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{9.33 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.085 \times 400} = 0.236 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

En travée :

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 8.45 + \frac{1.83}{2} = 9.36 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{soit } 3\text{HA}16 + 3\text{HA}14 = 10.65 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 4.76 + \frac{1.83}{2} = 5.67 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Soit } 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 7.6 \text{ cm}^2$$

$$A^t = 1.57 + 0.236 = 1.80 \text{ cm}^2 \quad \text{soit (1 cadre + 1étrier) } \Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'état limite de compression de béton :**

On a $p_s = 51.32 \text{ KN/ml}$

$M_t = 67.94 \text{ KN.m}$

$M_a = -39.96 \text{ KN.m}$

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

$$0.5b \times y^2 + 15A \times y - 15Ad = 0$$

Avec :

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

Tableau III.41. Vérification des contraintes dans le béton .

Localisation	$M_{ser}(\text{KN.m})$	Y (cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{adm}(\text{MPa})$	Observation
En travée	67.94	13.38	89440.56	10.16	15	Vérifiée
En appuis	39.96	11.76	70404.11	6.67	15	Vérifiée

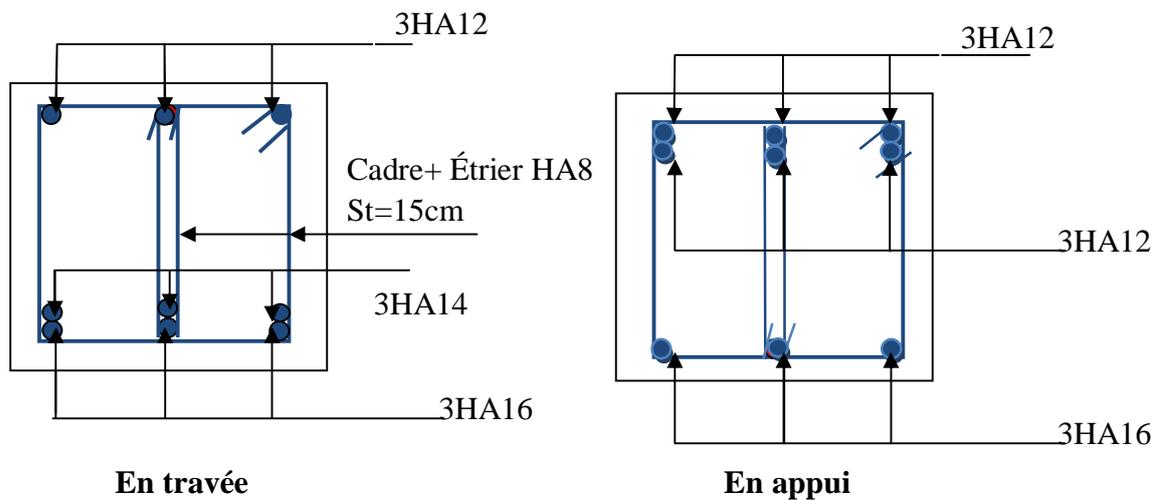
- **État limite de déformation :**

$$\frac{h}{l} > \frac{M_{tx}}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{35}{353} = 0.099 > \frac{67.94}{10 \times 79.73} = 0.085$$

$$\text{Avec } M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = 79.73 \text{ KN.m}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{10.65}{35 \times 33} = 0.0092 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

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

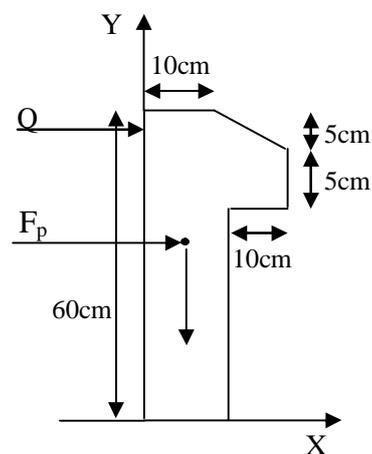
Schéma de ferrailage de la poutre palière :**Figure III.17.** Schéma de ferrailage de la poutre palière.**III.5. Calcul de l'acrotère :****Définition :**

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, il protège la ligne de jonction entre lui même et la forme de pente, contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien du bâtiment.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée soumise à son poids propre, à une charge (Q) qui est due à la main courante et une force latérale sismique.

III.5.1. Les hypothèses de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- La fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère sera calculé en flexion composée.

**Figure III.18.** Coupe transversale de l'acrotère

III.5.2. Evaluation des charges et surcharges :

$$S_{acr} = 60 \times 10 + 5 \times 10 + 5 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 675 \text{ cm}^2 = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0675 = 1.6875 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

III.5.2.1. Charge verticale :

Tableau III.42. Charge permanente revenant à l'acrotère .

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.0675	1.6875	0.16	1.8475	1

III.5.2.2. Charge horizontale (Charge sismique) :

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p : Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 1.8475 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.8475 \Rightarrow F_p = 0.8868 \text{ KN}$$

III.5.3. Calcul des sollicitations**Calcul du centre de gravité**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.05m \\ Y_G = 0.27m \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 1.8475 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 0.8868 \times 0.27 \Rightarrow M_{F_p} = 0.2394 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.43. Combinaisons d'actions de l'acrotère .

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	1.8475	2.4941	1.8475
M (KN.m)	0.8394	0.90	0.6

III.5.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

La combinaison à considérer est : 1,35G + 1,5Q.

$$N_u = 2.4941 \text{ KN}$$

$$M_u = 0.90 \text{ KN}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.4941} = 0.36m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016m$$

$e_1 > \frac{h}{6} \rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central. Pour cela la section

est partiellement comprimée et le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme nous allons remplacer e_1 par e qui est l'excentricité réelle de calcul.

Avec:

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

e_a : L'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_1 : L'excentricité structurale.

e_2 : Excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{60}{250}\right) = 2cm$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2 + \alpha)}{10000 \times h}$$

Avec : $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$ **(RPA. Art. A.4.3.5)**

φ : Le rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge ($\varphi = 2$).

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes ; au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

L_f : Longueur de flambement ; $L_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2m$.

h : Hauteur de la section égale à 10cm.

$$e_2 = \frac{3 \times (1.2)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0,10} = 0.0103m$$

$$D'où e_t = e_a + e_1 + e_2 = 0.02 + 0.36 + 0.0103 = 0.39m$$

III.5.5. Ferrailage de la section :

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 2.4941KN$$

$$M_u = N_u \times e = 2.4941 \times 0.39 = 0.97KN.m$$

$$H = 10cm ; d = 7cm ; b = 100cm.$$

Selon le BAEL 91:

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.97 + 2.4941 \times \left(0.07 - \frac{0.10}{2}\right) = 1.02KN.M$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.014$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s' = 0$$

D'où :

$$\alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})} \right] = 0.017$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.069 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = 0.42 \text{ cm}^2$$

Ainsi, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.35 \text{ cm}^2$$

III.5.6. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.07 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte pour 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s/4 = 2.01/4 = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3\text{HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Espacement :**

Armatures principales : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition : $S_t \leq 100/3 = 33.33 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement.**

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

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q = 0.8868 + 1 = 1.8868 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.8868 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07} \Rightarrow \tau_u = 0.027 \text{ KN} .$$

$$\tau_u = 0.027 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{pas de risque de cisaillement}$$

III.5.7. Vérification à l'ELS :

Vérification de l'état limite de compression de béton :

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

$$0.5b \times y^2 + 15A \times y - 15Ad = 0$$

Avec :

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

$$50 \times y^2 + 15 \times 2.01 \times y - 15 \times 2.01 \times 7 = 0 \Rightarrow y = 1.77 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} 1.77^3 + 15 \times 2.01 (7 - 1.77)^2 \Rightarrow I = 1009.5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 10^{-3} \times 1.77 \times 10^{-2} / 1009.5 \times 10^{-8} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.05 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage :

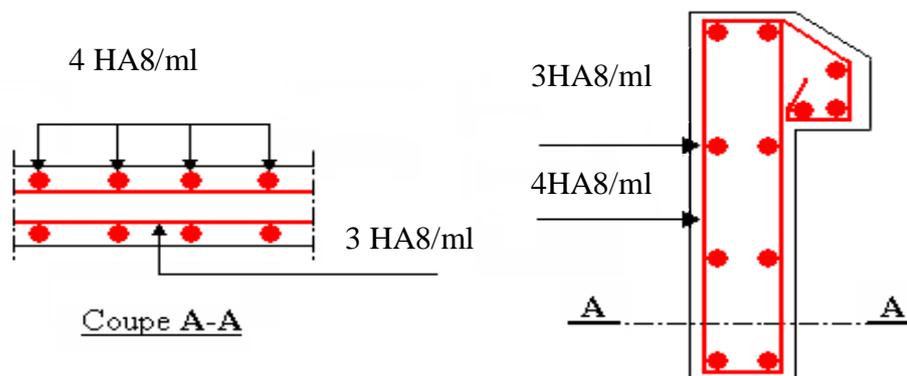


Figure III.19. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.6. Étude de l'ascenseur :

III.6.1. Définition :

L'ascenseur mécanique est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure, l'ascenseur utilisé a une capacité de prendre huit (08) personnes, ses caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur = 140cm.
- l : Largeur de l'ascenseur = 110cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145 KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15 KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51 KN.
- La charge nominale est de 630kg=6.3KN.
- La vitesse $V = 1.6 \text{ m/s}$.

$$P = P_M + D_M + \text{charge nominal} = 15 + 51 + 6.3 = 72,3 \text{ KN.}$$

III.6.2. Etude de la dalle pleine du local machinerie :

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

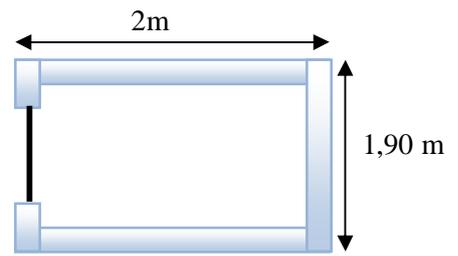


Figure. III.20. Cage d'ascenseur.

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de **h=20 cm**.

On doit calculer la surface d'impact U×V

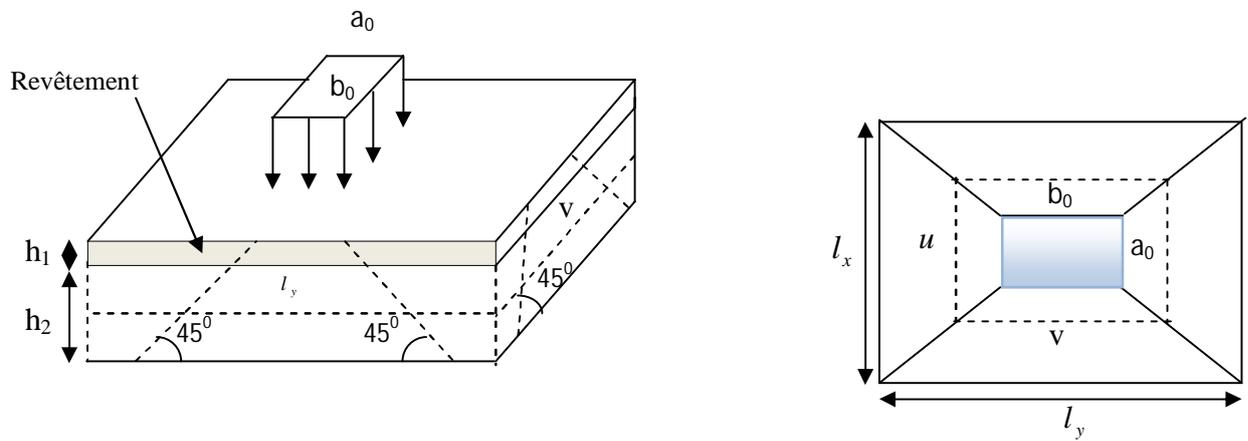


Figure. III.21. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions // } \Delta l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions // } \Delta l_y \end{cases}$$

Avec : $a_0 \times b_0$ surface de charge = $(110 \times 110) \text{cm}^2$

h_1 : Espacement du revêtement (5cm)

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi=1$)

$$\begin{cases} U = 140 \text{cm} \\ V = 140 \text{cm} \end{cases} \quad \begin{cases} l_x = 190 \text{cm} \\ l_y = 200 \text{cm} \end{cases}$$

III.6.2.1. Evaluation des moments sous charge concentrée :**a) M_{x1} et M_{y1} du système :**

M_{x1} , M_{y1} sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le **BAEL91** :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times p_u \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times p_u \end{cases}$$

Avec : ν est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2).

M_1 et M_2 : données par l'abaque de PIGEAUD..... [ANNEXE III]

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = 0.70 \quad \text{et } \rho = 0.95$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.70 \quad \text{et } \rho = 0.95$$

En se référant à l'**annexe 2** on trouve $M_1 = 0.082$ et $M_2 = 0.04$

➤ Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$\text{On a : } P = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 72.3 = 97.60 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 8 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 3.90 \text{ KNm} \end{cases}$$

➤ Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.44 \text{ KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.28 \text{ KNm} \end{cases}$$

μ_x et μ_y Sont donnés par l'**annexe II**.

➤ **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.44 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.18 \text{ KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement en travée:

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 9.44 = 8.024 \text{ KNm} \\ M_y^t = 0.85 \times 5.18 = 4.40 \text{ KNm} \end{cases}$$

En appui :

$$M_y^a = M_x^a = -0.5 \times 9.44 = -4.72 \text{ KN.m}$$

III.6.2.2. Ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de $h=20\text{cm}$ ($d_x = 18\text{cm}$; $d_y = 16\text{cm}$)

Tableau III.44. Ferrailage de la dalle de la salle des machines.

Sens		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A adopté (cm ² /ml)
Travée	x-x	8.024	0.017	0.021	0.178	1.30	1.64	4HA8 = 2.01
	y-y	4.40	0.012	0.015	0.159	0.80	1.60	4HA8 = 2.01
Appui	x-x	2.83	0.01	0.012	0.179	0.75	/	3HA8=1.51
	y-y							

Vérification à l'ELU :

• **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur totale de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (140 + 140)$$

$$U_c = 560 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 97,6 \text{ KN}; \gamma_b = 1.5$$

$$Q_u = 97.6 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1050 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On a $v > u \Rightarrow$ Au milieu de u : $V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = \frac{97.6}{3 \times 1.4} = 23.23 \text{ KN}$

Au milieu de v : $V_u = \frac{Q_u}{3u} = \frac{97.6}{3u} = 23.23 \text{ KN}$

Donc :

$$V_{\max} = 23.23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.145 \text{ MPa} \leq \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

- **Espacement des barres :**

Sens x-x' : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2e; 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm.}$

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

Calcul à l'ELS :

- **Vérification des contraintes :**

Tableau III.45. Vérification des contraintes.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées (x)	6.58	9794.26	3.67	2.46	15
Travées (y)	4.44	9794.26	3.67	1.66	15

- **Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l = 20/190 = 0.105 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = \frac{6.58}{20 \times 7.75} = 0.042 \quad (1) \\ A_s / b.d = 0.0011 \leq 2/f_e = 0.005 \quad (2). \end{array} \right.$$

Les deux conditions de la flèche sont vérifiées. On est dispensé de la vérification de la flèche.

• **Schéma de ferrailage :**

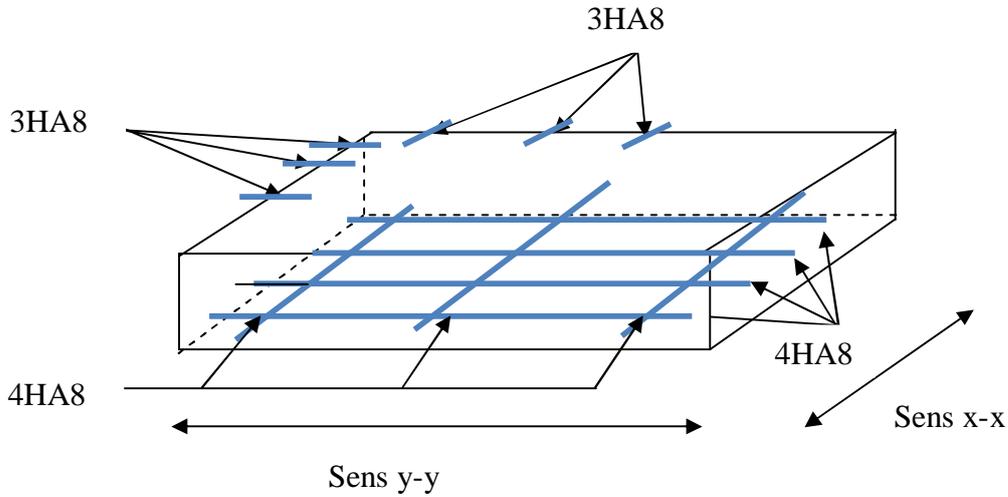


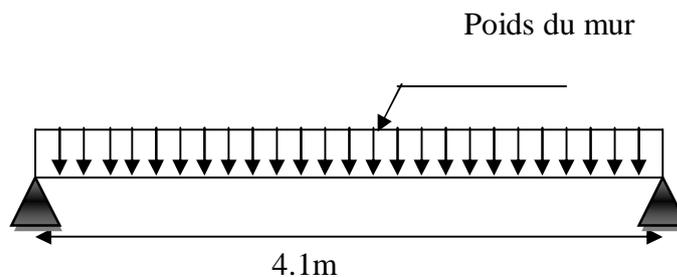
Figure. III.22.Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie.

III.7. Etude des poutres de chaînags :

a) Définition :

C'est une ceinture en béton armé intégrée à l'ensemble des murs d'une construction pour les rendre solidaires à celle-ci.

b) Dimensionnement :



$L_{max} = 4.10 \text{ m}$

$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow 27.33 \leq h \leq 41 \text{ cm}$ Condition de flèche (RPA (Art 9.3.3))

Soit : $h = 35 \text{ cm}$

$b = 35 \text{ cm}$

• **Vérifications :**

$h \geq 15 \text{ cm}$ vérifiée.

$b \geq \frac{2h}{3} = 23.33 \text{ cm}$ vérifiée.

c) Calcul des sollicitations :

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids propre du mur extérieur.

- Poids propre : $G_p = 25 \times 0.35 \times 0.35 = 3.06 \text{ KN/m}$.
- Poids du mur : $G_M = 2.93 \times (3.06 - 0.35) = 7.94 \text{ KN/m}$.

Donc : $G = 11 \text{ KN/m}$.

$$P_u = 1.35 \times G \Rightarrow P_u = 14.85 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = G = 11 \text{ KN/m}$$

- **Calcul à l'E.L.U :**

$$M_0 = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_0 = 31.20 \text{ KN m}$$

$$M_t = 0.75M_0 \rightarrow M_t = 23.4 \text{ KN m}$$

$$M_a = -0.5M_0 \rightarrow M_a = -15.6 \text{ KN m}$$

d) Ferrailage de la poutre de chaînage en flexion simple :

$$b = 35\text{cm} \quad h = 35\text{cm} \quad d = 33\text{cm} \quad f_{c28} = 25\text{Mpa} \quad f_{bu} = 14,2\text{Mpa} \quad f_{st} = 348\text{Mpa}$$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III.46. Calcul des armatures principales.

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A_{cal} (cm)	A_{min} (cm)	$A_{adopté}$
Travée	23.4	0.043	0.054	0.323	2.08	1.39	3HA10=2.36
Appui	15.6	0.028	0.035	0.325	1.38	1.39	3HA10=2.36

➤ Vérifications à l'ELU :

- **Effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} ; \text{ Avec : } V = \frac{q_u \times l}{2} = 30.44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{30.44 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.33} = 0.263 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \text{ vérifiée}$$

- **calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{min} \right) = 10 \text{ mm}$$

Soit un cadres T8 plus étriers T8 $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$

- **calcul des espacements :**

$$S_t = \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9 \times d, 40\text{cm}) = 29.7 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57.42 \text{ cm} \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} < 0 \end{array} \right.$$

Donc $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Vérfications à l'ELS :**

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$M_0 = P_s \times \frac{L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 23.1 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 \Rightarrow M_t = 17.33 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 \Rightarrow M_t = -11.55 \text{ KN.m}$$

Calcul de la position de l'axe neutre y:

$$A = 2.36 \text{ cm}^2; b = 35 \text{ cm} \quad d = 33 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d \Rightarrow y = 7.22 \text{ cm}$$

Calcul de I

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 27918.078 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 5.97 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **Evaluation de la flèche :**

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

$$\frac{h}{l} = 0.085 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{33 \times 35} = 0.0020 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

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

e) Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage :

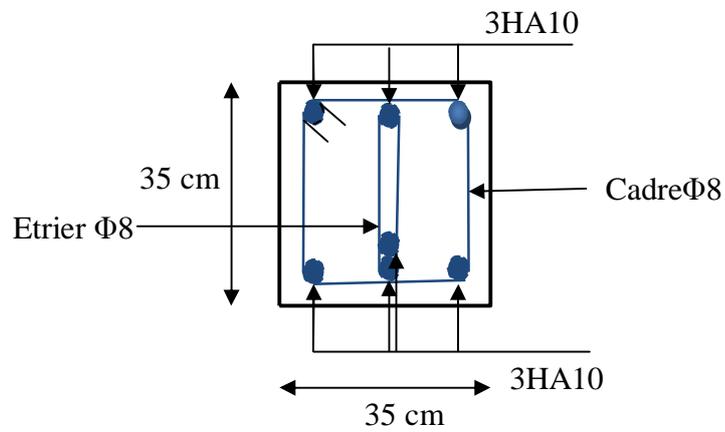


Figure III.23. Ferrailage de la Poutre de chaînage.

IV.1. Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

IV.2. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- ✓ **Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : RPA99 (Article 4.2.3)**

L'effort sismique V ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau4.1)**

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir.

L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe **2**
- Zone sismique : zone **IIa** \Rightarrow **A = 0.15**

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement **RPA99 (Tableau4.3)**.

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : **R = 5**

- **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : **RPA99 (Formule 4.4)**

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Avec : Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau IV .1. Valeurs des pénalités Pq .

“ Critère q ”	Observé	P _q /xx	Observé	P _q /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc :

$$Q_x = Q_y = 1.20$$

- **W** : poids total de la structure :

$$W = n \sum W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

β = 0.2 pour usage d'habitation

$$\Rightarrow W = 57554.75 \text{ KN.}$$

- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient **D** est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (**T**), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (**η**).

On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure **T** (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de **T**).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne, donc du **RPA 99 (Tableau 3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie **S₃**, donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$$

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.82 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

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

$$h_n = 39.44\text{m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement tableau (4.6) :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.05$

$$T_c = 0.05 \times (39.44)^{3/4} = 0.79\text{s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09 h_n / \sqrt{L} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 27.85\text{m}, \quad L_y = 17.35\text{m}$$

$$T_x = 0.67\text{s}$$

$$T_y = 0.85\text{s}$$

$$\begin{cases} T_x = \min(T_x; T_c) = 0.67 \text{ s} \\ T_y = \min(T_y; T_c) = 0.79 \text{ s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

Car $T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 * 0.82 * (0.5/0.67)^{2/3} = 1.675 \\ D_y = 2.5 * 0.82 * (0.5/0.79)^{2/3} = 1.509 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.67 = 0.87\text{s} \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.79 = 1.03\text{s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.675 \times 1.2}{5} \times 57554.75 = 3470.55\text{KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.509 \times 1.2}{5} \times 57554.75 = 3126.60\text{KN}$$

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale:

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres,
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massiques modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

IV.3.3 Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.5. Modalisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

IV.5.1. Disposition des voiles de contreventement :

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99, plusieurs essais de disposition de voiles ont été testés. Ces dispositions ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure, soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques.

La disposition retenue et la suivante :

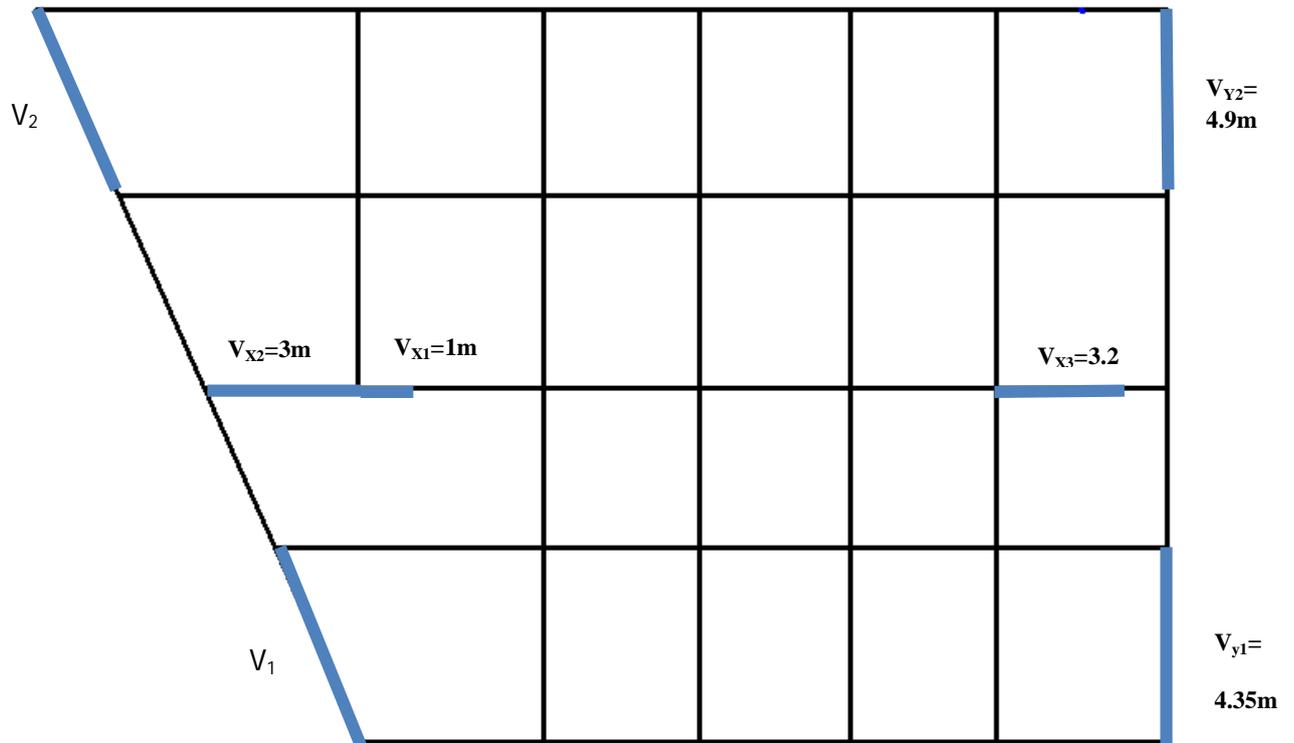


Figure. IV.1. Disposition des voiles

➤ Résultats obtenus :

Périodes de vibration et participation massique :

Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.

Modes	Périodes	Cumulative sum Individuel mode		Individuel mode Cumulative sum	
	Sec	U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0.965	0.586	0.0866	0.586	0.086
Mode 2	0.788	0.111	0.5382	0.698	0.624
Mode 3	0.649	0.019	0.0388	0.718	0.663
Mode 4	0.289	0.119	0.0097	0.838	0.673
Mode 5	0.199	0.011	0.164	0.849	0.838
Mode 6	0.161	0.002	0.0008	0.852	0.839
Mode 7	0.150	0.048	0.0042	0.900	0.843
Mode 8	0.114	0.005	0.0241	0.905	0.867
Mode 9	0.103	0.015	0.0051	0.921	0.872
Mode 10	0.098	0.00008	0.0010	0.921	0.873
Mode 11	0.098	0.00018	0.0005	0.921	0.874
Mode 12	0.094	0.000057	0.0002	0.921	0.874
Mode 13	0.091	0.000086	0.0001	0.922	0.874
Mode 14	0.090	0.000089	0.0008	0.922	0.875
Mode 15	0.083	0.0008	0.0058	0.922	0.881
Mode 16	0.081	0.0178	0.0155	0.940	0.896
Mode 17	0.080	0.0035	0.0303	0.944	0.927

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

Les modes de vibration sont montrés sur les Figure IV.2, IV3, IV4.

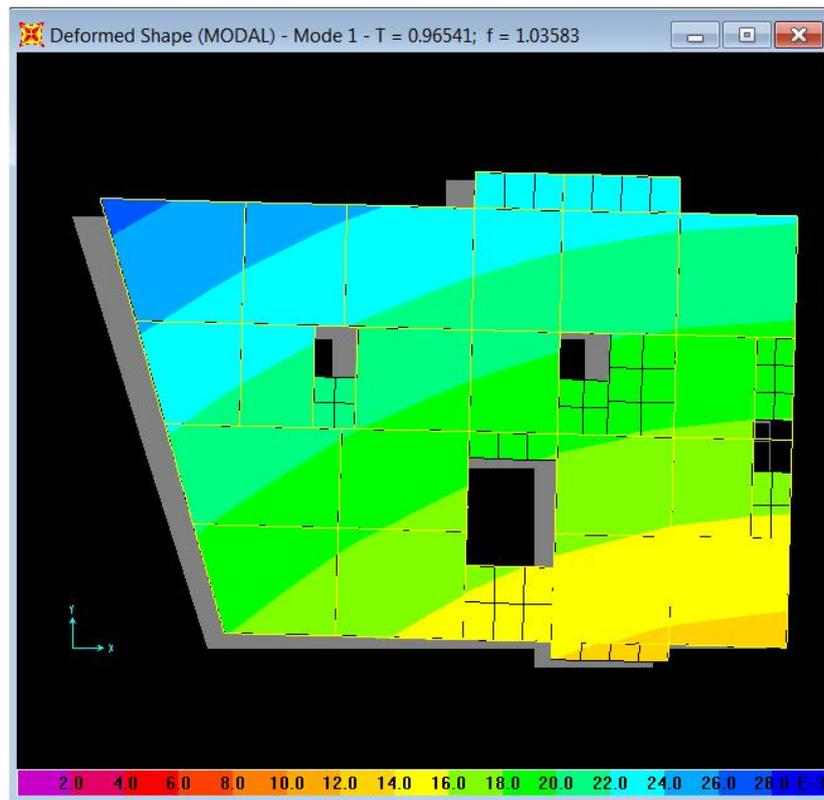


Figure. IV.2. 1^{er} mode (translation suivant X)

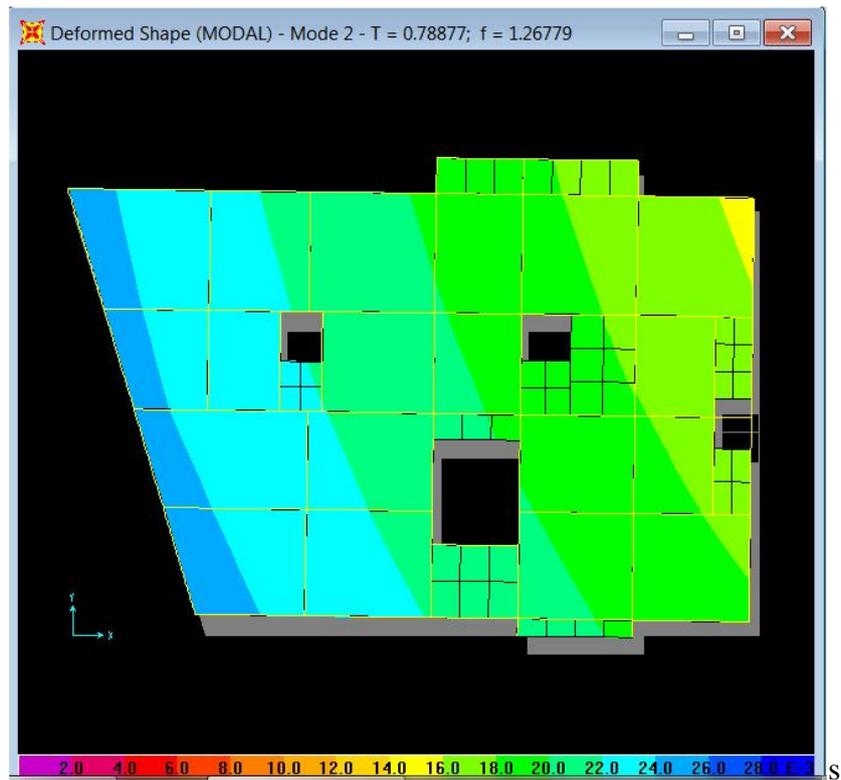


Figure. IV.3. 2^{ème} mode (translation suivant Y)

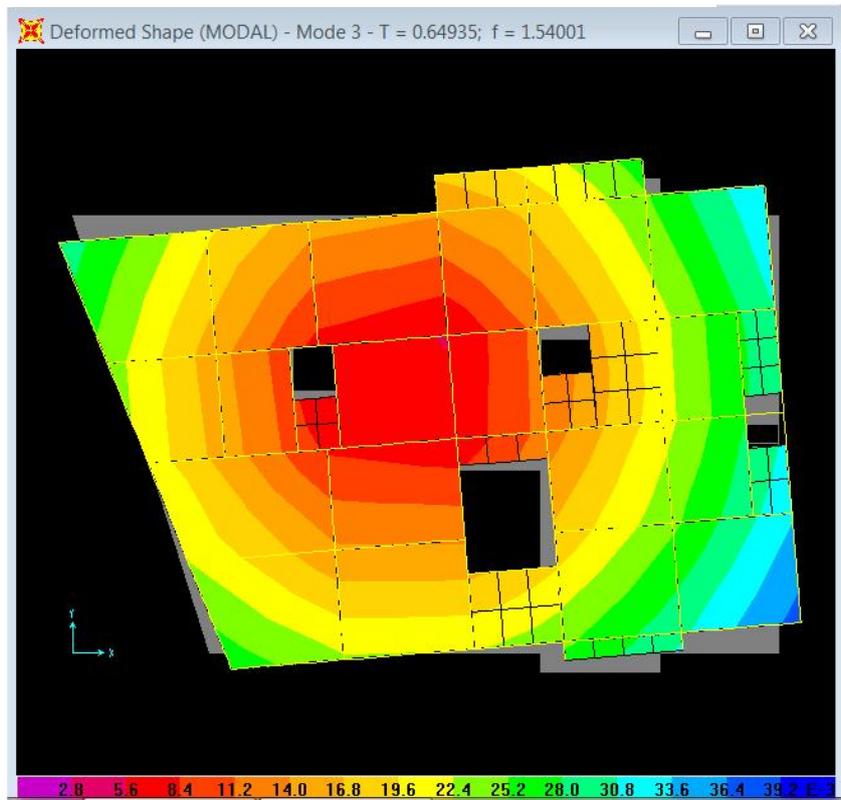


Figure. IV.4. 3^{ème} mode (torsion autour de Z)

b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les tableaux IV.3, IV.4, IV5 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Tableau IV.3.Vérification sous charges verticales:

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
RDC	57402.282	7090.555	89	10.99
NIV 01	48720.078	9802.675	83.24	16.75
NIV 02	42903.545	10252.307	80.71	19.28
NIV 03	38400.157	9470.593	80.21	19.78
NIV 04	33883.9	8700.555	79.56	20.43
NIV 05	29618.686	7756.541	79.24	20.75
NIV 06	25275.102	6890.168	78.57	21.42
NIV 07	21152.163	5879.821	78.24	21.75
NIV 08	16986.068	4911.856	77.56	22.43
NIV 09	13000.642	3833.767	77.22	22.77
NIV 10	9006.592	2763.04	76.52	23.47
NIV 11	5323.057	1498.121	78.03	21.96
NIV12	2064.425	0	100	0

Tableau IV.4. Vérification sous charges horizontales dans le sens x-x :

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
RDC	237.217	607.914	28.07	71.93
NIV 01	365.715	687.077	34.74	65.26
NIV 02	363.393	720.499	33.56	66.44
NIV 03	499.957	817.933	37.93	62.07
NIV 04	687.51	838.764	45.04	54.96
NIV 05	637.643	1085.67	37	63
NIV 06	1288.454	1316.28	49.46	50.53
NIV 07	1335.799	1291.937	50.83	49.16
NIV 08	1421.725	1097.807	56.42	43.57
NIV 09	1558.666	841.245	64.94	35.05
NIV 10	1497.405	759.289	66.35	33.64
NIV 11	130.54	62.328	67.68	32.31
NIV12	251.095	0	100	0

Tableau IV.5. Vérification sous charges horizontales dans le sens y-y :

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
RDC	904.23	1543.401	36.94	63.05
NIV 01	745.52	1245.285	37.44	62.55
NIV 02	678.49	1325.125	33.86	66.13
NIV 03	549.886	1584.723	25.76	74.23
NIV 04	587.057	1413.159	29.34	70.65
NIV 05	640.79	1216.257	34.50	65.49
NIV 06	604.501	1090.318	35.66	64.33
NIV 07	627.728	884.945	41.49	58.50
NIV 08	593.811	731.119	44.81	55.18
NIV 09	598.843	542.156	52.48	47.51
NIV 10	486.213	434.995	52.77	47.22
NIV 11	623.913	322.825	65.90	34.09
NIV12	266.117	0	100	0

- **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charges verticales (avec quelques écarts très minimes) et horizontales est vérifiée dans tous les niveaux.

IV.5.2. 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 :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.6.

Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B(cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
RDC,1	65*65	0.4225	3102.859	0.2937618	Vérifiée
2,3	65*60	0.39	1845.211	0.1892524	Vérifiée
4,5	60*60	0.36	1175.663	0.1306292	Vérifiée
6,7	60*55	0.33	815.127	0.0988033	Vérifiée
8,9	55*55	0.3025	597.342	0.0789874	Vérifiée
10,11	55*50	0.275	393.949	0.0573017	Vérifiée
12	50*45	0.225	203.507	0.036179	Vérifiée

IV.5.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA99 (article 4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Si $V < 0.8 \cdot V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 \cdot V_{st} / V$.

Tableau IV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	$0.8 \cdot V_{st}$	Observation
Sens x-x	2790.472	2776.44	vérifiée
Sens y-y	2539.302	2501.28	vérifiée

IV.5.4 Justification 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 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec :

$$\delta_K = R \times \delta e_K$$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure.

δe_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8.

Tableau IV.8. Vérification des déplacements

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δe_K (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	hK (cm)	$\Delta K/hK$ (%)	δe_K (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	$\Delta K/hK$ (%)
RDC	0.0007	0.0035	0	0.0028	3.06	0.091	0.0003	0.0015	0	0.0015	0.049
NIV 01	0.0021	0.0105	0.0035	0.0084	3.06	0.274	0.0009	0.0045	0.0015	0.003	0.098
NIV 02	0.0038	0.019	0.0105	0.0152	3.06	0.496	0.0017	0.0085	0.0045	0.004	0.130
NIV 03	0.0057	0.0285	0.019	0.0228	3.06	0.745	0.0027	0.0135	0.0085	0.005	0.163
NIV 04	0.0077	0.0385	0.0285	0.0235	3.06	0.767	0.0038	0.019	0.0135	0.0055	0.179
NIV 05	0.0097	0.0485	0.0385	0.0299	3.06	0.977	0.005	0.025	0.019	0.006	0.196
NIV 06	0.0117	0.0585	0.0485	0.03	3.06	0.980	0.0063	0.0315	0.025	0.0065	0.212
NIV 07	0.0135	0.0675	0.0585	0.0301	3.06	0.983	0.0076	0.038	0.0315	0.0065	0.212
NIV 08	0.0152	0.076	0.0675	0.0303	3.06	0.990	0.0088	0.044	0.038	0.006	0.196
NIV 09	0.0168	0.084	0.076	0.0305	3.06	0.996	0.01	0.05	0.044	0.006	0.196
NIV 10	0.0181	0.0905	0.084	0.03053	3.06	0.997	0.0112	0.056	0.05	0.006	0.196
NIV 11	0.0192	0.096	0.0905	0.0278	2.89	0.961	0.0122	0.061	0.056	0.005	0.173
NIV 12	0.02	0.1	0.096	0.02698	2.89	0.933	0.0128	0.064	0.061	0.003	0.103

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.5.5 Justification vis à vis de l'effet P- Δ : [RPA (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 le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

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 de l'étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-q_K)$.
- ✓ Si $\Theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.9.

Tableau IV.9. Vérification de l'effet P- Δ .

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V_k (KN)	Θ_k	Δ_k	V_k (KN)	Θ_k
RDC	3.06	57554.75	0.0028	2627.736	0.0202	0.0015	2447.631	0.0115
NIV 01	3.06	52146.02	0.0084	2604.734	0.0544	0.003	2379.751	0.0214
NIV 02	3.06	47349.6	0.0152	2519.532	0.0933	0.004	2267.404	0.0272
NIV 03	3.06	42635.02	0.0228	2399.919	0.0132	0.005	2134.609	0.0326
NIV 04	3.06	37919.39	0.0308	2256.694	0.0196	0.0055	2000.216	0.0340
NIV 05	3.06	33280.63	0.0388	2097.885	0.0201	0.006	1857.047	0.0351
NIV 06	3.06	28641.24	0.0468	1927.58	0.0227	0.0065	1694.819	0.0358
NIV 07	3.06	24078.39	0.054	1750.514	0.0242	0.0065	1512.673	0.0338
NIV 08	3.06	19514.86	0.0608	1529.338	0.0253	0.006	1324.93	0.0288
NIV 09	3.06	15021.74	0.0672	1298.908	0.0254	0.006	1140.999	0.0258
NIV 10	3.06	10527.54	0.0724	1044.348	0.0238	0.006	921.208	0.0224
NIV 11	2.89	6137.017	0.0768	1141.731	0.0142	0.005	946.738	0.0112
NIV 12	2.89	1901.896	0.08	251.095	0.0265	0.003	266.117	0.0074

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.9, les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.6. Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale) et celle qui vérifient toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003 (le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit).

V.1 Introduction :

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments porteurs principaux. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrailés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

V.2 Etude des poteaux :

Les poteaux sont sollicités en flexion composée. Leur ferrailage est calculé à partir des sollicitations maximales issues des combinaisons suivantes :

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+E$
- 4) $G+Q-E$
- 5) $0.8G+E$
- 6) $0.8G-E$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$N_{max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{min} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}}$$

V.2.1 Recommandations du RPA99 (version 2003) :

V.2.1.1 Les armatures longitudinales : (RPA99/2003 Art7.4.2.1) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

$$A_{min} = 0.8\% \text{ de la section de béton (en zone IIa),}$$

$$A_{max} = 4\% \text{ de la section de béton (en zone courante),}$$

$$A_{max} = 6\% \text{ de la section de béton (en zone de recouvrement),}$$

$$\Phi_{min} = 12mm \text{ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)}$$

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right).$$

h_e : hauteur d'étage.

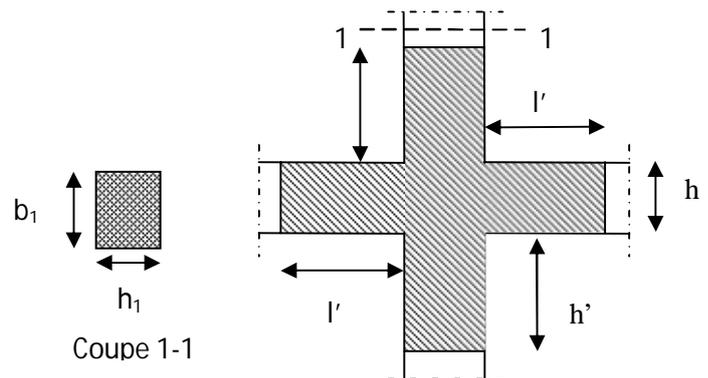


Figure V.1 : zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableaux V.1 armatures longitudinales (minimales et maximales) relatives aux prescriptions du RPA99/2003.

Niveau	section du poteau (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{max}(cm^2)$ Zone courante	$A_{max}(cm^2)$ zone de recouvrement
RDC et 1	65×65	33.8	16.90	25.35
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	65×60	31.20	15.60	23.40
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	60×60	28.80	14.40	21.60
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	60×55	26.40	13.20	19.80
8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	55×55	24.20	12.10	18.15
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	55×50	22.00	11.00	16.50
12 ^{ème} étage	50×45	18.00	9.00	13.50

V.2.1.2 Les armatures transversales :(RPA99/2003 Article7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_c}$$

Où : V_u : effort tranchant de calcul.

h_l : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

$$\checkmark \quad t \leq \min (10 \times \phi_l, 15\text{cm}) \text{ (zone nodale).}$$

$$\checkmark \quad t \leq 15 \times \phi_l \text{ (zone courante).}$$

(ϕ_l Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau).

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$\checkmark \quad \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\checkmark \quad \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g \text{ élanement géométrique}).$$

La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

V.2.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP 2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N < 0 : \text{effort de traction.} \\ N > 0 : \text{effort de compression.} \end{array} \right.$$

Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux.

Niveau	<i>N_{max} → M_{cor}</i>		<i>M_{max} → N_{cor}</i>		<i>N_{min} → M_{cor}</i>	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	2434.875	20.65	184.65	858.765	-634.78	17.599
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage,	1325.401	7.356	174.792	998.756	-578.256	5.843
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	1115.891	2.254	149.527	586.517	-121.709	41.043
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	1066.291	3.680	177.550	845.486	-1.196	287.342
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	998.85	1.397	102.01	420.67	-95.996	1.065
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	616.374	4.548	163.301	228.128	-128.718	11.234
12 ^{ème} étage	265.915	24.871	82.11	94.285	-9.675	20.170

V.2.3 Calcul du ferrailage :

V.2.3.1 Ferrailage longitudinal :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

- **Exemple de calcul :**

Soit les poteaux du RDC et 1^{er} étage

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

$$d = 60\text{cm}, d' = 5\text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25\text{ Mpa}$$

acier Fe E400

$$f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\diamond N^{max} = 2434.875 \text{ KN} \Rightarrow M^{cor} = 20.65 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0.0084 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25 \text{ cm}$$

c à l'intérieur de la section

$$A = (0.337 h - 0.81 d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$B = N_u (d - d') - M_{ua}$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 635.24 \text{ KN.m}$$

$$A = 1.071 \text{ KN.m}$$

$$B = 0.703 \text{ KN.m}$$

$A > B$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\text{Calcul de } \mu_{bu} : \mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{635.24 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.60^2 \times 0.65} = 0.191 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.267 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 9.60 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.535 \text{ m.}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{635.24 \times 10^{-3}}{0.535 \times 348} = 34.11 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 34.11 \times 10^{-4} - \frac{2434.875 \times 10^{-3}}{400} = -2.67 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

$$\diamond M^{max} = 184.65 \text{ KN} \Rightarrow N^{cor} = 858.765 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0.21 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25 \text{ cm}$$

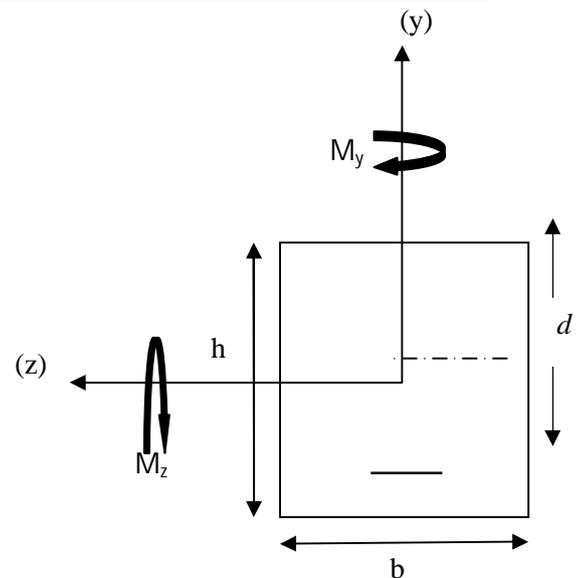


Figure V.2 : section du poteau à étudier

c à l'intérieur de la section

$$A = (0.337 h - 0.81 d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = 1.071$$

$$B = Nu (d-d') - M_{ua} = 0.051$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 420.81 \text{ KN.m}$$

$A > B$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\text{Calcul de } \mu_{bu} : \mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{420.81 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.60^2 \times 0.65} = 0.126 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.168$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.559 \text{ m.}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{420.81 \times 10^{-3}}{0.559 \times 348} = 21.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 21.63 \times 10^{-4} - \frac{858.765 \times 10^{-3}}{400} = -4.87 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

$$\diamond N^{\min} = -634.78 \text{ KN} \Rightarrow M^{\text{cor}} = 17.599 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = -634.78 \text{ KN (traction)}, M_{\text{cor}} = 17.599 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.027 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.33 \text{ m} \Rightarrow \text{(le centre de pression est à l'intérieur de la section).}$$

Donc la section est entièrement tendue.

$$A_1 = \frac{Nu e_2}{fst(d-d')}$$

$$A_2 = \frac{Nu e_1}{fst(d-d')}$$

tel que:

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = \left(\frac{0,65}{2} - 0,05\right) + 0,027 = 0,302 \text{ m}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = (0,60 - 0,05) - 0,302 = 0,248 \text{ m}$$

$$fst = 400 \text{ MPa.}$$

On aura:

$$A_1 = \frac{115,5 \times 10^{-3} \times 0,248}{400(0,6 - 0,05)} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{115,5 \times 10^{-3} \times 0,302}{400(0,6 - 0,05)} = 1,58 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 + A_2 = 2,88 \text{ cm}^2$$

Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux.

Niveau	Sections	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	Barres
RDC et 1^{er} étage	65×65	0	0,922	33,8	36,7	12HA16+4HA20
2^{ème} et 3^{ème} étage,	65×60	0	0,338	31,20	32,17	16HA16
.4^{ème} et 5^{ème} étage	60×60	0	0,112	28,80	30,29	12HA16+4HA14
6^{ème} et 7^{ème} étage	60×55	0	0,18	26,12	30,29	12HA16+4HA14
8^{ème} et 9^{ème} étage	55×55	0	0,076	24,20	24,63	16HA14
10^{ème} et 11^{ème} étage	55×50	0	0,25	21,45	22,99	12HA14+4HA12
12^{ème} étage	50×45	0	1,52	17,13	18,10	16HA12

V.2.3.2 Ferrailage transversal :

Le tableau ci- après résumant les résultats de calcul des armatures transversales des différents poteaux aux différentes niveaux ;

Tableau V.4. : Les Armatures transversales dans les poteaux.

Sections (cm ²)	Φ_t^{min} Cm	VU (KN)	Lr Cm	t zone nodale	t zone courante	λ_g	At (cm ²)	Amin (cm ²)	A_t^{adop} (cm ²)	Barres
65×65	1.6	82.18	64	10	15	3.29	1.77	3.57	4.71	6HA10
60×65	1.6	53.76	64	10	15	3.57	1.16	3.3	4.71	6HA10
60×60	1.6	51.35	64	10	15	3.57	1.20	3.3	4.71	6HA10
55×60	1.6	56.20	64	10	15	3.89	1.32	3.02	4.71	6HA10
55×55	1.6	56.84	64	10	15	3.89	1.45	3.02	4.71	6HA10
50×55	1.6	70.50	64	10	15	4.04	1.80	2.75	4.71	6HA10
45×50	1.6	49.24	64	10	15	4.49	1.38	2.47	4.71	6HA10

Conformément au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_1^{\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.2.4 Vérifications :➤ **vérification au flambement (effort normal ultime) :**

Selon le BAEL91 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement) .

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour les poteaux les plus sollicités à chaque niveau et le plus élancé.

➤ **Critère de la stabilité de forme :**

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_{max} < N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots\dots\dots (\text{Article B.8.4.1}).$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1,5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1,15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

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

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

I : Moment d'inertie.

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

Avec l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ Pour le poteau rectangulaire.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} a : \text{largeur de la section} \\ b : \text{hauteur de la section} \end{array} \right.$$

Tableau V.5. Justification de l'effort normal ultime et l'effort maximum.

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	λ	α	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _u (KN)	Obc
RDC et 1 ^{er} étage	65×65	3.06	2.14	11.14	0.84	35.44	3969	2434.875	7209.46	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages,	60×65	3.06	2.14	11.14	0.84	33.17	3654	1325.401	6653.14	vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	60×60	3.06	2.14	12.36	0.83	33.17	3364	1115.891	6128.19	vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	55×60	3.06	2.14	12.36	0.83	26.89	3074	1066.296	5051.67	vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	55×55	3.06	2.14	13.54	0.82	26.89	2809	998.851	5032.46	vérifiée
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	50×55	2.89	2.023	12.80	0.81	22.87	2544	616.374	4460.33	vérifiée
12 ^{ème} étage	45×50	2.89	2.023	14.04	0.82	20.61	2064	265.915	3722.05	vérifiée

Du tableau ci- dessus on remarque que $N_{max} < N_u \Rightarrow$ Pas de risque de flambement

➤ **Vérification des contraintes :**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

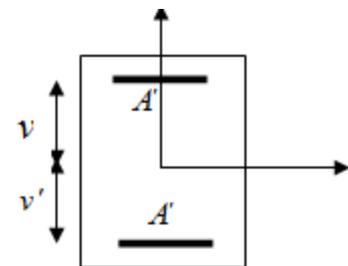


Figure V.3 : Section d'un poteau

$S = b \times h + 15 (A + A')$ section homogène.

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 6 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	D (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	Obc
RDC et 1 ^{er} étage	60	36.7	35.57	29.33	1855876.55	1984.63	55.12	4.15	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage,	60	32.20	35.61	29.38	1708608.27	1127.11	53.90	3.93	vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	55	30.29	33.03	27.20	1332071.92	1022.54	49.56	3.85 9	vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	55	30.29	32.72	27.28	1214413.63	1187.37	45.89	3.20	vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	50	24.63	30.14	25.06	929229.73	812.28	37.54	2.39	vérifiée
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	50	22.99	29.99	25.11	841240.86	443.32	35.45	1.44	vérifiée
12 ^{ème} étage	45	18.10	27.41	22.94	561719.96	194.39	25.67	1.05	vérifiée

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

➤ **Vérification aux sollicitations tangentielles :**

Selon le **RPA 99** (Art : 7.4.3.2) :

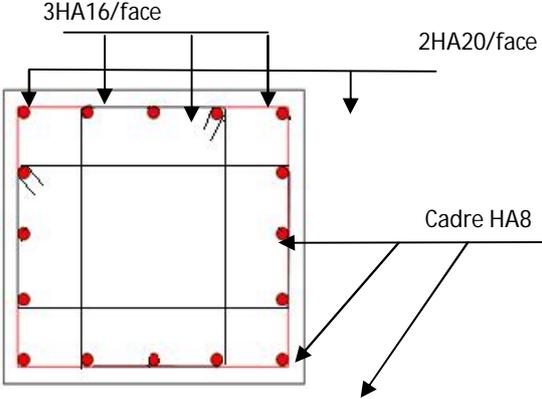
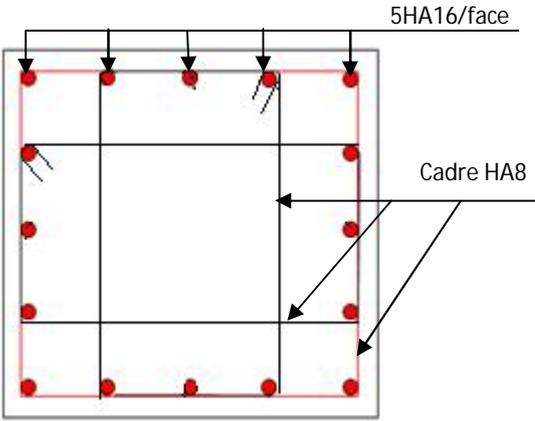
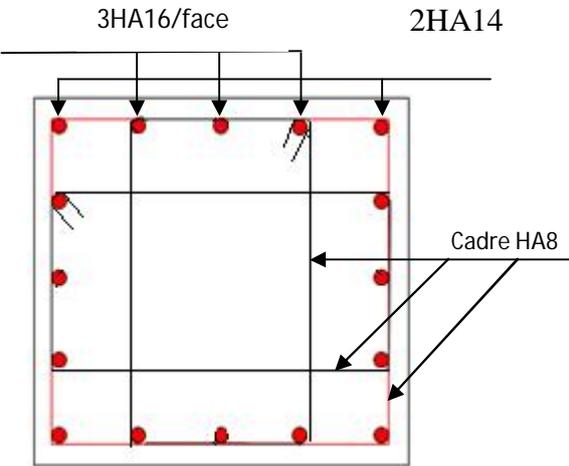
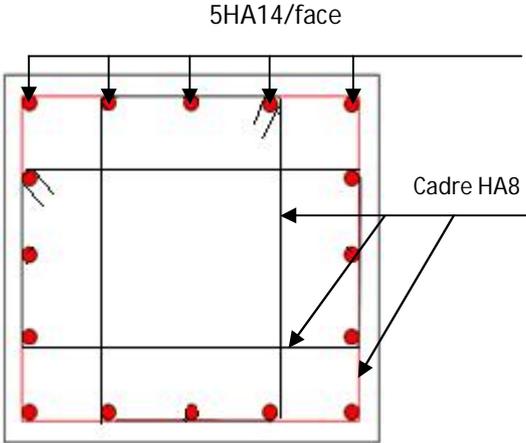
$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

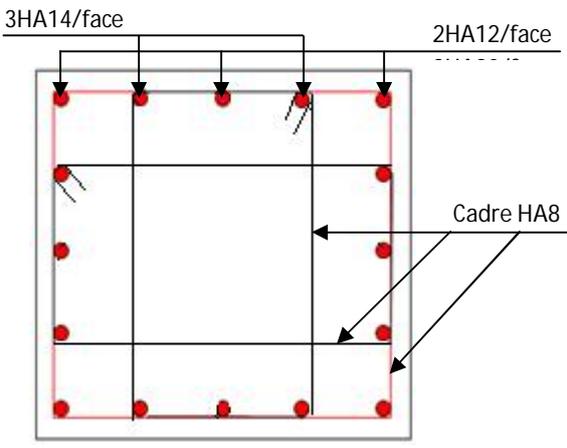
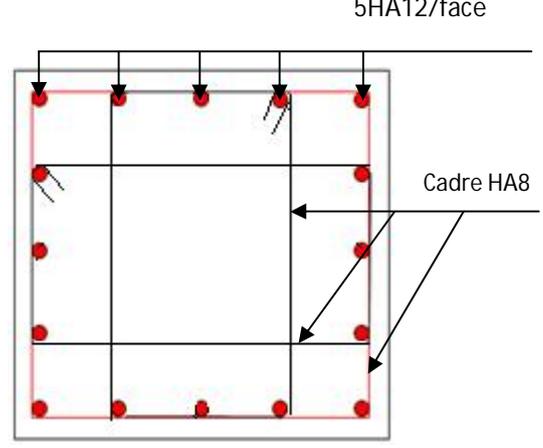
$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique) .

Tableau V.7 Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	section	Lf(m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	Vu(KN)	τ (MPa)	τ^{ad} (MPa)	obser
RDC et 1^{er} étage	65×65	2.14	3.29	0,04	60	117.25	0,277	1	vérifiée
2^{ème} et 3^{ème} étage,	60×65	2.14	3.57	0,04	60	121.68	0,312	1	vérifiée
4^{ème} et 5^{ème} étage	60×60	2.14	3.57	0,04	55	94.67	0,262	1	vérifiée
6^{ème} et 7^{ème} étage	55×60	2.14	3.89	0,04	55	120.76	0.365	1	vérifiée
8^{ème} et 9^{ème} étage	55×55	2.14	3.89	0,04	50	111.75	0,369	1	Vérifiée
10^{ème} et 11^{ème} étage	50×55	2.023	4.04	0,04	50	102.77	0,373	1	Vérifiée
12^{ème} étage	45×50	2.023	4.49	0,04	45	53.49	0,237	1	Vérifiée

Tableau V.8.Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau :

RDC ; 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage,
	
Poteau (65×65)	Poteau (60×65)
4 ^{ème} ; 5 ^{ème} ; 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage
	
Poteau (60×60) ; poteau (55×60)	Poteau (55×55)
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	12 ^{ème} étage

	
Poteau (50×55)	Poteau (45×50)

V.3 .Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet de déterminer les armatures longitudinales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales dans une section donnée, l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales.

La détermination des sollicitations (M, V) (obtenus par le SAP2000) se fait à partir des combinaisons suivantes :

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+E$
- 4) $G+Q-E$
- 5) $0.8G+E$
- 6) $0.8G-E$

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- ✓ poutres principales (40×45),
- ✓ poutres secondaires (35×40),

On procède au calcul du ferrailage avec le respect des pourcentage d'acier données par le RPA en zone II.a.

V.3.2 Calcul de ferrailage :

Les sollicitations maximales dans les poutres sont déduites de la modélisation par le SAP 2000.

V.3.2.1 Sollicitations de calculs :

Tableau V.9: les sollicitations maximales.

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	$M_{travée}$ (KN.m)	M_{appui} (KN.m)	V (KN)	$M_{travée}$ (KN.m)	M_{appui} (KN.m)	V (KN)
Tous les étages	125.81	-176.80	188.71	59.15	-79.58	131.20
Terrasse inaccessible	50.12	-102.86	110.88	28.81	-43.22	33.678

Le ferrailage des poutres se calculé à la flexion simple en travée et en appui : Les résultats obtenus sont :

Tableau V.10: Résultats de calculs de ferrailages des poutres.

Niveau	Type	section	Localisation	Acal (cm ²)	Amin cm ²	A RP A	A adopt	N de barre
Pour étage courant	PP	40*45	Travée	9.20	2.07	9	9.24	6HA14
			Appui	12.45			14.32	4HA16+2HA20
	PS	35*40	Travée	4.23	1.56	7	7.6	4HA12+2HA14
			Appui	6.61			6.79	6HA12
Pour terrasse inaccessible	PP	40*45	Travée	3.52	2.07	9	9.24	6HA14
			Appui	7.46			9.24	6HA14
	PS	35*40	Travée	2.29	1.56	7	7.6	4HA12+2HA14
			Appui	3.48			4.62	3HA14

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité).....BAEL91}$$

(Art F.IV.2).

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.4 \times 0.43 \times 2.1 / 400 = 2.07 \text{ cm}^2 \text{poutre principales}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.35 \times 0.37 \times 2.1 / 400 = 1.56 \text{ cm}^2 \text{poutre secondaire}$$

V.3.2.3 Les armatures transversales :

❖ **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min\left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{ (BAEL91 Art H.III.3)}$$

$$\phi \leq \min\left(1, 2; \frac{45}{35}; \frac{40}{10}\right) = \min(1, 2; 1, 28; 4)$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

❖ **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{ (BAEL91 Art H.III.3)}$$

$$\phi \leq \min\left(1, 2; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1, 2; 1, 14; 3, 5)$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

V.3.2.4 Calcul des espacements des armatures transversales : Selon le RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t^{\min}\right).$$

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(11, 25, 14, 4) = 11, 25 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq 22.5 \text{ cm}$$

Soit : 15cm

- ❖ **Poutres secondaire :**

Selon le **RPA99Art (7.5.2.2)** :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t^{\min}\right).$$

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10; 14, 4) = 10 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

Soit : 20 cm

- **Vérification de la section minimale de A_t :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b \implies A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_t^{\min} = 1.8 \text{ cm}^2$$

V.3.2.5 Les longueurs de recouvrement :

D'après le **RPA99 (Art 7.4.2.1)**

La longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r =: 40\phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi = 12 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \text{ Soit : } L_r = 60 \text{ cm}$$

V.3.3 Vérifications :

V.3.3.1 Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{v}{b \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5\text{MPa}\right) \quad \text{car FPN}$$

Tableau V11: Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	188.71	1.12	3.33	Vérifiée
Poutres secondaires	131.20	1.01	3.33	Vérifiée

V.3.4 Vérification à l'ELS

V.3.4.1 Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times \left[A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2 \right]$$

Tableau V.12: Vérification de l'état limite de compression.

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	-52.55	0.253	0.0026	5.11	Vérifiée
	Travées	45.22	0.209	0.002	4.72	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	-30.21	0.120	0.009	4.02	Vérifiée
	Travées	20.05	0.102	0.00062	3.29	Vérifiée

V.3.4.2 Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

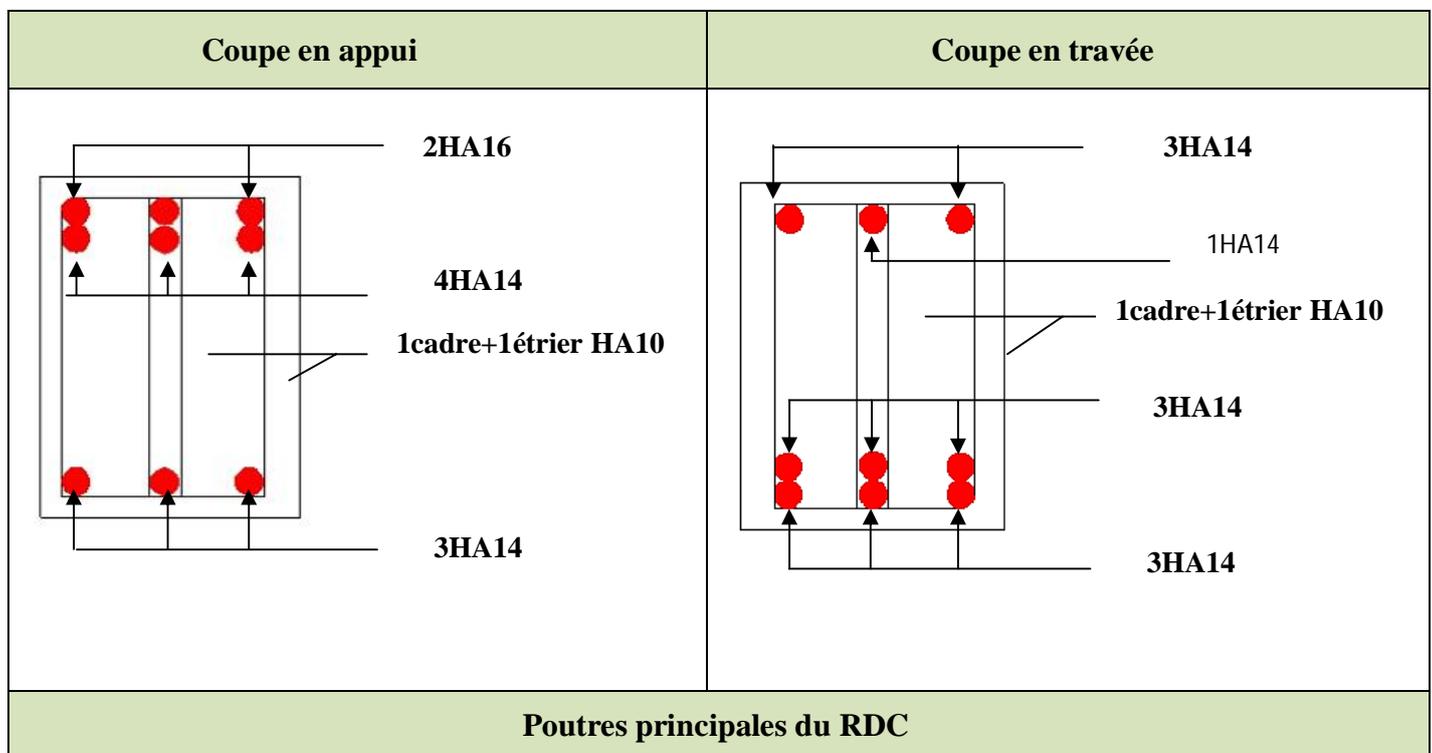
D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

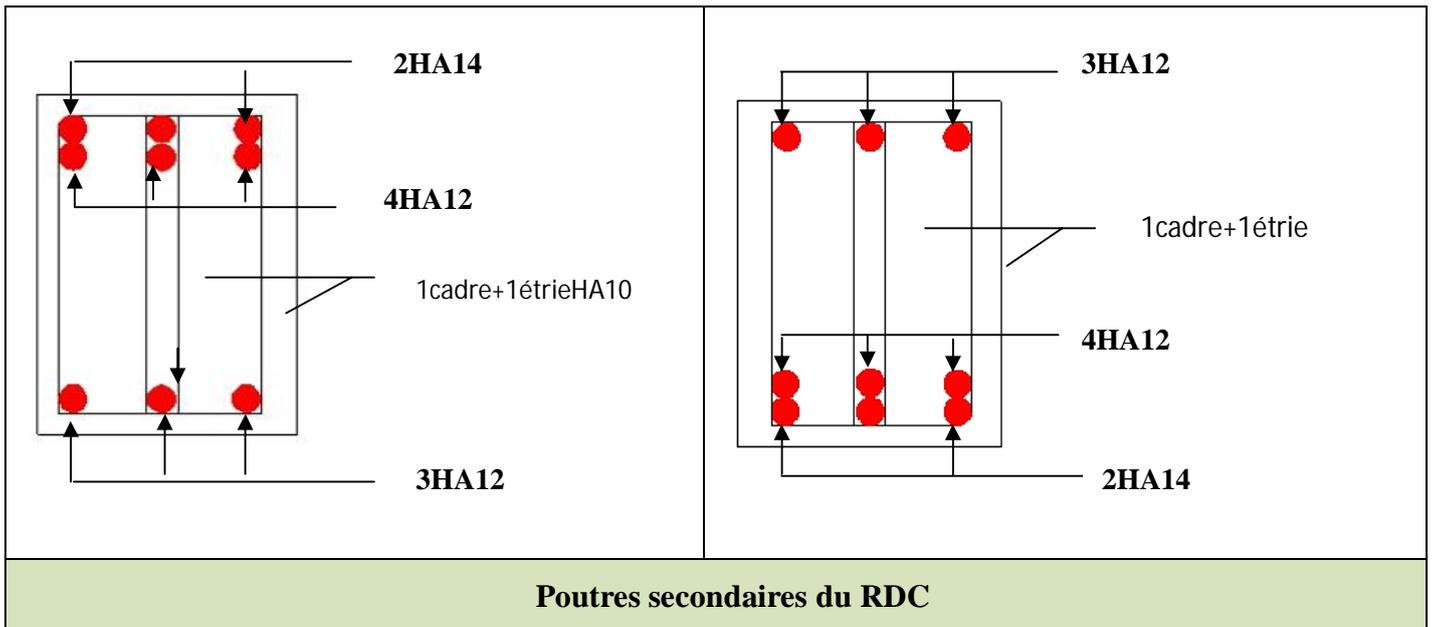
$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \quad \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$

Tableau V.13 : Vérification -des conditions de la flèche.

	h cm	b cm	L (m)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	40	5.8	9,24	0,077	0,065	0,0053	0,010	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	35	4.9	4.62	0,071	0,056	0,0035	0,010	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau V.14 : schéma de ferrailage des poutres.

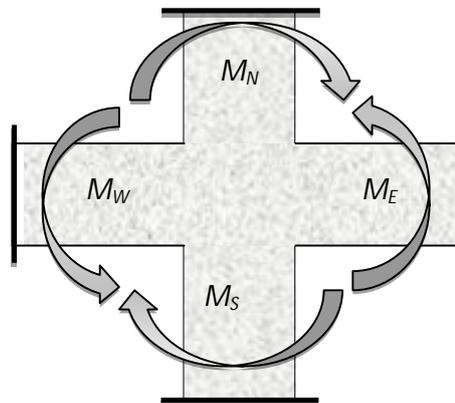




❖ Vérification des zones nodales :

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 :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$



❖ Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton,
- De la quantité d'armatures dans la section,
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Tableau V.15. Vérification de la zone nodale

Niveau	M_N	M_S	$M_N + M_S$	Poutre	M_W	M_E	$1.25 (M_W + M_E)$	Obs
RDC, 1^{er} étage	373.56	373.56	747.12	PP	100.91	100.91	252.27	Vérifiée
				PS	42.53	42.53	106.32	
2, 3, Etage	327.45	373.56	701.01	PP	100.91	100.91	252.27	Vérifiée
				PS	42.53	42.53	106.32	
4, 5, Etage	284.60	327.45	612.05	PP	100.91	100.91	252.27	Vérifiée
				PS	42.53	42.53	106.32	
6, 7 Etage	284.60	284.60	569.2	PP	100.91	100.91	252.27	Vérifiée
				PS	42.53	42.53	106.32	
8, 9, Etage	212.13	284.60	496.73	PP	100.91	100.91	252.27	Vérifiée
				PS	42.53	42.53	106.32	
10, 11, étage	198.01	212.13	412.14	PP	100.91	100.91	252.27	Vérifiée
				PS	42.53	42.53	106.32	
12 étage	141.23	198.01	339.24	PP	65.11	65.11	162.77	Vérifiée
				PS	28.93	28.93	144.65	

Remarque : La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

V.4. ETUDE DES VOILES :

V4.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1) $1.35 G + 1.5 Q$
- 2) $G + Q \pm E$
- 3) $0.8 G \pm E$

V.4.2. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

a) Aciers verticaux : (Article 7.7.4.1) :

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b) Aciers horizontaux :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

c) Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 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.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

- Sollicitation de calcul :

Tableaux V.16 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x1} = 1.00$ m.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1 ^{er} étage	967.56	189.23	252.2	500.32	-245.50	101.26	143.56
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage,	896.36	100.81	134.81	796.36	-144.34	92.50	111.54
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	555.40	101.37	101.21	555.00	-44.34	76.56	109.23
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	413.78	94.56	95.65	413.78	-32.78	52.11	73.48
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	332.69	87.76	834.81	896.36	-49.41	29.37	47.22
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	226.77	72.87	73.45	226.77	-98.56.	15.76	19.65

Tableaux V.17 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x2} = 3.00$ m

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1 ^{er} étage	2377.43	1446.20	2640.28	807.96	-238.08	2611.512	911.11
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage,	1912.47	932.95	916.77	423.99	-432.99	916.66	662.96
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	1625.99	43.77	363.55	480.84	-478.56	363.78	426.24
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	1318.58	45.09	212.64	466.10	-456.78	212.45	288.58
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	972.26	38.17	245.56	388.82	-377.56	245.99	137.41
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	590.67	35.06	278.79	239.56	-239.45	282.45	64.60

Tableaux V.18 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x3} = 3.20$ m

Niveau	<i>Nmax→Mcor</i>		<i>Mmax→Ncor</i>		<i>Nmin→Mcor</i>		V_d (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1^{er} étage	2199.56	1669.56	1781.10	1983.63	-274.93	2213.08	528.60
2^{ème} et 3^{ème} étage,	2075.32	50.12	1085.64	1658.88	-993.12	1044.43	474.54
4^{ème} et 5^{ème} étage	2053.50	36.39	564.45	1164.03	-934.67	597.37	399.91
6^{ème} et 7^{ème} étage	1646.54	51.76	316.78	958.69	-720.09	363.65	312.79
8^{ème} et 9^{ème} étage	1201.63	65.18	242.32	714.98	-509.81	301.01	257.11
10^{ème} et 11^{ème} étage	703.27	63.78	25.30	453.45	-264.36	310.63	123.06

Tableaux V.19: Sollicitation maximale dans le voile $V_{y1} = 4.35$ m

Niveau	<i>Nmax→Mcor</i>		<i>Mmax→Ncor</i>		<i>Nmin→Mcor</i>		V_d (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1^{er} étage	2206.34	72.22	2271.65	740.51	-443.95	1498.61	370.55
2^{ème} et 3^{ème} étage,	2131.56	57.57	1448.60	443.95	-734.51	1271.91	286.56
4^{ème} et 5^{ème} étage	1803.08	31.77	782.78	614.96	-612.96	782.78	234.67
6^{ème} et 7^{ème} étage	1425.1	14.23	450.42	486.78	-486.78	449.33	210.78
8^{ème} et 9^{ème} étage	1011.72	10.67	270.46	342.81	-342.81	274.46	128.05
10^{ème} et 11^{ème} étage	564.71	8.33	186.23	311.67	-193.50	185.32	67.89

Tableaux V.20 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{y2} = 4.9$ m.

Niveau	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i>		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>		V_d (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1^{er} étage	2459.10	51.56	1788.36	582.46	-436.23	736.16	415.92
2^{ème} et 3^{ème} étage,	2090.67	125.56	1732.22	1048.78	-802.67	704.89	389.9
4^{ème} et 5^{ème} étage	2068.03	128.78	1048.96	879.78	-680.6	408.86	322.89
6^{ème} et 7^{ème} étage	1651.81	115.37	568.89	689.95	-548.21	192.12	246.78
8^{ème} et 9^{ème} étage	1171.28	100.81	319.16	486.89	-399.67	66.42	139.78
10^{ème} et 11^{ème} étage	651.38	63.97	224.04	264.23	-224.10	56.78	46.78

Tableaux V.21 : Sollicitation maximale dans le voile $V_2 = 4.00$ m.

Niveau	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i>		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>		V_d (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1^{er} étage	3777.09	2260.59	8001.36	1142.12	-876.45	2244.03	445.23
2^{ème} et 3^{ème} étage,	2212.40	1324.78	1665.44	1072.43	-903.78	1378.12	361.76
4^{ème} et 5^{ème} étage	1865.38	563.65	1099.54	989.23	-761.99	967.35	288.02
6^{ème} et 7^{ème} étage	1468.88	398.00	645.34	623.98	-603.89	159.12	209.40
8^{ème} et 9^{ème} étage	978.56	100.45	352.78	342.09	-430.45	98.02	139.89
10^{ème} et 11^{ème} étage	123.56	89.45	143.89	198.02	-56.84	34.21	15.87

- **Calcul du ferrailage :**

On va exposer un seul exemple de calcul V_{x1} et les autres seront résumés dans un tableau.

A). Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1m, d = 0.95m, e = 0.20m.$$

$$N_{max} = 967.56KN \text{ (compression)}, M_{cor} = 189.23KN.m.$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,51; \frac{l}{2} = 0,5m \Rightarrow \text{Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section}$$

→ section partiellement comprimée.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 477.30KN$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{e \times d^2 \times f_{bu}} = 0,143$$

$$\mu_{bu} = 0.143 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400MPa.$$

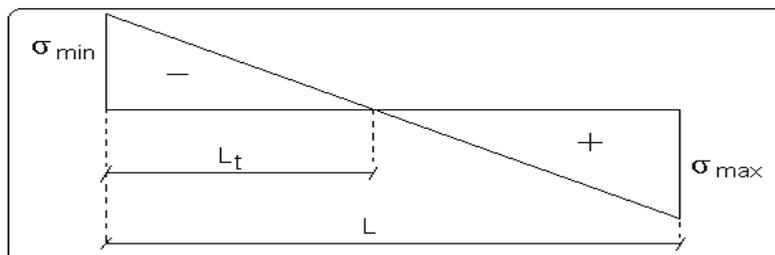
$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.193$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0,879m.$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{477,30 \times 10^{-3}}{0,879 \times 400} = 13,57 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_e} = 13,57 \times 10^{-4} - \frac{967,56 \times 10^{-3}}{400} = 1,07 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :



$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = 10,09 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = -5,09 \text{ MPa.}$$

$$L_t = \frac{3,25 \times 2,99}{7,19 + 3,25} = 0,341 \text{ m.}$$

B) Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :

$$M_{\max} = 252,20 \text{ KN. m.} \longrightarrow N_{\text{cor}} = 500,32 \text{ KN.}$$

. Armatures verticales :

$$e_G = 0,52 > (h/2) = 0,5 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section → section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 485,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{UA} = 485,75 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0,145 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0,196 \rightarrow z = 0,875 \text{ m} \rightarrow A_l = 13,87 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 1,34 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\sigma_{\max} = 10,34 \text{ MPa}; \quad \sigma_{\min} = -5,32 \text{ MPa}$$

$$L_t = 0,356 \text{ m.}$$

C). Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :

$$L = 1 \text{ m, } d = 0,95 \text{ m, } e = 0,20 \text{ m.}$$

$$N_{\min} = -245,50 \text{ KN (traction), } M_{\text{cor}} = 101,26 \text{ KN. m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,41 \text{ m} < \frac{l}{2} = 0,5 \text{ m} \Rightarrow (\text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}).$$

Donc la section est entièrement tendue.

$$A_1 = \frac{Nu e_2}{fst(d-d')}$$

$$A_2 = \frac{Nu e_1}{fst(d-d')}$$

tel que:

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = \left(\frac{100}{2} - 0.05\right) + 0.41 = 0.860 \text{ m}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = (0.95 - 0.05) - 0.860 = 0.04 \text{ m}$$

$$fst = 400 \text{ MPa.}$$

On aura:

$$A_1 = \frac{245,5 \times 10^{-3} \times 0,04}{400(0,95 - 0,05)} = 0,273 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{245,5 \times 10^{-3} \times 0,860}{400(0,95 - 0,05)} = 5,87 \text{ cm}^2$$

$A_2 > A_1$ le voile est ferrailleur symétriquement avec $A_1 = A_2 = 5.87 \text{ cm}^2$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailleur de voile V_{x1} ,
 $A_{V(ZT)} = 6.14 \text{ cm}^2$.

- **Vérifications:**

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 1.42 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA}).$$

$$A_{\min(\text{BAEL})} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_c = 2.29 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ dans le voile par le BAEL}).$$

$$A_{\min(\text{ZC})} = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.58 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone comprimée par le RPA}).$$

$$A_{\min(\text{ZG})} = 0.15\% \times e \times L = 3 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA}).$$

Donc on ferraille avec :

$$A_{V(ZT)} = 6.14 \text{ cm}^2. \quad AV / \text{face} = 3.07 \text{ cm}^2. \quad .$$

On opte pour : 6HA12 = 6.79 cm²

.Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 143.56 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 143,56 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0,95} = 1,05 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow A_h = 1.31 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_h^{\min} = 0.15\% \times (e \times t) = 0.6 \text{ cm}^2 < A_h = 1.31 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2.$$

- ❖ Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales dans les voiles des dans tous les niveaux.

Tableau V.22: Ferrailage du voile Vx1

Niveau	RDC, Etage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9	Etage 10 et 11
Section (cm ²)	20×100	20×100	20×100	20×100	20×100	20×100
M(KN.m)	252.20	100.1	76.56	95.65	134.81	15.76
N(KN)	500.32	896.36	44.34	413.78	896.36	98.56
V (KN)	143.56	111.54	109.23	73.48	47.22	19.65
Section	Partiellement Comprimé	Entièrement Comprimé	Partiellement comprimé	Entièrement Comprimé	Partiellement Comprimé	Partiellement Comprimé
τ(MPa)	1.56	0.86	0.85	0.57	0.84	0.71
A _v ^{cal} / face (cm ²)	3.07	2.89	2.01	1.33	1.12	0.98
A _v ^{min} (cm ²)	3	3	3	3	3	3
A _v ^{adop} / face (cm ²)	6.79	6.79	6.79	6.79	6.79	6.79
N ^{bre} / par face	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20
A _h ^{cal} (cm ²)	1.95	1.08	1.06	1.10	1.06	0,89

A_h^{\min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.23 : Ferrailage du voile Vx2

Niveau	RDC, Etage 1	Etage 2et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9	Etage 10 et 11
Section (cm ²)	20×300	20×300	20×300	20×300	20×300	20×300
M(KN.m)	2640.28	916.77	363.78	212.45	245.56	278.45
N(KN)	807.96	423.99	480.84	466.1	388.82	239.45
V (KN)	911.11	662.96	426.24	288.58	137.41	64.60
Section	Partiellement Comprimée	Partiellement Comprimé	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement Comprimée
τ (MPa)	1.98	0.719	0.10	0.06	0.23	0.16
A_v^{cal} / face (cm ²)	17.13	8.80	1.98	2.07	1.78	1.34
A_v^{\min} (cm ²)	9	9	9	9	9	9
A_v^{adop} / face (cm ²)	18.10	18.10	12.57	12.57	12.57	12.57
N^{bre} /par face	16HA12	16HA12	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	2.23	2.15	1.38	1.51	1.38	0.21
A_h^{\min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	2.26	1.58	1.58	1.58	1.58
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.24 : Ferrailage du voile Vx3

Niveau	RDC, Etage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9	Etage 10 et 11
Section (cm ²)	20×320	20×320	20×320	20×320	20×320	20×320
M(KN.m)	1669.56	1085.64	564.45	363 .65	242.32	63.
N(KN)	2199.56	1658.88	1164.03	720 .09	714.98	703.27
V (KN)	528.60	474.54	399.91	312.79	257.11	123.06
Section	Entièrement Comprimée					
τ (MPa)	1.28	1.15	0.97	0.76	0.62	0.29
A_v^{cal} / face (cm ²)	16.30	14.67	13.01	3.76	3.09	0.78
A_v^{min} (cm ²)	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6
A_v^{adop} / face (cm ²)	19.23	19.23	13.35	13.35	13.35	13.35
$N^{bre} / \text{par face}$	17HA12	17HA12	17HA10	17HA10	17HA10	17HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.71	1.44	1.22	0.95	0.78	0.37
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66
$N^{bre} / \text{par Plan}$	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.25: Ferrailage du voile V_{Y1}

Niveau	RDC, Etage 1	Etage 2et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9	Etage 10 et 11
Section (cm ²)	20×435	20×435	20×435	20×435	20×435	20×435
M(KN.m)	72.22	57.57	782.78	449.33	270.46	185.52
N(KN)	2206.34	2131.56	614.96	486.81	342.81	193.5
V (KN)	370.55	286.56	234.67	210.74	128.05	67.89
Section	Entièrement Comprimée	Partiellement Comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Partiellement comprimé	Entièrement Comprimée
τ (MPa)	1.66	1.74	0.59	0.48	0.35	0.28
A_v^{cal} / face (cm ²)	20.70	19.80	15.85	13.56	10.07	9.97
A_v^{min} (cm ²)	13.05	13.05	13.05	13.05	13.05	13.05
A_v^{adop} / face (cm ²)	24.88	24.88	17.28	17.28	17.28	17.28
$N^{bre} / \text{par face}$	22HA12	22HA12	22HA10	22HA12	22HA12	22HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
(cm ²)	0.83	0.94	0.75	0.6	0.44	0.36
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58
$N^{bre} / \text{par Plan}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.26 : Ferrailage du voile Vy2

Niveau	RDC, Etage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9	Etage 10 et 11
Section (cm ²)	20×490	20×490	20×490	20×490	20×490	20×490
M(KN.m)	1788.30	1732.22	408.86	192.12	66.42	63.97
N(KN)	582.46	1048.96	680.6	548.21	399.67	651.38
V (KN)	415.92	389.9	422.89	246.78	139.78	46.78
Section	Partiellement Comprimée	Entièrement Comprimée				
τ (MPa)	1.66	1.56	1.44	0.54	0.39	0.39
A_v^{cal} / face (cm ²)	25.78	23.96	20.63	12.41	8.32	7.63
A_v^{min} (cm ²)	14.70	14.70	14.70	14.70	14.70	14.70
A_v^{adop} / face (cm ²)	28.27	28.27	19.63	19.63	19.63	19.63
$N^{bre} / \text{par face}$	25HA12	25HA12	25HA10	25HA10	25HA10	25HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.83	1.05	0.68	0.68	0.49	0.49
A_h^{min} (cm ²)	9.18	9.18	9.18	9.18	9.18	9.18
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	2.26	1.58	1.58	1.58	1.58
$N^{bre} / \text{par Plan}$	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.27 : Ferrailage du voile V₂

Niveau	RDC, Etage 1	Etage 2et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9	Etage 10 et 11
Section (cm ²)	20×400	20×400	20×400	20×400	20×400	20×400
M(KN.m)	8001.36	998.41	563.65	398.00	100.45	99.45
N(KN)	1142.12	1045.23	1165.38	1068.88	978.56	598.08
V (KN)	445.23	322.45	288.02	209.4	139.89	75.87
Section	Partiellement Comprimé	Entièrement Comprimé				
τ(MPa)	1.87	0.69	0.56	0.56	0.41	0.27
A_v^{cal} / face (cm ²)	19.69	18.01	17.91	17.01	13.17	8.41
A_v^{min} (cm ²)	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5
A_v^{adop} / face (cm ²)	20.1	20.1	20.1	20.1	15.40	15.40
$N^{bre} / \text{par face}$	10HA16	10HA16	10HA16	10HA16	10HA14	10HA14
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.08	1.08	0.7	0.7	0.51	0,18
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	2.26	1.58	1.58	1.58	1.58
$N^{bre} / \text{par Plan}$	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20

- **Schéma de ferrailage :**

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC (Vx1) comme exemple

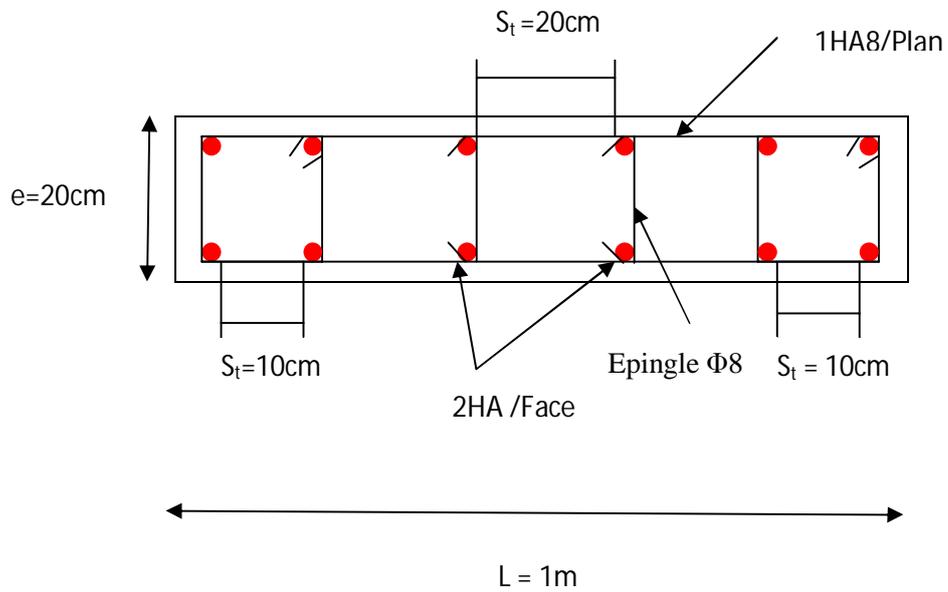


Figure .v.4. Schéma de ferrailage de voiles RDC

➤ **Conclusion :**

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux, après cette étude on conclut que :

- ✓ Pour les poteaux, les poutres et les voiles, les sollicitations adoptées pour le calcul de ferraillement sont extraites du logiciel Sap 2000 .
- ✓ Les différents ferraillements adoptés pour les éléments structuraux respectent les recommandations du RPA99/2003 et du BAEL.

VI.1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont des éléments constituant une partie de l'ouvrage, elles sont en contact directe avec le sol auquel elles transmettent les charges et les surcharges de la superstructure. Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol au cas de radier général), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelle sur pieux ou puits).

VI.2.Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

La capacité portante du sol.

Les Charges transmises au sol.

La distance entre axes des poteaux.

La profondeur du bon sol.

-Selon le rapport du sol (voir annexe), la contrainte admissible est 1.8 bar à une profondeur de 1.8 m. (notons que le rapport de sol sur l'annexe n'est pas celui de notre projet, car on n'a pas pu l'obtenir). Nous avons été amené à adapter l'étude de sol dans l'annexe à notre projet.

VI.3.Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le RPA99 (Article 10.1.4.1) et les combinaisons du BAEL les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 \times G \pm E$$

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

Choix de fondation.

Soit la surface de l'ensemble des semelles.

$$S_{calculée} = \frac{N_{total}}{\sigma_{sol}} = \frac{69.749}{0.18} = 387.49m^2.$$

La surface du bâtiment est : $S_{bâtiment} = 455.63m^2$.

On voit bien que $S_{cat}=85\% S_{bat}$, d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier général sans débord.

VI.4.Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé.

A - Dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

1. Condition de coffrage :

h_r : hauteur des nervures.

h_t : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max}= 5.15m$)

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$$

$$h_r \geq \frac{515}{20}$$

$$h_r \geq 25.75cm.$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$h_t \geq \frac{515}{10}$$

$$h_t \geq 51.5cm.$$

2. Condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 KN/m^2$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 KN/m^3$.

b: la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 75.6 \text{ cm.}$$

Donc : $h_t \geq 75.6 \text{ cm.}$

3. Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{rad}}} \times 1 \text{ m}$$

N_d : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_d = \frac{69749.035 \times 5.15}{2 \times 387.49} \times 1 = 463.50 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.39 \text{ m}$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

- $h_t = 85 \text{ cm}$ pour les nervures du radier.
- $h_r = 40 \text{ cm}$ pour la dalle du radier.

La surface du radier $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 455.63 \text{ m}^2$.

B - Les vérifications :

1. Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

N_d : effort normal de calcul.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

- **Sous poteaux le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (65×65) cm^2 , le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.65 + 0.85 = 1.50 \\ B = b + h = 0.65 + 0.85 = 1.50 \end{cases} \Rightarrow U_c = 6m.$$

$$\Rightarrow N_d = 3.437 MN \leq 0.045 \times 6 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 3.825 MN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la contrainte dans le sol :

Calcul des contraintes sous le radier :

- **Sens xx :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N'}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

N' : L'effort normal du aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismique à la base.

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 12121.1 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 13.93 \text{ m.}$$

$$I_y = 31231.6 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 8.68 \text{ m.}$$

$$M_x = 47094.129 \text{ KN.m, } M_y = 96600.0694 \text{ KN.m.}$$

$$N' = N + 1.35 G_0 = 69749.035 + (1.35 \times 25 \times 0.4 \times 455.63) = 75900.04 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{75.9}{455.63} + \frac{47.094 \times 8.68}{12121.1} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{75.9}{455.63} - \frac{47.094 \times 8.68}{12121.1} = 0.12 \text{ MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont supérieur de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.19 + 0.12}{4} = 0.172 \text{ MPa} < 0.18 \text{ MPa.}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens x-x.

Sens yy:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N'}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot X_G}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{75.9}{455.63} + \frac{96.6 \times 13.93}{31231.6} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{75.9}{455.63} - \frac{96.6 \times 13.93}{31231.6} = 0.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.20 + 0.11}{4} = 0.177 \text{ MPa} < 0.18 \text{ MPa.}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens y-y.

3. Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$$f_s = 1.15 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

$$S_{rad} = 455.63 \text{ m}^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$H = 3.06 \text{ m (hauteur de la partie enterrée du bâtiment).}$$

$$N = 75900.04 \text{ KN} > 1.15 \times 10 \times 3.06 \times 455.63 = 16033 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

C - Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable soit le panneau A (**figure VI.1**) et on optera le même ferrailage pour tous le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

a - Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

Avec : N_u est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$Q_u = \frac{75900.04}{455.63} = 166.58 \text{ KN / m}^2$$

$$L_x = 4.2 \text{ m, } L_y = 4.9 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.85 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases} \dots\dots\dots [Annexe 1]$$

$$M_x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0506 \times 166.58 \times 4.2^2 = 148.68 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.6864 \times 148.68 = 102.05 \text{ KN.m.}$$

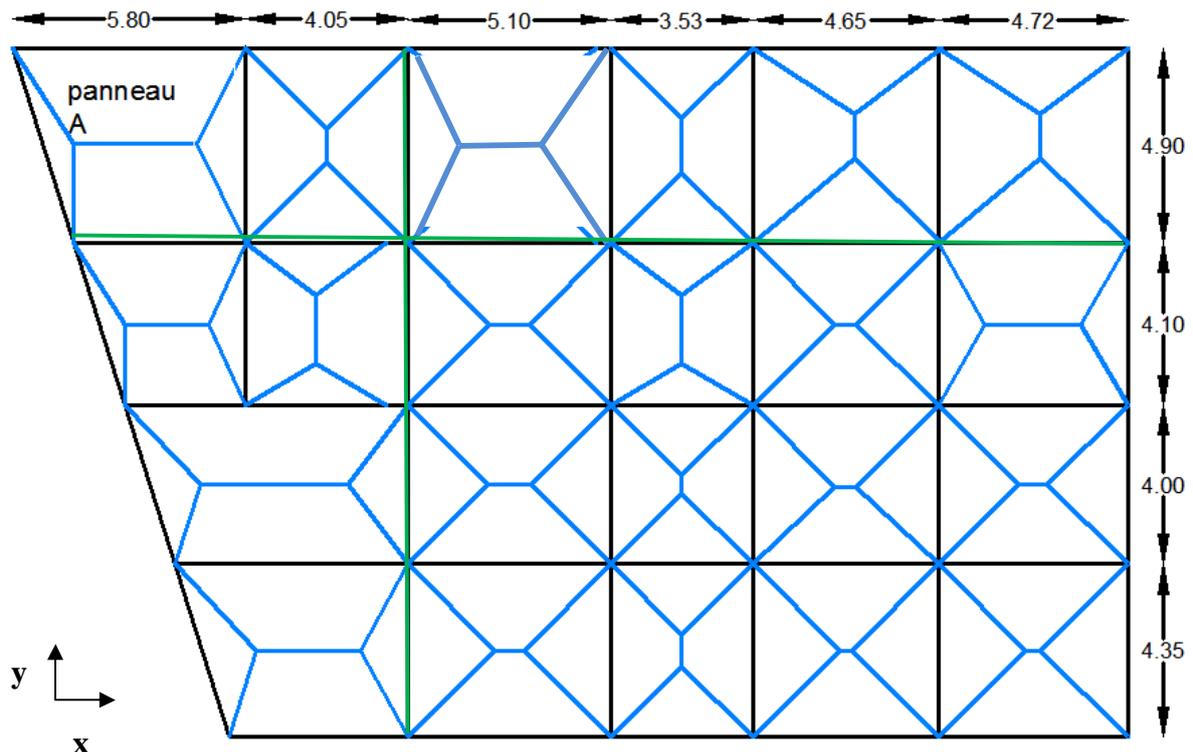


Figure. VI.1. : Schéma de rupture de dalle de radier.

b - Calcul du ferrailage :

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

- ✓ **En travée** : $M_{tx} = 0.85 M_x$, $M_{ty} = 0.85 M_y$
- ✓ **En appui** : $M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_x$

La section à ferrailier est $1 \times 0.40 \text{ m}^2$. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI .1. Section des armatures du radier.

		M (KN.m)	A_{cal} (cm^2/m)	A_{min} $s(\text{cm}^2)$	$A_{opt}(\text{cm}^2/\text{m})$	Choix par (m)	St (cm)
Sens X-X	Travée	126.37	10.08	3.44	10.78	7HA14	14.30
	Appui	74.34	5.23	3.44	6.79	6HA12	16.70
Sens Y-Y	Travée	86.74	6.73	3.2	6.79	6HA12	16.70
	Appui	74.34	5.23	3.2	6.79	6HA12	16.70

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12 \text{ cm}$; et $\rho > 0.4$, la section minimale d'armatures est :

$$\begin{cases} A_x = \rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times h/2. \\ A_y = \rho_0 \times b \times h. \end{cases}$$

Pour des HAFéE400 $\rho_0 = 0.0008$.

$$\begin{cases} A_x = 3.44 \text{ cm}^2. \\ A_y = 3.2 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

- **Espacement des armatures :**

$$\begin{cases} \text{Armatures // } L_x: St = 16.70 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}. \\ \text{Armatures // } L_y: St = 16.7 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}. \end{cases}$$

➤ **Les verifications :**

- **A l'ELU :**

Vérification au cisaillement :

$$V_{ux} = \frac{Q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 227.18 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{Q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 143.12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{227.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 0.63 \text{ MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

- **A l'ELS :**

$$\mu_x = 0.0576$$

$$\mu_y = 0.7794$$

$$N = 69749.035 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{69749.035}{455.63} = 153.082 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times Q_s \times (L_x)^2 = 0.0576 \times 153.082 \times (4.2)^2 = 155.54 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 121.22 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 132.20 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 103.037 \text{ KN.m.}$$

- **Moment en appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_x = -77.77 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'état limite de compression du béton et des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 201.63 \text{ MPa.}$$

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

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	x-x	132.20	9.29	142083.33	8.64	372.78
	y-y	103.03	7.6	96779.006	8.09	399.97
Appui		77.77	7.6	96779.006	6.1	342.32

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		Choix par (m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	S_t (cm)
Travée	Xx	8HA20	25.13	13.13	272603.54	6.36	166.36	12.5
	Yy	8HA16	16.08	10.98	195111.88	5.79	198.17	12.5
Appui		7HA16	14.07	10.39	175805.39	4.58	166.01	14.30

- **Schéma de ferrailage :**

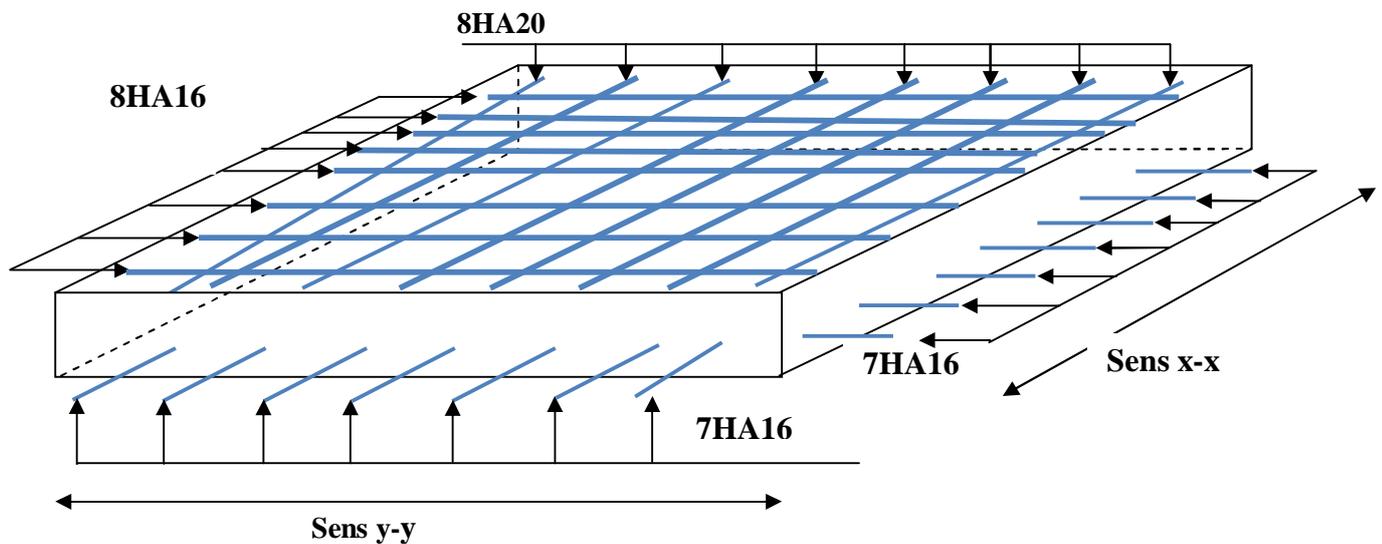


Figure.VI.2 : Schéma de ferrailage de radier.

D -Ferrailage des nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures (voir Figure. VI.1), mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;

P_v charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

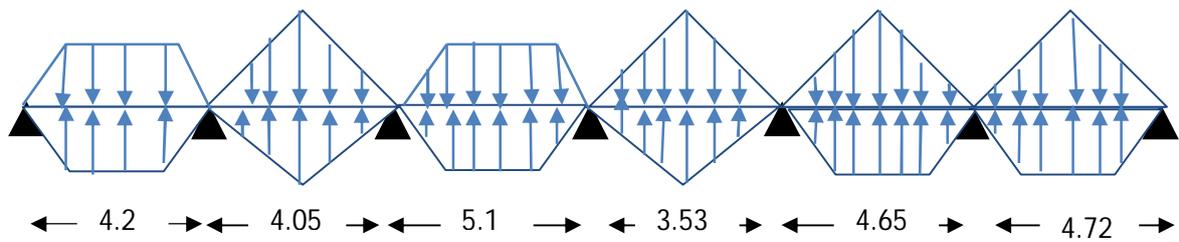
Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_s^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$	$P_m = 2/3 Q_u \times L_x$ $P_v = 1/2 Q_u \times L_x$
$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_s}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	

Avec :

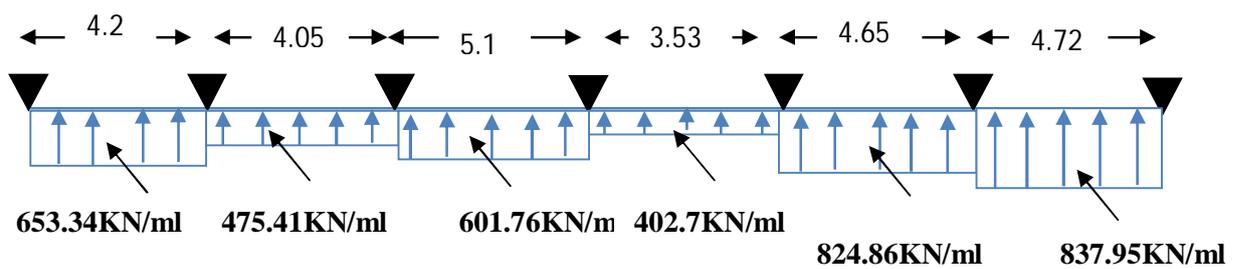
$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} ; \rho_s = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$Q_u = 209.74 \text{KN/m}^2$, $Q_s = 153.082 \text{KN/m}$

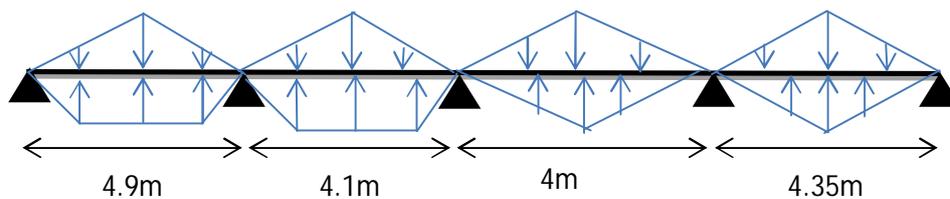
Sens X-X :



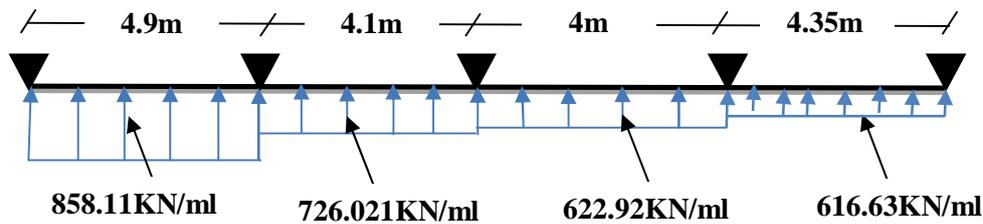
• Schéma statique équivalent :



Sens Y-Y :



- Schéma statique équivalent :



- Calcul des sollicitations :

Le calcul des sollicitations sur les nervures se fait en utilisant la méthode de Caquot car les charges transmises au radier sont de type modérées et la fissuration est préjudiciable.

Sens transversal (X-X) :

Tableau VI.3. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal.

Localisation	Travée	Appui
M_U (KN.m)	975.27	1021.1
M_S (KN.m)	919.83	868.48
V (KN)	2013.88	

Sens longitudinal (Y-Y) :

Tableau VI.4. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.

Localisation	Travée	Appui
M_U (KN.m)	956.72	1108.97
M_S (KN.m)	762.17	1080.24
V (KN)	2473.87	

➤ **Ferrailage :**

• **Sens X-X :**

Le ferrailage se fera pour une section en T  en flexion simple.

$h=0.85 \text{ m}$

$h_0=0.40\text{m}$

$b_0=0.65\text{m}$ (largeur de poteau)

$d=0.8\text{m}$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{2.88}{10}; \frac{3.55}{2}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq \min(0.288; 1.775)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq 0.288\text{m}$$

On prend : $b_1=0.288\text{m}$

Donc : $b=2b_1+b_0=2\times 0.288+0.65=1.22\text{m}$.

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

Tableau VI.5. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X) :

Sens	Localisation	$M_u(\text{KNm})$	A_{cat} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	Choix
X-X	Travée	975.27	38.54	14.39	39.27	8HA25
	Appui	-1021.1	40.52		49.09	10HA25

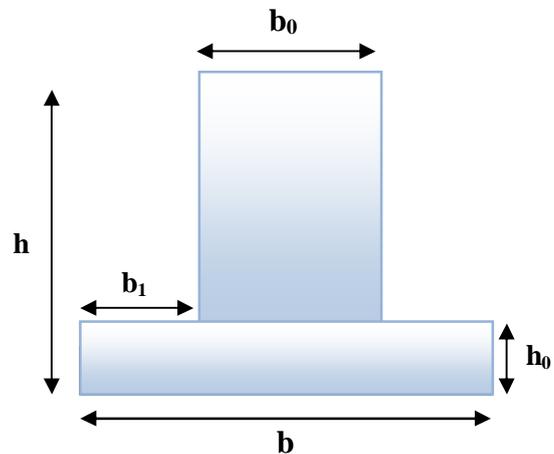


Figure. VI.3. Section   ferrailer.

- **Sens Y-Y :**

D'une manière semblable au premier calcul.

$b=1.36m$.

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

Tableau VI.6.Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y).

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	Choix
Y-Y	Travée	956.72	38.18	13.13	45.55	8HA25+2HA20
	Appui	-1108.97	44.88		45.55	8HA25+2HA20

- **Vérifications :**

A l'ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.7 .Vérification de l'effort tranchant.

Sens	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens X-X	2013.88	1.68	2.5	Vérifiée
Sens Y-Y	2473.87	2.07	2.5	Vérifiée

A l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 201.63MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
X-	Travée	919.83	24.5	2509415.8	7.88	15	321.64	201.63
X	Appui	868.48	23.6	2995043.34	6.84	15	245.31	201.63
Y-	Travée	762.17	26.92	2575267.58	7.96	15	235.64	201.63
Y	Appui	1080.24	23.76	2769106.53	9.26	15	329.09	201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée dans les deux sens, donc on doit recalculer à L'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.9. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
X	Travée	7HA32+3HA25	71.96	27.56	4007847.09	6.32	180.53
X	Appui	7HA32+3HA25	71.96	37.54	3091883.49	10.54	178.89
Y	Travée	5HA32+5HA25	64.76	27.4	3620108.2	5.76	166.11
Y	Appui	10HA32	80.42	39	3312639.84	12.71	200.54

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(24.2; 65; 25) \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 24.2 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

• **Espacement des aciers transversaux :**

Soit $5HA10=3.93 \text{ cm}^2$ (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle)

$$1). S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(72; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 40\text{cm}.$$

$$2). S_t \leq \frac{A_t \times fe}{0.4 \times b_0} = \frac{3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.65} = 60\text{cm}.$$

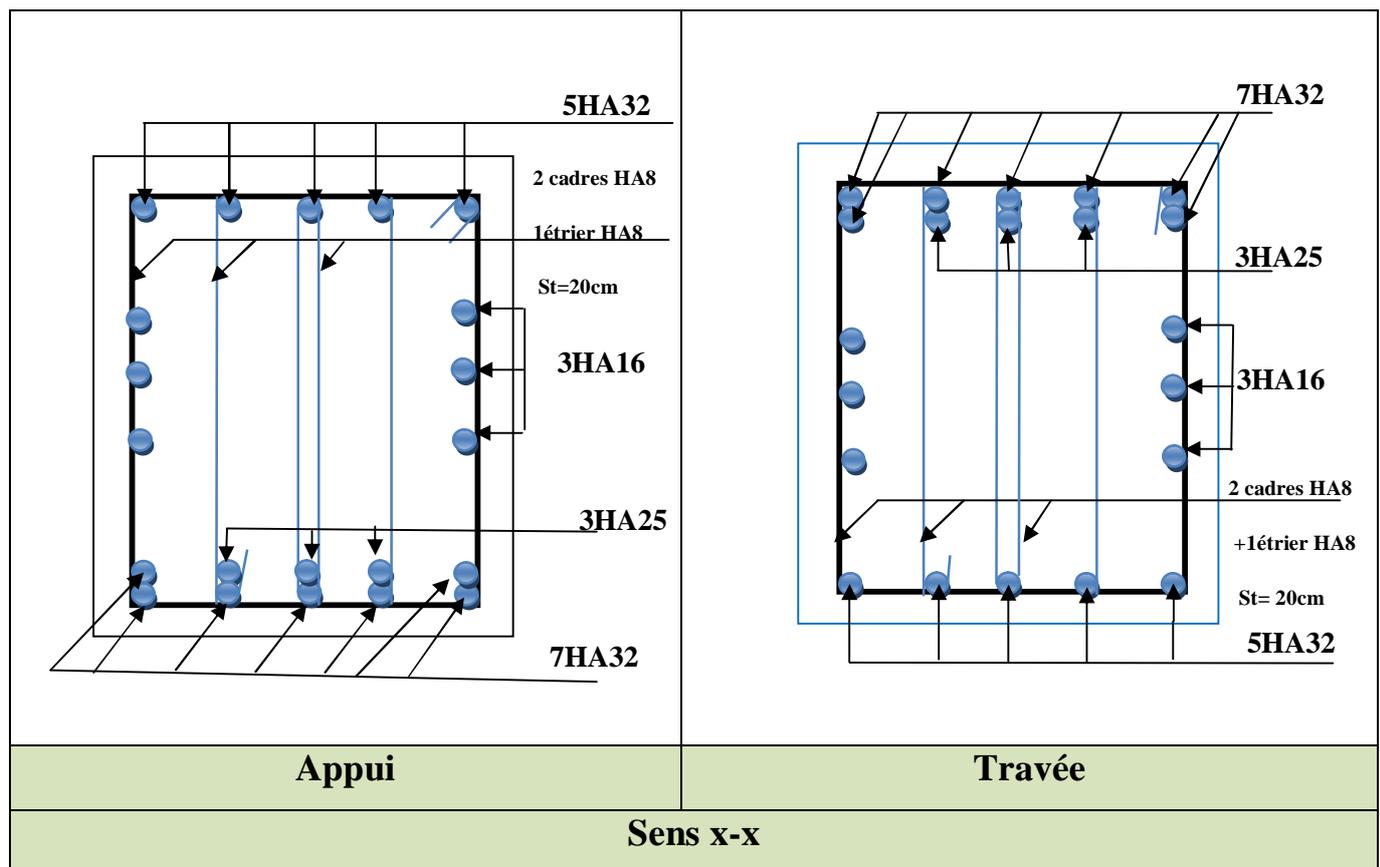
$$3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times fe}{b_o [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0.8 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.65 [2.34 - 0.3 \times 2.1]} = 11.31\text{cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

• **Armature de peau :**

Comme les nervures ont une hauteur de 85cm le **BAEL** préconise de mettre des armatures de peau de section tel que : $A_p = 0.2\% (b_0 \times h)$

$$A_p = 0.2\% \times (0.65 \times 0.85) = 11.05\text{cm}^2, \text{ soit } 6HA16=12.06\text{cm}^2$$



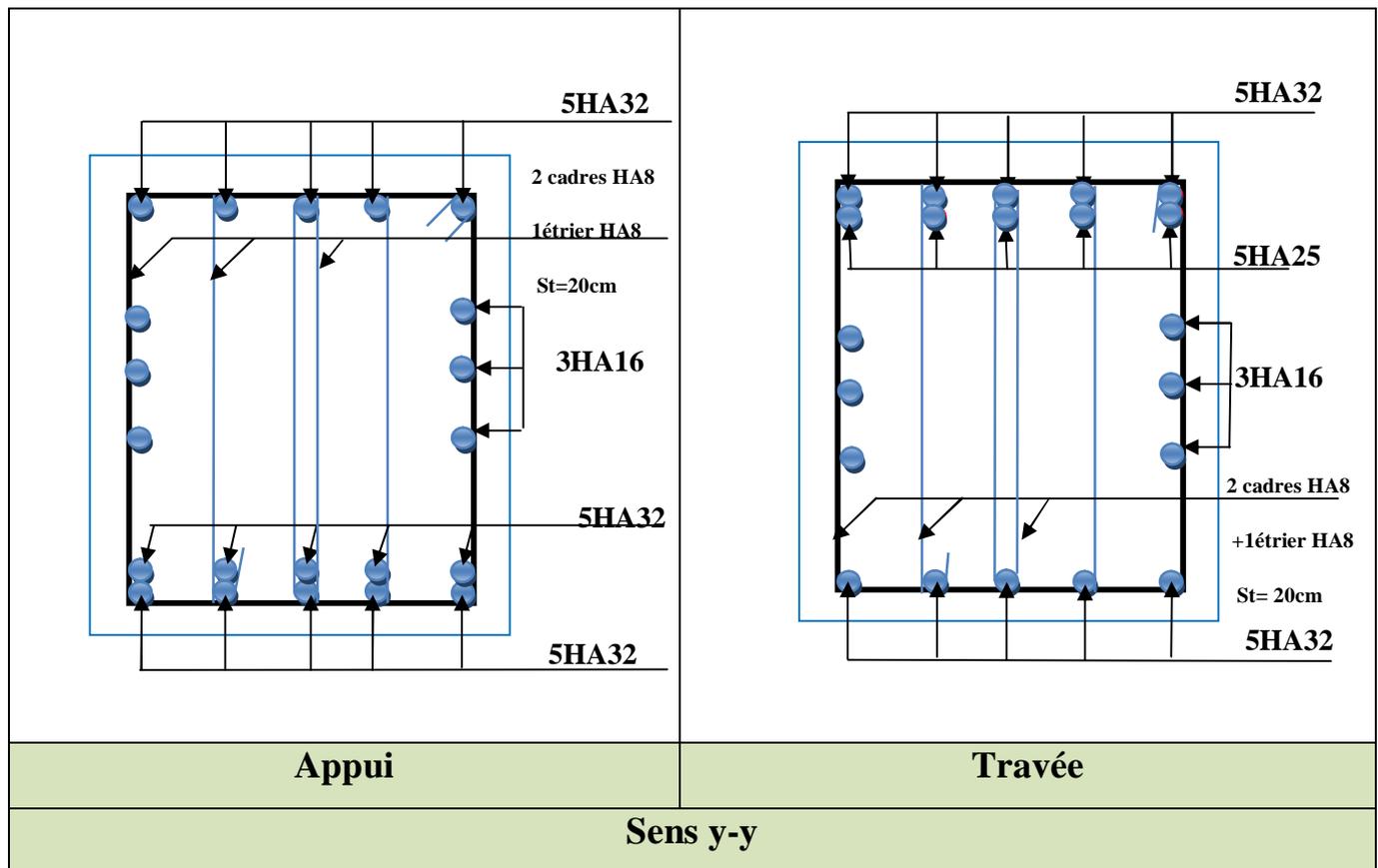


Figure VI.4. Schémas de ferrillage des nervures.

VI.5.Voile périphérique :

VI.5.1.Introduction :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

L'épaisseur minimale est de 20cm.

Il doit contenir deux nappes d'armatures.

Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.

Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.5.2. Dimensionnement des voiles :

La hauteur $h=3.06$ m

La longueur $L=5.15$ m

L'épaisseur $e = 20$ cm

VI.5.3. Caractéristiques du sol :

Le poids spécifique $\gamma_h = 19 \text{ KN} / \text{m}^3$

L'angle de frottement $\varphi = 20^\circ$

La cohésion $c=0.6 \text{ KN} / \text{m}^2$

VI.5.4. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique et soumis à :

La poussée des terres :

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 3.06 \times (19 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}) - 2 \times 0,6 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2})) = 25.91 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Surcharge accidentelle :

$$q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$$

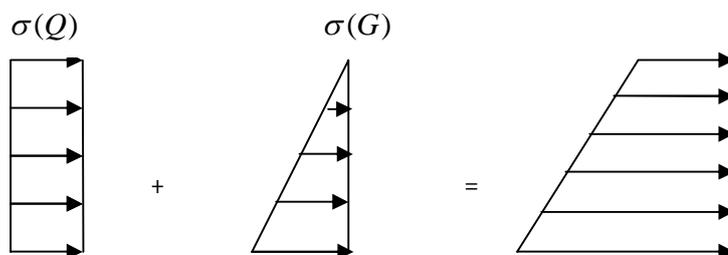
$$Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 4.9 \text{ KN} / \text{m}^2$$

VI.5.5. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par les poutres, les poteaux et les fondations.

$$\text{A L'ELU} : \sigma_{\min} = 1,5 \times Q = 7.35 \text{ KN} / \text{m}^2$$



$$\sigma_{\max} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 42.32 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Figure. VI.5.Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 33.57 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = 33.57 \text{ KN} / \text{ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.06 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 5.15 \text{ m} \quad e = 20\text{cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.59 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0.59 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0836 \\ \mu_y = 0.2822 \end{cases} \dots\dots\dots [ANNEXE II]$$

$$M_{0x} = 26.27 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = 7.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 6.29 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 22.32 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ap} = 0.5 \times M_{0x} = 13.13 \text{ KN.m.}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$A_{min} = 0.1\% \ b \times h \dots\dots\dots \text{condition exigée par le RPA.}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. Section des armatures du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A(cm ²)	A_{min} (cm ² /m)	$A_{adopté}$ (cm ² /m)
Travée	x-x	22.32	0.048	0.061	0.175	3.66	1.5	4HA12= 4.52
	y-y	6.29	0.013	0.016	0.178	1.015	1.5	4HA8= 2.01
Appui		13.13	0.028	0.035	0.177	2.13	1.5	4HA10= 3.14

• **Espacements :**

$$\begin{cases} sensxx : S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \\ sensyy : S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \end{cases}$$

VI.5.6. Vérifications :**A L'ELU:**• **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0.59 > 0.4$$

$$e \geq 12 \text{ cm}$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.59) \times 100 \times 20 = 1,928 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2.$$

$$A_t > A_{\min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a > A_{\min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \quad , (\text{fissuration nuisible}).$$

On a :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{33.57 \times 3.06}{2} \times \frac{5.15^4}{5.15^4 + 3.06^4} = 45.66 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{33.57 \times 5.15}{2} \times \frac{3.06^4}{5.15^4 + 3.06^4} = 9.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{45.66 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.293 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

A L'ELS :

$$\mu_x = 0.0884$$

$$\mu_y = 0.4565$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G + 1 \times Q = 1 \times 25.91 + 1 \times 4.9 = 30.81 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 1 \times 4.9 = 4.9 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 30.81 + 4.9}{4} = 24.33 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$q_s = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 24.33 \text{ KN} / \text{m}.$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L^2$$

$$M_x = 0.0884 \times 24.33 \times (3.06)^2 = 20.13 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 0.4565 \times 20.13 = 9.18 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 17.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 7.8 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appui :**

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 10.06 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \overline{\sigma}_{bc}.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}.$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \times (d - y).$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
Travée	x-x	22.32	4.17	13577.42	6.85	15	316.36	201.63
	y-y	6.29	2.91	6806.94	2.68	15	195.29	201.63
Appui		13.13	3.55	1001135	4.65	15	264.59	201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée dans le sens x-x , donc on doit redimensionner la section des aciers.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.12. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ² /m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	x-x	6HA14	9.24	5.61	23865.28	5.24	159.78
Appui		4HA12	4.52	4.17	13577.24	4.03	186.15

- Schéma de ferrailage du voile périphérique :

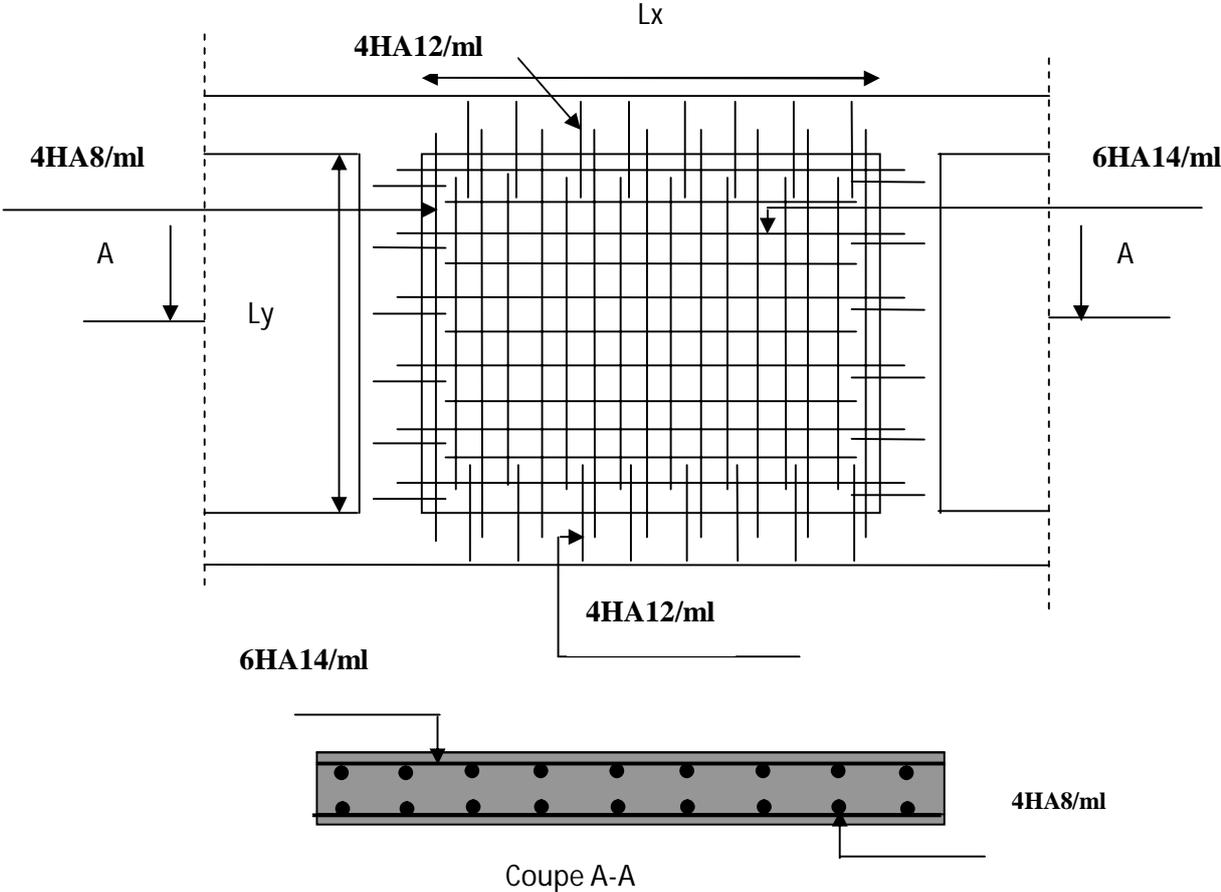


Figure.VI.6. Schéma de ferrailage de voile périphérique.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude nous a permis d'une part ,de faire une synthèse de toutes les connaissances théoriques acquises le long de notre formation, et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et l'étude des structures même sur la pratique des logiciels comme SAP2000 et AUTOCAD.

Cette première expérience nous a permis de faire quelques constatations dont les plus importantes sont :

- ✓ Les contraintes architecturales font que le choix de disposition des voiles soit réduit, la collaboration entre l'Architecte et l'ingénieur est recommandée.
- ✓ L'utilisation du système mixte peut apporter aussi des avantages économiques.
- ✓ La modélisation des escaliers dans la superstructure influe directement Sur la nature des modes de vibration, et elles peuvent engendrer des modes de torsion non négligeables.
- ✓ Dans le contreventement mixte voiles/portiques, et après les multiples essais que nous avons tentés, nous avons remarqué que le choix de l'emplacement des voiles et plus déterminant que leur nombre.
- ✓ La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tous types de structures, nous avons donc toléré quelques écarts dans la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques.
- ✓ L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Bibliographie

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3^{ème} et 4^{ème} année Génie Civil.
- Enceins mémoires de fin d'étude.

ANNEXE II

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

ANNEXE III

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

ANNEXEIV

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33