

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia



Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'étude

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en Génie Civil

Option : Matériaux et structures

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+9+Sous sol) à usage
d'habitation contreventé par un système mixte
voiles-portiques en béton armé.*

Réalisée par :

M^{lle} BEDJIH Tassadit

M^{lle} ANKI Nassima

Encadré par :

M. BOUROUBA

Membre de jury :

✓ M. LABIOUDH

✓ Mm. ARESKI

Promotion 2014-2015

Remerciements

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

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

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

*A Mr BOUROUBA : notre promoteur, pour avoir accepté de nous
guider sur le bon chemin du travail.*

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

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

Tassadit & Nassima

Dédicaces

Je dédie ce mémoire :

*A mes très chers parents qui ont toujours
été là pour moi.*

*A mes chers frères et sœur : Hassina, Mohand,
Mohand Arezki, Noureddine, Hamid et Tahar.*

*A mes tantes et oncles : Djamila, Farida, Zahra,
Karim, M'hend, Djamila.*

*A chaque cousins et cousines : Ferial, Aldjia, Salah,
Lamia, Hadjer, Fouad.*

A ma binôme tassadit et toute sa famille.

A mes amies et amis.

Et Karima qui nous a tant aidées.

A la mémoire de ma très chère grand-mère Dahbia.

Et à tous ceux qui me sont chère.

A. Nassima

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mon très cher père, ma très chère mère.

Mon fiancé Kamel ainsi que sa famille.

Mes sœurs (Lynda, Nassima, Dehbia)

Mes frères (Ramtan, Moussa).

Mes grand-mères (melkhir et baya)

(Surtout yaya melkhir)

Mon oncle et sa famille.

Ma binôme Nassima.

A mes copines de chambre

(Lylia, Nabila, Nawal)

Mes très chères amies

(Tinhinane, Nassima, Lynda, RozaRoza, Tassadit, Sara)

Et tous ce qui me sont chères.

B.TASSADIT

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I : présentation d'ouvrage	
I.1. classification de l'ouvrage.....	2
I.2.Caractéristiques géométrique et architecturale.....	2
I.3.Données du site	2
I.4. Eléments constituant l'ouvrage.....	2
I.5. Règlements et normes utilisés.....	3
I.6.combinaisons d'action	3
I.8.caractéristiques mécanique des matériaux.....	3
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
II.1. Introduction.....	7
II.2.Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	7
II.3. Pré dimensionnement des éléments non structuraux.....	9
II.4.Evaluation des charges des différents éléments.....	16
II.5.Descente de charge.....	18
II.6. Conclusion	27
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
III.1. Introduction	28
III.2. Etude des planchers.....	28
III.3. Etude d'escalier.....	52
III.4.Etude d'acrotère.....	64
III.5. Etude de l'ascenseur.....	70

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction.....	78
IV.2. Méthodes de calcul.....	78
IV.3. Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes	81
IV.4. Modélisation et résultats.....	82
IV.5. Conclusion.....	89

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Etude des poutres.....	90
V.2 .Etude des poteaux.....	97
V.3. Etude des voiles.....	106
V.3. conclusion.....	111

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI .1. Introduction.....	112
VI.1. Combinaison d'action à considérer	112
VI .2. Etude des fondations	112
VI.4. Voile périphérique	125
VI.5. Conclusion.....	129
Conclusion	130

Bibliographie

Annexes

Liste des tableaux

Tableau II.1. Sections Préalables Des Poteaux.	9
Tableau II.2. Evaluation Des Charges G Et Surcharge Q Des Planchers Corps Creux	16
Tableau II.3. Evaluation Des Charge G Et Surcharge Q Des Planchers Dalle Pleine	17
Tableau II.4. Évaluation Des Charge G Et Surcharge Q Sur Le Palier	17
Tableau II.5. Evaluation Des Charge G Et Surcharge Q Sur La Volée	17
Tableau II.6. Section préalable des poteaux	19
Tableau II.7. Résultat De La Descente De Charge De Poteau P1	20
Tableau II.8. Résultat De La Descente De Charge De Poteau P2	24
Tableau II.9. Vérification du flambement	25
Tableau II.10. Résolution de vérification à la compression simple	26
Tableau II.11. Vérification De L'effort Normal Réduit	26
Tableau III.1. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	31
Tableau III.2. sollicitation de différents types de poutrelles pour le plancher étage courant	34
Tableau III.3. sollicitation de différents types de poutrelles pour La terrasse inaccessible	35
Tableau III.4. Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux	35
Tableau III.5. Ferrailage des poutrelles	40
Tableau III.6. Vérification des contraintes dans le béton	41
Tableau III.7. Schéma De Ferrailage De Différentes Poutrelles.	45
Tableau III.8. Calcul du ferrailage de la dalle a deux appuis	47
Tableau III.9. calcul du ferrailage de la dalle sur 3 appuis	50
Tableau III.10. Résultats de ferrailage de la 1 ^{ère} volée	52
Tableau III.11. Ferrailage De La Poutre Brisé	55
Tableau III.12. Tableau de ferrailage de la 2 ^{ème} volée	59
Tableau III.13. Vérification de la contrainte dans le béton	60
Tableau III.14. Evaluation de la flèche de la 2 ^{ème} volé	60
Tableau III.15. Armatures longitudinales	62
Tableau III.16. Evaluation de la flèche	64
Tableau III.17. Différentes combinaisons à utiliser	65
Tableau III.18. Section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.	71
Tableau III.19. Vérification des contraintes	73
Tableau III.20. Ferrailage de la dalle pleine de la locale machinerie	75
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q	79
Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses	83
Tableau IV.3. Vérification sous charges verticales	85
Tableau IV.4. Vérification sous charges horizontales dans le sens x-x	85
Tableau IV.5. Vérification sous charges horizontales dans le sens y-y	86
Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit	86
Tableau IV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques	87
Tableau IV.8. Vérification des déplacements selon x	87
Tableau IV.9. Vérification des déplacements selon y	88
Tableau IV.10. Vérification de l'effet P- Δ	89
Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires.	92
Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles	94
Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	94
Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression du béton	95
Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres	95
Tableau V.6. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	98
Tableau V.7. Sollicitations dans les poteaux	99
Tableau V.8. Ferrailage des poteaux	100
Tableau V.9. Calcul des armatures transversales	100

Tableau V.10. Vérification du flambement pour les poteaux	101
Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	102
Tableau V.12. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	103
Tableau V.13. Les moments résistants dans les poteaux	104
Tableau V.14. Vérification de la zone nodale	104
Tableau V.15. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à x-x	108
Tableau V.16. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y1} // à y-y	108
Tableau V.17. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux	109
Tableau V.18. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux	110
Tableau VI .1. Section des armatures du radier	117
Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier	118
Tableau VI.3. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinale	121
Tableau VI.4. : Sollicitations sur la nervure dans le sens transversale	121
Tableau VI.5. Résultats de ferrailage des nervures dans le sens x-x	122
Tableau VI.6. Résultats de ferrailage des nervures dans le sens y-y	122
Tableau VI.7. Vérification de l'effort tranchant	123
Tableau VI.8. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier	123
Tableau VI.9. Section des armatures du voile périphérique	126
Tableau VI.10. résultats de calcul et vérification à l'ELS	129

LISTE DES FIGURES

Fig. II.1. Disposition des poutrelles	7
Fig. II.2. Coupe verticale d'un voile	9
Fig. II.3. Plancher à corps creux	10
Fig. II.4. Coup transversale d'une poutrelle.	10
Fig. II.5. Type d'escalier	13
Fig. II.6. Schéma statique de la 1 ^{ère} volée	14
Fig. II.7. Schéma statique de la 2 ^{ème} volée	15
Fig. II.8. L'acrotère	16
Fig. II.9. Identification des poteaux de la descente de charge	18
Fig. II.10. Surface afférente du poteau 1	18
Fig. II.11. Surface afférente du poteau 2	21
Fig. III.1. Diagramme des moments pour une poutre à 2 travées	29
Fig. III.2. Diagramme des moments pour une poutre à plus de 2 travées	29
Fig. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées	29
Fig. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.	30
Fig. III.5. Les différents Types de poutrelles	31
Fig. III.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	46
Fig. III.7. Dalle sur deux appuis	46
Fig. III.8. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis	47
Fig. III.9. Dalle sur trois appuis	47
Fig. III.10. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis	51
Fig. III.11. Schéma statique de la 1 ^{ère} volée	52
Fig. III.12. Schéma de ferrailage de 1 volée	54
Fig. III.13. Schéma statique de la poutre brisée	54
Fig. III.14. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.	57
Fig. III.15. Schéma Statique de la 2 ^{ème} volée	57
Fig. III.16. Schéma de ferrailage de la 2 ^{ème} volée d'escalier	60
Fig. III.17. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	64
Fig. III.18. Acrotère	64
Fig. III.19. Schéma de ferrailage de l'acrotère	69
Fig. III.20. Cage d'ascenseur	70
Fig. III.21. Schéma représentant la surface d'impact	73
Fig. III.22. vue en coupe du ferrailage de la dalle d'ascenseur	77
Fig. IV.1. Disposition des voiles	82
Fig. IV.2. 1 ^{er} mode (translation suivant Y)	83
Fig. IV.3. 2 ^{ème} mode (translation suivant X)	84
Fig. IV.4. 3 ^{ème} mode (torsion autour de Z)	84
Fig. V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires de sous-sol, RDC	96
Fig. V.2. Réduction des sections de poteaux	105
Fig. V.3. Schéma de ferrailage de voile (V_{x1})	110
Fig. VI.1. Schéma de rupture de la dalle du radier.	116
Fig. VI.2. Schéma de ferrailage du radier.	119
Fig. VI.3. schéma de ferrailage des nervures selon y	124
Fig. VI.4. schéma de ferrailage des nervures selon x	125
Fig. VI.5. Voile périphérique	125
Fig. VI.6. Répartition des contraintes sur le voile.	126
Fig. VI.7. Schéma d ferrailage de voile périphérique.	129

INDEXE

NOTATIONS:

La signification des principales notations est suivante:

E: Séisme.

G: Charges permanents.

M: Charges d'exploitation à caractère particulier.

Q: Action variables quelconques.

S: Action dues à la neige, sollicitations.

W: Action dues au vent.

As: Aire d'un acier.

B: Aire d'une section en béton.

E: Module d'élasticité longitudinal.

E_b: Module de déformation longitudinal du béton.

E_i: Module de déformation instantanée (E_{ij} a l'âge de jours).

E_n: Module de déformation sous fluage.

E_s: Module d'élasticité de l'acier.

E_v: Module de déformation différée (E_{vj} pour 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 permanentes.

M_Q: Moment fléchissant développé par les charges ou action variable.

a: Une dimension (en général longitudinal).

b: Une dimension transversale (largeur ou épaisseur 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 d'un effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f: Flèche.

f_e: Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

f_{28} et f_{128} : Grandeurs précédentes avec $j= 28$ jours.

g: Densité des charges permanentes.

h₀: Epaisseur d'une membrure de béton.

h: Hauteur totale d'une section de B.A.

i: Rayon de giration d'une section.

j: Nombre de jours.

k: Coefficient en général.

l: Longueur ou portée (on utilise aussi L).

l_f: Longueur de flambement.

l_s: Longueur de scellement.

n: Coefficient d'équivalence acier – béton.

p: Action unitaire de pesanteur.

q: Charge variable.

S: Espacement des armatures transversales.

x: Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

Introduction générale

Le développement industriel et l'explosion démographique connus ces dernières années en Algérie ont causé des limitations des terrains de construction. Et comme tout les pays du monde, l'Algérie a adopté la solution de construire en hauteur, mais en augmentant cette dernière, les constructions sont exposées à des sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant les vies de ces occupants en danger sans oublier les pertes matérielles.

Les ingénieurs sont toujours confrontés aux problèmes du non connaissance exacte des lois de comportements des matériaux ainsi que celles des sollicitations; ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calculs des structures avec un compromis entre cout et niveau de sécurité à considérer.

En Algérie, les expériences vécues durant les derniers séismes, comme celui de 21 mai 2003, a forcé les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel les règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis à vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

L'objet du présent travail est l'étude d'un bâtiment R+9+sous-sol a usage d'habitation, contreventé par un système mixte voile-portique en béton armé. Pour cela on a organisé le manuscrit en six chapitres distincts. Dans le première, on a présenté les différentes caractéristiques de l'ouvrage en question ainsi que le site d'implantation. Dans le deuxième chapitre, on a fait un pré dimensionnement des différents éléments de la structure. Le troisième chapitre est consacré aux dimensionnement et le calcul des éléments non structuraux du bâtiment. Dans le quatrième chapitre, on a modélisé notre structure par élément fini a l'aide du logiciel SAP 2000 où une étude dynamique a été effectuée avec un choix judicieux de la disposition du voile de contreventement .ensuit, un cinquième chapitre qui consiste le calcul et le ferrailage des éléments structuraux du bâtiment. Le dernier chapitre porte sur l'étude de l'infrastructure et le choix de type de fondation adéquate a notre bâtiment. Enfin, on termine avec une conclusion générale qui synthétise notre travail.

I.1.introduction

Ce chapitre est consacré à la présentation des différentes caractéristiques de l'ouvrage faisant l'Object de la présente étude.

I.2.Classification de l'ouvrage:

L'ouvrage est un bâtiment(R+9+sous sol) en béton armé, qui est destiné a l'usage d'habitation.il est classé d'après les règles parasismique algériennes « **RPA99/version 2003** » dans le **groupe d'usage2**.

Il est implantée dans le lieu dit **TIHARKATINE** dans la commune d'Akbou, *wilaya de Bejaia* qui est classée, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie « **PPA 99/ version 2003** », en zone **Ila**.

I.3 Caractéristiques géométrique et architecturale :

Les caractéristiques géométrique et architecturale de notre bâtiment sont :

- ✓ Longueur en plan ----- 26.60m.
- ✓ Largeur en plan ----- 15.29m.
- ✓ Hauteur totale ----- 30.6m.
- ✓ Hauteur du RDC et étage courant et sous sol ----- 3.06m.

Etant donne que le bâtiment est situe en zone sismique Iia, et qu'il dépasse 14m de hauteur, l'ossature doit contenir des voile de contreventement.

I.4 Données du site :

D'après le rapport du sol, les caractéristiques du sol sont :

- ✓ Le site est considéré comme ferme (S2).
- ✓ Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2$ bars.
- ✓ Le poids spécifique $\gamma_h = 21.9KN/m^3$
- ✓ L'ongle de frottement $\phi = 10.02^\circ$
- ✓ La cohésion $c=0.82KN/m^2$
- ✓ encrage $D=3m$

I.5 Eléments constituant l'ouvrage :

- ✓ Les planchers de tous les niveaux sont en corps creux.
- ✓ Les balcons sont en dalle pleine.
- ✓ Les voiles sont en béton armée sur toute la hauteur du bâtiment.
- ✓ L'acrotère est en béton armée.

- ✓ La maçonnerie :
 - Les murs extérieurs sont en doubles parois de briques creuses (15+10)cm séparé par une lame d'air de 5cm.
 - Les cloisons sont en briques creuse de 10cm d'épaisseur.

I.6 Règlements et normes utilisés :

Les règlements et normes utilisés en vigueur sont :

- ✓ **DTR B.C.2.2** : charges permanentes et charges d'exploitations
- ✓ **BAEL91/version 99** : Règles de calculs de Béton Armée Aux Etats Limites.
- ✓ **DTR BC 2.41** : Règles de conception et de Calculs des structures en Béton Armée (CBA 93).
- ✓ **DTR BC 2.48** : Règlements Parasismiques Algériens (RPA 99/version2003).
- ✓ **DTR BC 2.331** : règles de calcul des fondations superficielles

I.7 Combinaisons d'action :

Les combinaisons de calcul a considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations selon le rpa99 /v2003 sont :

$$\begin{array}{l}
 \text{Situations durables} \\
 \text{Situations- accidentelles}
 \end{array}
 \left\{ \begin{array}{l}
 \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\
 \text{ELS : } G + Q \\
 \\
 G + Q \pm E. \\
 0.8G \pm E
 \end{array} \right.$$

Avec :

G : charges permanents.

Q : charges d'exploitations.

E : l'action sismiques.

I.8 Caractéristique mécanique des matériaux:

I.8.1 Béton :

- **Résistance caractéristique a la compression** f_{cj} :

Pour 1m³ de béton courant doser à 350 kg de ciment portland artificiel (**CPA325**), la résistance moyenne f_{c28} . Comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

- **Résistance caractéristique à la traction f_{tj} :**

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa .}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

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

- **Contrainte de compression a l'ELU :**

$\sigma_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ (Section dont la largeur est constante ou croissante vers la fibre la plus comprimée)

$\sigma_{bu} = \frac{0,80 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ (Section circulaire où dont la largeur est décroissante vers la fibre la plus comprimée).

Avec :

$$\gamma_b = 1,5 \text{ en situations durables ou transitoires}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situations accidentelles.}$$

- **Contrainte de cisaillement :**

En fonction de l'état de fissuration, les contraintes de cisaillement dans le béton sont limitées comme suite :

Fissuration peu nuisible : $\tau_{adm} = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa})$

Fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_{adm} = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$.

- **Contrainte admissible de compression a l'ELS :**

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

- **Déformation longitudinale du béton:**

Pour des sollicitations de courtes durées : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ d'où : $E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa.}$

pour des sollicitations de longues durées : $E_{vj} = (1/3)E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ d'où : $E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$

- **Coefficient de poisson :**

$\nu = 0$: Pour le calcul des sollicitations (l'ELU)

$\nu = 0,2$: pour le calcul des déformations (l'ELS) .

- **Composition du béton:**

Pour un mètre cube du béton courant est composé de :

350 Kg de ciment (CPA 325).

400 l Sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$).

800 l de $\left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons (5 < } D_g < 15\text{mm).} \\ \text{Gravier (15 < } D_g < 25\text{mm).} \end{array} \right.$

175 l d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique apparente qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2500 Kg/m^3 .

- **Module de cisaillement :**

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

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

I.8.2. Acier :

- **Résistance caractéristique de l'acier**

Les aciers pour le béton armé se distinguent par leur état de surface et leur nuance.

Les aciers utilisés dans cet ouvrage sont données comme suit :

- barres a hautes adhérence feE400 pour les armatures longitudinale et transversales des éléments structuraux (fe=400MPa).
- ronds lisse feE235 pour les armatures transversales des poutrelles (étriers) des planchers a corps creux (fe=235MPa)
- treillis a soudés feE500 pour les dalles de compression (fe=500MPa)

- **Contrainte limite :**

✓ L'ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{situation normale} \\ \gamma_s = 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

✓ L'ELS

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible : aucune vérification n'est préconisée.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f^e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f^e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA) $\emptyset \geq 6mm$.

$\eta = 1,3$ pour les armatures à hautes adhérence (HA) $\emptyset < 6mm$.

- **Module déformation longitudinale:**

$E_s = 200\,000$ MPa.

II.1.Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer les sections des différents éléments de la structure. Il est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.2.Pré dimensionnement des éléments structuraux :

Avant de procéder à l'étude des éléments structuraux, on montre les poutres principales et les poutres secondaires comme le montre la figure suivante :

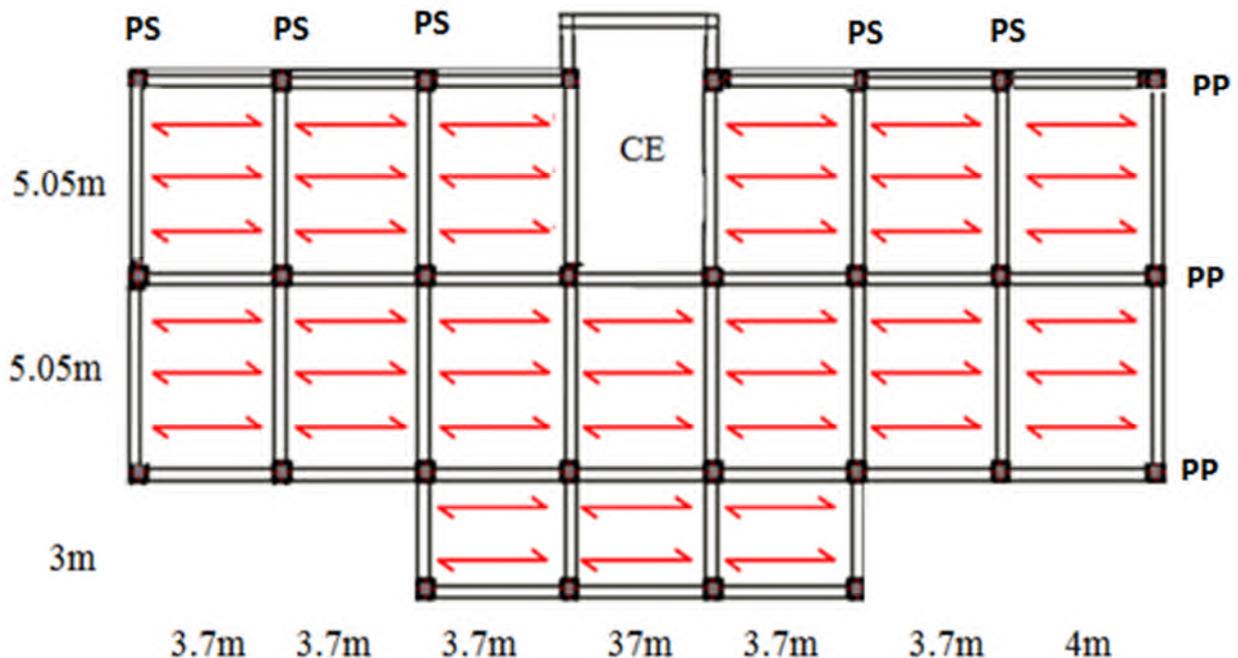


Fig. II.1. Disposition des poutrelles

II.2.1. Les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton, On distingue deux types :

a) **Les poutres principales** : elles sont perpendiculaires aux poutrelles

Selon le BAEL91, le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis de la poutre principale.

$$L_{max} = 505 - 30 = 475cm$$

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \Rightarrow 31.6cm \leq h \leq 47.5cm$$

On prendre : $h = 40 \text{ cm}$

Donc : On adopte pour les poutres principales une section de : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

• **Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{verifiée} \\ h / b = 1.33 \text{ cm} \leq 4.00 \end{cases}$$

b) **Les poutres secondaires :** Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles

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

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis de la poutre secondaire.

$$L_{max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm}.$$

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24.67 \text{ cm} \leq h \leq 37 \text{ cm}$$

On prendre : $h = 35 \text{ cm}$.

Donc : on adopte pour les poutres secondaires une section de : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

• **Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h / b = 1.16 \text{ cm} \leq 4.00 \end{cases}$$

Après les vérifications on opte les dimensions suivantes :

Poutres principales: $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

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

II.2.2.Poteaux :

Sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du **BAEL91 (art B.8.4, 1)**. Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le **RPA**.

$$\text{Conditions de RPA99 (2003) : } \begin{cases} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq h_e / 20 \text{ cm} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4 \end{cases}$$

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont :

Tableau. II.1. Sections Préalables Des Poteaux.

Etage	Sous-sol et RDC	1 et 2 ^{ème}	3 et 4 ^{ème}	5 et 6 ^{ème}	7 et 8 ^{ème}	9 ^{ème}
Section (b×h) cm ²	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35	30×30

II.2.3. Les voiles

Ce sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé.

L'épaisseur est donnée par les conditions du RPA99 (art 7.7.1) Suivantes :

- $e > 15\text{cm}$
- $e > \frac{h_e}{20}$
- $L > 4e$

donc: $e \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{20}, 15\text{ cm} \right)$.

Pour le sous-sol et les étages courants : $h_e = 2.86\text{ cm}$

$e \geq \text{Max}(286/20, 15) \Rightarrow e \geq \text{Max}(14.3, 15)\text{cm}$

$\Rightarrow e \geq 15\text{ cm}$

On prend : $e = 20\text{cm}$

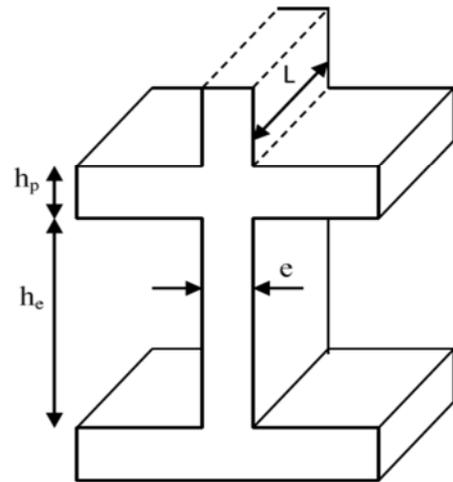


Fig. II.2. Coupe verticale d'un voile

II.3. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

II.3.1. Planchers :

Le plancher est une structure horizontale qui supporte :

- Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
- Les charges permanentes (cloisons, revêtements,...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalles pleine pour les balcons.

II.3.1.1. Planchers à corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

Avec :

L : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{400-30}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 16.44\text{cm}$$

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

$$h_t = 20\text{cm} \begin{cases} h_{cc} = 16\text{cm} : \text{l'épaisseur de corps creux.} \\ h_{ddc} = 4\text{cm} : \text{ dalle de compression.} \end{cases}$$

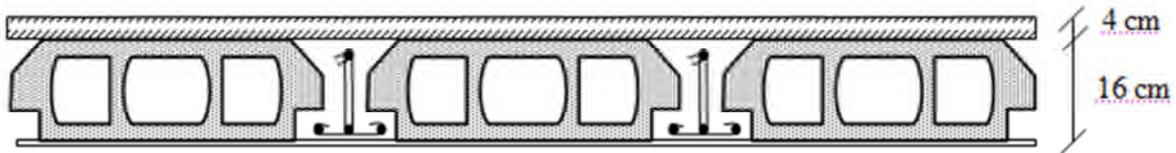


Fig. II.3. Plancher à corps creux.

- **Les poutrelles**

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé, se calculent comme des sections en T.

- **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure II.1

- **Dimensionnement des poutrelles :**

- **Détermination de la largeur de la table de compression :**

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

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

Avec :

L_x : représente la distance entre poutrelles

$$(l_x = 55\text{cm})$$

L_y : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($l_y = 340\text{cm}$).

$$b_1 \leq \left(\frac{55}{2}, \frac{340}{10}\right) = (27.5\text{cm}, 34\text{cm})$$

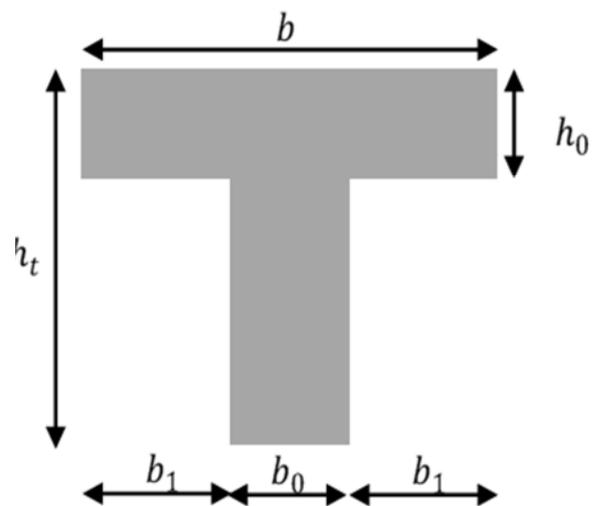


Fig. II.4. Coupe transversale d'une poutrelle.

On adopte: $b_1 = 27,5 \text{ cm}$.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t = (0.8 \text{ à } 1.2)$$

On adopte : $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27,5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

Soit : $b = 65 \text{ cm}$.

II.3.1.2. Plancher à Dalles pleines :

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

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

- **Critère de au feu :**

$e = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe feu.

$e = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe feu.

- **Critère de Résistance:**

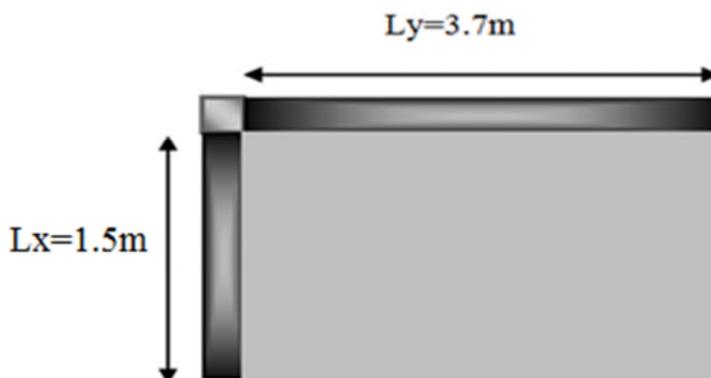
$e \geq \frac{L_x}{20}$ Pour une dalle sur un seul ou deux appuis

$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$ Dalle reposant sur quatre appuis avec $\rho \leq 0.4$.

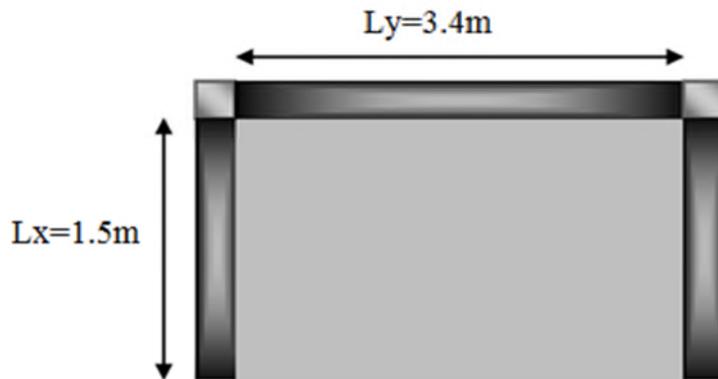
$\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_y}{40}$ Pour une dalle reposant sur trois ou quatre appuis avec $\rho > 0.4$.

Notre projet comporte trois types de dalle pleine :

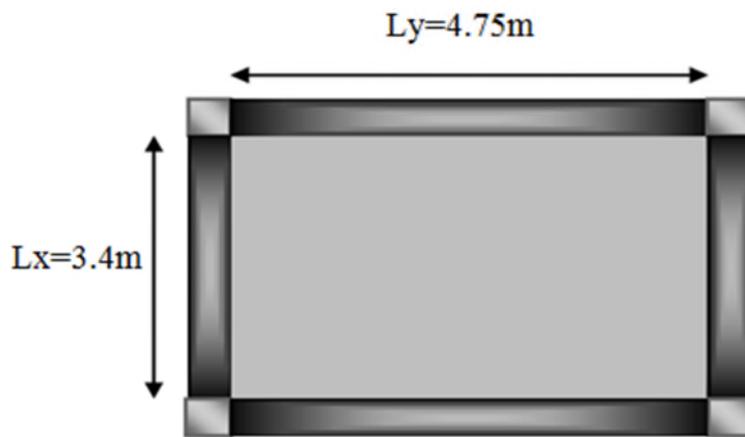
➤ **Dalle sur deux appuis**



➤ **Dalle sur trois appuis :**



➤ **Dalle sur quatre appuis :**



• **Dimensionnement des dalles pleines :**

➤ **Selon le critère de résistance :**

Dalle sur deux appuis : $e \geq \frac{150}{20} \Rightarrow e \geq 7.5\text{cm}$

Dalle sur trois appuis : $3.33 \leq e \leq 8.5\text{cm}$

Dalle sur quatre appuis : $7.55\text{cm} \leq e \leq 11.87\text{cm}$

➤ **Selon le critère de coup de feu :**

$$e \geq 11\text{cm}$$

On opte pour une épaisseur de **e=14cm** pour tout les planchers a dalle pleines (balcons), sauf pour la dalle sur quatre appuis (dalle de l'ascenseur), on opte pour une épaisseur de **e=20cm** vue le chargement important de l'ascenseur.

II.3.2.L'escalier

L'escalier est un élément en béton armé conçu sur place. Il est constitué d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

On distingue dans notre projet un seul type d'escaliers en béton armée (escalier à deux volées et au quartier tournant) :

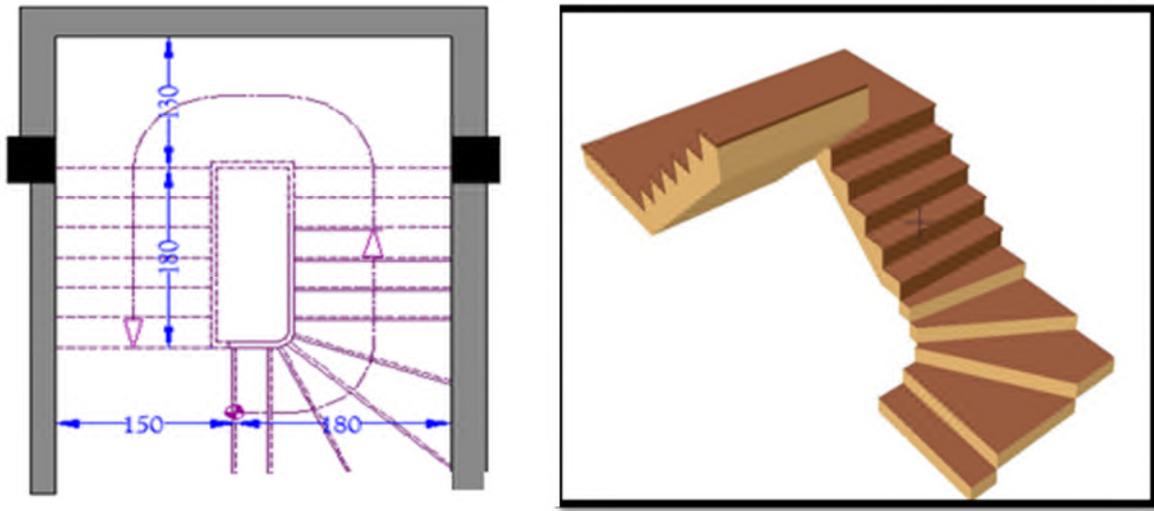


Fig. II.5.Type d'escalier

- **Pré dimensionnement des escaliers :**

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

- la hauteur « h » des contremarches se situe entre 14 et 18 cm ;
- la largeur « g » se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL : $60 \leq 2h + g \leq 65cm$

$$g = \frac{L_0}{n-1}, h = \frac{H}{n}$$

H: hauteur du vole

L_0 : longueur projete de la volée

$n-1$: Nombre de marche

L : longueur de la volée

n : nombre de contre marche.

Pour pouvoir étudier ce type d'escalier on le partage en 2 volées :

► **Première volée**

Elle se calcule comme une console encastrée dans la poutre brisée comme l'indique la figure suivante :

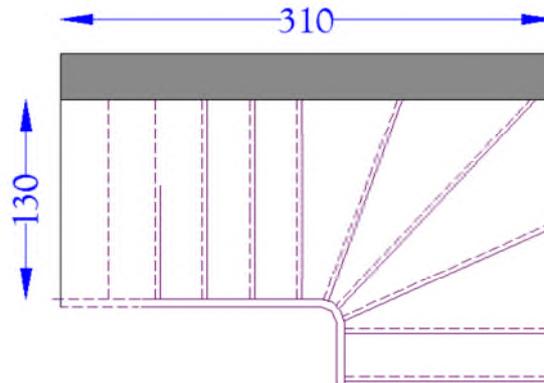


Fig. II.6. Schéma statique de la 1^{ère} volée

• **Epaisseur de la paillasse**

$$e \geq \frac{Lx}{20} = \frac{130}{20} = 6.5cm$$

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

On prend $e = 14$ cm.

• **Calcul de nombre de marche et de contre marche**

On a $L_0 = 3.1$ m; $H = 1.87$ m.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 1.87 + 3.1)n + 2 \times 1.87 = 0$$

$$64n^2 - 748n + 374 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient : Le nombre de contre marche est : **n=11**

Le nombre de marche est : **n-1=10**

• **Calcul de giron(g) et la hauteur de contre marche(g)**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{310}{10} = 31 \Rightarrow g = 31cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{187}{11} = 17 \Rightarrow h = 17cm. \quad \Rightarrow g = 31 \text{ cm et } h = 17 \text{ cm}$$

• **Vérification de la loi de BLONDEL**

$$60 \leq 2h + g \leq 65\text{cm} \Rightarrow 60 \leq 2 * 17 + 31 \leq 65 \Rightarrow$$

➤ =Deuxième volée

• **Epaisseur de la paillasse**

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

Avec :

L_v : Longueur de la volée

L_p : Longueur du palier

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2}$$

$$L = 2.6 + \sqrt{1.8^2 + 1.19^2} = 3.75\text{m}$$

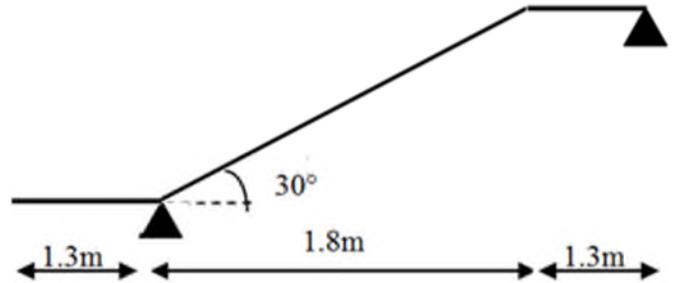


Fig. II.7.Schéma statique de la 2^{ème} volée

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{375}{30} \leq e \leq \frac{375}{20} \Rightarrow 12.5\text{cm} \leq e \leq 18.75\text{cm}$$

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

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

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

$L_0 = 1.8\text{ m}; H = 1.19\text{m}.$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 1.19 + 1.8)n + 2 \times 1.19 = 0$$

$$64n^2 - 440n + 238 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient : Le nombre de contre marche est : $n = 7$

Le nombre de marche est : $n - 1 = 6$

• **Calcul de giron(g) et la hauteur d'une contre marche**

$$\left\{ \begin{array}{l} g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{1.80}{6} \Rightarrow g = 30\text{cm} \\ h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{1.19}{7} \Rightarrow h = 17\text{cm} \end{array} \right.$$

$\Rightarrow g = 30\text{cm}$ et $h = 17\text{cm}$

• **Vérification de la loi de BLONDEL**

$$60 \leq 2h + g \leq 65\text{cm} \Rightarrow 60 \leq 2 * 17 + 30 \leq 65 \Rightarrow 60\text{ cm} \leq 64 \leq 65\text{ cm} \dots \text{vérifiée}$$

II.3.3.1'Acrotère

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde corps pour les terrasses accessibles.

On prend $H = 60\text{ cm}$

- Poids propre de l'acrotère par ml :

$$G = \gamma_b \times S$$

S : surface de l'acrotère

$$S = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 = 0.0985m^2$$

$$G_1 = 25 \times 0.0985 = 2.4625KN/ml$$

- Poids des enduits de ciments intérieur :

$$G_2 = 20 \times 0.02 \times 0.1 \times 1 = 0.28KN/ml$$

- Poids des enduits de ciments extérieur

$$G_3 = 20 \times 0.015 \times 0.7 \times 1 = 0.21KN/ml$$

– Poids total :

$$G_{total} = G_1 + G_2 + G_3 = 2.462 + 0.28 + 0.21 = 2.95KN/ml$$

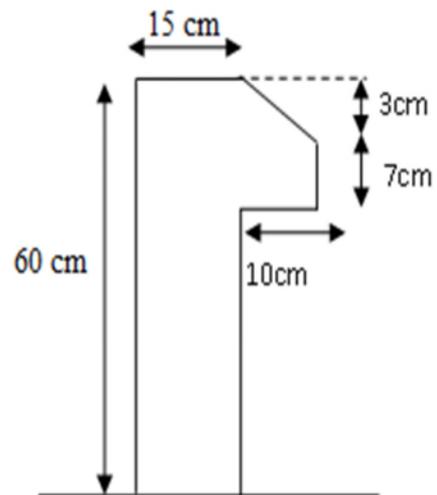


Fig. II.8.L'acrotère

II.4.Evaluation des charges des différents éléments

II.4.1. Evaluation des charges et surcharges sur les planchers

II.4.1.1.Plancher terrasse et plancher courant

Tableau. II.2. Evaluation des Charges G et surcharge Q Des planchers corps creux

	Désignation des éléments	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)	
Terrasse inaccessible	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	
	Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12	
	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	Corps creux	14	0.20	2.8	
	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	Charge permanente totale			G =5.62KN /m ²	
	Charge d'exploitation			Q=1KN /m ²	
RDC et Etage courant	Revêtement carrelage	22	0.02	0.44	
	Mortier de pose	20	0.02	0.40	
	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	Corps creux (16+4)	14	0.2	2.8	
	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
	Cloison de séparation	6	0.02	0.12	
	Charge permanente totale			G=4.32KN /m ²	
	Charge d'exploitation			Q=1.5 KN/m ²	

II.4.1.2. évaluation des charges « G » et surcharge « Q » des planchers a dalle pleine**Tableau .II.3. Evaluation Des Charge « G »Et Surcharge »Q » Des Planchers Dalle Pleine**

Désignation des éléments	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
Revêtement carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.14	3.5
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente totale		G=4.9 KN /m²	
Charge d'exploitation		Q=3.5 KN/m²	

II.4.1.3. évaluation des charges « G » et surcharge « Q » des escaliers**Tableau .II.4. Évaluation des charge « G »et surcharge »Q » sur le palier**

Désignation des éléments	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
palier	25	0.14	3.5
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente totale			G=4.9KN/m²
Charge d'exploitation			Q=2.5 KN/m²

Tableau .II.5.Evaluation Des Charge »G » Et Surcharge »Q » Sur La Volée

Désignation des éléments	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage horizontale	22	0.02	0.44
Carrelage verticale		0.02*17/30	0.24
Mortier de pose horizontale	20	0.02	0.4
Mortier de pose verticale		0.02*0.17/3	0.011
marche	22	0.17/2	1.87
paillasse	25	0.14/cos30	4.04
Enduit de platre	14	0.02	0.28
Charge permanente totale			G=7.28KN/m²
Charge d'exploitation			Q=2.5 KN/m²

II.5. Décente 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 le poteau le plus sollicité.

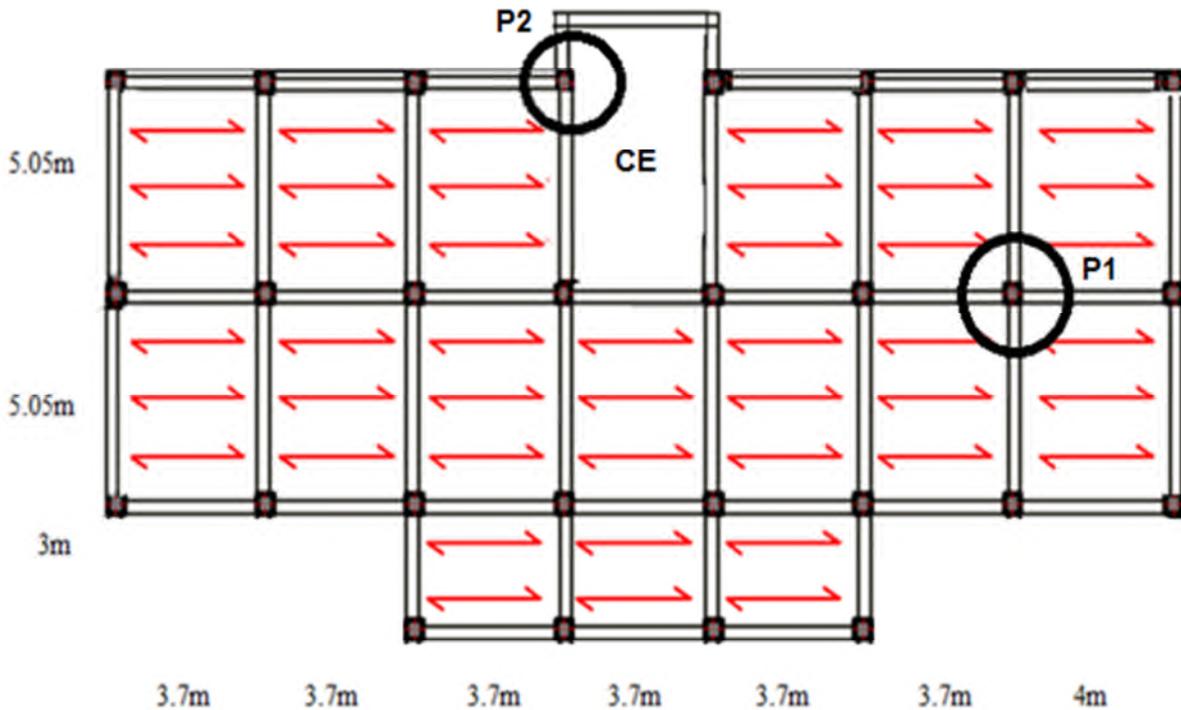


Fig. II.9. Identification des poteaux de la descente de charge

II.5.1.Descente des charges pour le poteau P₁

➤ **Calcul des surfaces afférentes :**

- **Terrasse inaccessible :**

$$S = (1.85 + 1.7 + 0.3) \times (2.375 + 2.375 + 0.3) = 19.44m^2$$

- **étage courant :**

$$S = 19.44 - (0.3 \times 0.3) = 19.35 m^2$$

➤ **Calcul du poids des éléments :**

- **Poids des poteaux :**

La section des poteaux adopté sont défini ci-après poids propre des poteaux est :

$$P = 25 \times S \times h_e$$

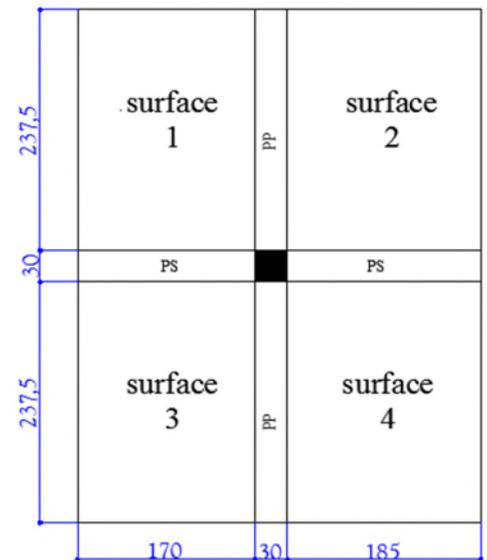


Fig. II.10.Surface afférente du poteau 1

Avec h_e : Hauteur libre d'étage ($h_e = 2.86m$)
 S : Surface du poteau ($b \times h$)

Tableau II.6. Section préalables des poteaux

Etage	Sous sol et RDC	1 ^{ere} , 2 ^{eme} étages	3 ^{eme} , 4 ^{eme} étages	5 ^{eme} , 6 ^{eme} étages	7 ^{eme} , 8 ^{eme} étages	9 ^{eme} étage
Section (cm ²)	55x55	50x50	45x45	40x40	35x35	30x30
Surface (m ²)	0.3025	0.25	0.2025	0.16	0.1225	0.09
Poids(KN)	21.63	17.875	14.48	11.44	8.76	6.44

• **Poids des poutres :**

$$L_{pp} = 4.75m, L_{ps} = 3.55m$$

$$G_{pp} = 25(b \times h_{pp}) \times L_{pp} \Rightarrow G_{pp} = 25 \times (0.30 \times 0.40) \times 4.75 = 14.25KN$$

$$G_{ps} = 25(b \times h_{ps}) \times L_{ps} \Rightarrow G_{ps} = 25 \times (0.30 \times 0.35) \times 3.55 = 9.32KN$$

$$G_{poutres} = G_{pp} + G_{ps} \Rightarrow G_{poutres} = 14.25 + 9.32 = 23.57KN$$

• **Poids des plancher :**

– Terrasse inaccessible :

$$G_{terr} = 5.75 \times 19.44 = 111.78KN$$

$$Q_{terr} = 1 \times 19.44 = 19.44KN$$

– Etages courants et RDC:

$$G_{etage\ courant} = 5.33 \times 19.35 = 103.13KN$$

$$Q_{etage\ courant} = 1.5 \times 19.35 = 29.03KN$$

• **La loi de dégression (DTR-BC2-2)**

Soit Q0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q1, Q2.....Qn les charges d'exploitations respectives des planchers des étages

1,2.....n.

Numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse :.....Q0.

- Sous le dernier étage :.....Q0+Q1.

-Sous l'étage immédiatement inférieur :.....Q0+0.95 (Q1+Q2).

-Sous l'étage immédiatement inférieur :.....Q0+0.90 (Q1+Q2+Q3).

- $n \geq 5$:.....Q0+ (3+n/2n) × (Q1+Q2+Q3+Q4+.....+Qn).

En appliquant la loi de dégression des charges, on obtient les résultats suivants :

Tableau II.7.résultat de la descente de charge de poteau P1

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	111.78	19.44
	PP (30×40) cm ²	14.25	
	PS (30×35) cm ²	9.32	
	Poteau (30×30) cm ²	6.44	
	Total	139.26	
N1	Venant de N ₀	139.26	48.47
	Plancher d'étage (16+4) cm	103.13	
	PP (30×40) cm ²	14.25	
	PS (30×35) cm ²	9.32	
	Poteau (35×35) cm ²	8.76	
	Total	272.21	
N2	Venant de N ₁	272.21	74.6
	Plancher d'étage (16+4) cm	103.13	
	PP (30×40) cm ²	14.25	
	PS (30×35) cm ²	9.32	
	Poteau (35×35) cm ²	8.76	
	Total	405.16	
N3	Venant de N ₂	405.16	97.82
	Plancher d'étage (16+4) cm	103.13	
	PP (30×40) cm ²	14.25	
	PS (30×35) cm ²	9.32	
	Poteau (40×40) cm ²	11.44	
	Total	540.79	
N4	Venant de N ₃	540.79	118.14
	Plancher d'étage (16+4) cm	103.13	
	PP (30×40) cm ²	14.25	
	PS (30×35) cm ²	9.32	
	Poteau (40×40) cm ²	11.44	
	Total	676.42	
N5	Venant de N ₄	676.42	135.56
	Plancher d'étage (16+4) cm	103.13	
	PP (30×40) cm ²	14.25	
	PS (30×35) cm ²	9.32	
	Poteau (45×45) cm ²	14.48	
	Total	815.09	
N6	Venant de N ₅	815.09	150.08
	Plancher d'étage (16+4) cm	100.62	
	PP (30×40) cm ²	14.25	
	PS (30×35) cm ²	9.32	
	Poteau (45×45) cm ²	14.48	
	Total	953.76	
N7	Venant de N ₆	953.76	
	Plancher d'étage (16+4) cm	103.13	
	PP (30×40) cm ²	14.25	

	PS (30×35) cm ²	9.32	164.59
	Poteau (50×50) cm ²	17.875	
	Total	1095.825	
N8	Venant de N ₇	1095.825	179.11
	Plancher d'étage (16+4) cm	103.13	
	PP (30×40) cm ²	14.25	
	PS (30×35) cm ²	9.32	
	Poteau (50×50) cm ²	17.875	
	Total	1237.89	
N9	Venant de N ₈	1237.89	193.62
	Plancher d'étage (16+4) cm	103.13	
	PP (30×40) cm ²	14.25	
	PS (30×35) cm ²	9.32	
	Poteau (55×55) cm ²	21.63	
Total	1383.71		
N10	Venant de N ₉	1383.71	208.14
	Plancher d'étage (16+4) cm	103.13	
	PP (30×40) cm ²	14.25	
	PS (30×35) cm ²	9.32	
	Poteau (55×55) cm ²	21.63	
Total	1529.53		
N _s = G _t + Q _t		N _s = 1737.67 KN	
N _u = 1.35G _t + 1.5 Q _t		N _u = 2377.08KN	

II.5.2. Descente des charges pour le poteau P₂

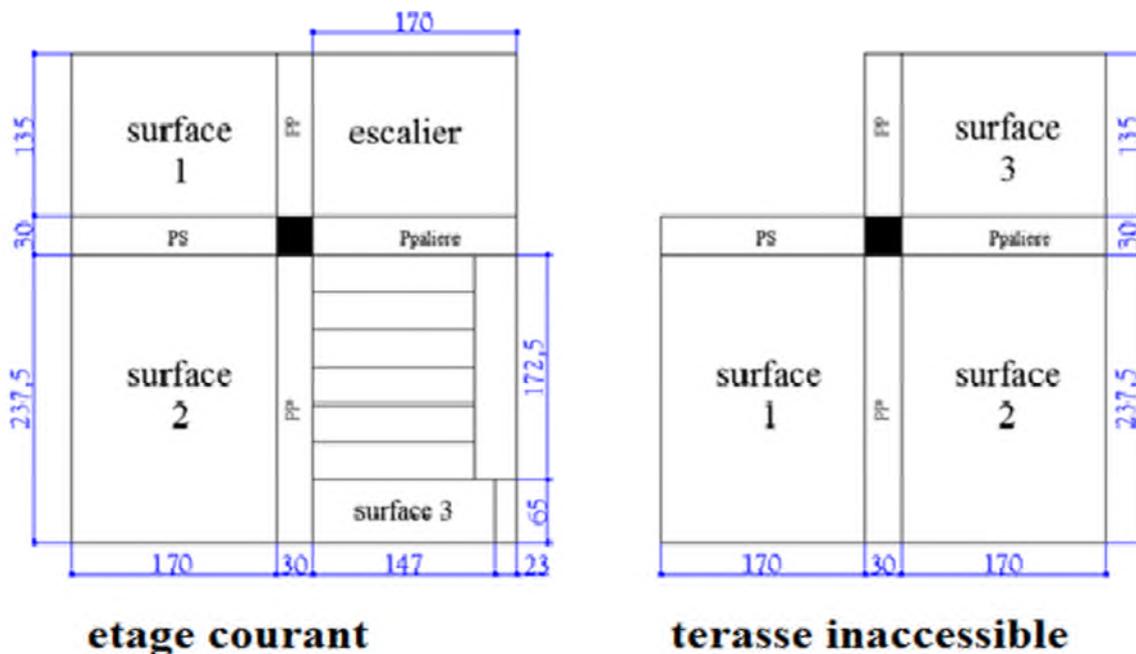


Fig. II.11. Surface afférente du poteau 2

➤ **Calcul des surfaces afférentes :**

• **Terrasse inaccessible :**

– Corps creux :

$$S = (1.7 + 0.3 + 1.7) \times (2.375 + 0.3) = 9.9m^2$$

– Dalle pleine :

$$S = (1.7 + 0.3) \times 1.35 = 2.7m^2$$

• **Etage courant :**

– Corps creux :

$$S = ((1.7 + 0.3) \times (2.375 + 0.3)) = 5.35m^2$$

– Dalle pleine :

$$S = [(1.7 + 0.3) \times 1.35 + (1.45 \times 0.65)] = 3.64m^2$$

➤ **Calcul du Poids des éléments :**

• **Poids des poutres :**

$$L_{pp} = 3.725m, L_{ps} = 3.4m$$

$$G_{pp} = 25(b \times h_{pp}) \times L_{pp} \Rightarrow G_{pp} = 25 \times (0.30 \times 0.40) \times 3.725 = 11.18KN$$

$$G_{ps} = 25(b \times h_{ps}) \times L_{ps} \Rightarrow G_{ps} = 25 \times (0.30 \times 0.35) \times 3.4 = 8.93KN$$

$$G_{poutres} = G_{pp} + G_{ps} \Rightarrow G_{poutres} = 11.18 + 8.93 = 20.11KN$$

• **Poids des plancher :**

– Terrasse inaccessible :

$$G_{terr} = 5.75 \times 9.9 + 5.1 \times 2.7 = 69.408KN$$

$$Q_{terr} = 1 \times (9.9 + 2.7) = 12.6KN$$

– Etages courants et RDC:

$$G_{etage\ courant} = 5.33 \times 5.35 + 5.1 \times 3.64 = 46.384KN$$

$$Q_{etage\ courant} = (1.5 \times 5.35) + (3.5 \times 3.64) = 20.765KN$$

• **Poids de l'acrotère :**

$$G_{accro} = 2.95 \times 9.9 = 29.21m^2$$

• **Poids des escaliers :**

$$\alpha = 30^\circ$$

$$L_v = \frac{1.8}{\cos 30} = 2.07m$$

$$S_v = 1.35 \times L_v = 1.35 \times 2.07 = 2.79m^2$$

$$S_p = L_p \times 1.7 = 1.3 \times 1.7 = 2.21m^2$$

$$G_{esc} = G_v \times S_v + G_p \times S_p = 4.04 \times 2.79 + 4.9 \times 2.21 = 22.1KN$$

$$Q_{esc} = Q_v \times S_v + Q_p \times S_p = 2.5 \times 2.79 + 2.5 \times 2.21 = 12.5KN$$

Nous appliquant la loi de dégression des charges, on obtient les résultats suivants :

Tableau II.8.résultat de la descente de charge de poteau P2

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Poids de l'acrotère	29.21	12.6
	terrasse inaccessible	69.41	
	PP (30×40) cm ²	11.18	
	PS (30×35) cm ²	8.93	
	Poteau (30×30) cm ²	6.44	
	Total	125.17	
N1	Venant de N ₀	125.17	45.865
	Plancher étage	46.384	
	PP (30×40) cm ²	11.18	
	PS (30×35) cm ²	8.93	
	Escaliers (pallier + volée)	22.1	
	Poteau (35×35) cm ²	8.76	
	Total	222.524	
N2	Venant de N ₁	222.524	75.8
	Plancher d'étage	46.384	
	PP (30×40) cm ²	11.18	
	PS (30×35) cm ²	8.93	
	Escaliers (pallier + volée)	22.1	
	Poteau (35×35) cm ²	8.76	
	Total	319.878	
N3	Venant de N ₂	319.878	102.42
	Plancher d'étage (16+4) cm	46.384	
	PP (30×40) cm ²	11.18	
	PS (30×35) cm ²	8.93	
	Escaliers (pallier + volée)	22.1	
	Poteau (40×40) cm ²	11.44	
	Total	419.912	
N5	Venant de N ₄	419.912	125.7
	Plancher d'étage (16+4) cm	46.384	
	PP (30×40) cm ²	11.18	
	PS (30×35) cm ²	8.93	
	Escaliers (pallier + volée)	22.1	
	Poteau (40×40) cm ²	11.44	
	Total	519.946	
	Venant de N ₅	519.946	
	Plancher d'étage (16+4) cm	46.384	
	PP (30×40) cm ²	11.18	

N6	PS (30×35) cm ²	8.93	145.66
	Escaliers (pallier + volée)	22.1	
	Poteau (45× 45) cm ²	14.48	
	Total	623.02	
N7	Venant de N ₆	623.02	162.29
	Plancher d'étage (16+4) cm	46.384	
	PP (30×40) cm ²	11.18	
	PS (30×35) cm ²	8.93	
	Escaliers (pallier + volée)	22.1	
	Poteau (45× 45) cm ²	14.48	
	Total	726.094	
N8	Venant de N ₇	726.094	178.83
	Plancher d'étage (16+4) cm	46.384	
	PP (30×40) cm ²	11.18	
	PS (30×35) cm ²	8.93	
	Escaliers (pallier + volée)	22.1	
	Poteau (50× 50) cm ²	17.875	
	Total	832.563	
N9	Venant de N ₈	832.563	195.56
	Plancher d'étage (16+4) cm	46.384	
	PP (30*40) cm ²	11.18	
	PS (30*35) cm ²	8.93	
	Escaliers (pallier + volée)	22.1	
	Poteau (50×55) cm ²	17.875	
	Total	939.032	
N10	Venant de N ₉	939.032	212.19
	Plancher d'étage (16+4) cm	46.384	
	PP (30*40) cm ²	11.18	
	PS (30*35) cm ²	8.93	
	Escaliers (pallier + volée)	22.1	
	Poteau (55×55) cm ²	19.12	
	Total	1046.746	
N11	Venant de N ₉	1046.746	228.82
	Plancher d'étage (16+4) cm	46.384	
	PP (30*40) cm ²	11.18	
	PS (30*35) cm ²	8.93	
	Escaliers (pallier + volée)	22.1	
	Poteau (55× 55) cm ²	19.12	
	Total	1154.46	
$N_s = G_t + Q_t \quad N_s = 1383.28KN$			
$N_u = 1.35G_t + 1.5 Q_t \quad N_u = 1901.75KN$			

On a $N_{u1} > N_{u2} \Rightarrow$ donc le poteau P_1 est le plus sollicité

Selon le CBA 93 (art B.8.11), l'effort normal va être majoré de 10% :

$$N_u^{maj} = 1.1 \times N_u = 1.1 \times 2377.0755 = 2614.783KN$$

II.5 .3.Vérifications :

➤ **Vérification au flambement :**

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : Section réduite de poteau $\Rightarrow B_r = (b - 2) \times (h - 2)$

A_s : Section des armatures calculées

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ tel que :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2(\lambda/35)^2} & \dots \dots \dots \lambda < 50 \\ 0.6(50/\lambda) & \dots \dots \dots 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

l_f : Longueur de flambement : $l_f = 0,7l_0$

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

λ : Est définie comme suite : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{bh^3}{12}$

l_0 ; Langueur du poteau.

D'après le BAEL 91/modifiées 99 : pour diminuer B_r , on admet que $\frac{A_s}{B} = 1\%$

On doit vérifier que : $B_r = \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)}$

Tableau II.9.Vérification du flambement

niveaux	$l_0(m)$	$l_f(m)$	$I(m^4)10^{-3}$	$i(m)$	λ	α	$N_u(KN)$	$B_r^{cal}(m^2)$	$B_r^{adop}(m^2)$
9 ^{ème} étage	2.66	1.862	0.675	0.087	21.4	0.79	238.88	0.014	0.0784
7 ^{ème} étage	2.66	1.862	1.25	0.10	18.62	0.80	724.75	0.041	0.1089
5 ^{ème} étage	2.66	1.862	2.13	0.12	15.52	0.82	1199.41	0.066	0.1444
3 ^{ème} étage	2.66	1.862	3.42	0.13	14.32	0.82	1663.97	0.092	0.1849
1 ^{ème} étage	2.66	1.862	5.21	0.14	13.3	0.83	2133.8	0.117	0.2304
Sous-sol	2.66	1.862	7.62	0.16	11.64	0.83	2614.78	0.143	0.2809

On remarque que la condition de flambement est vérifiée dans tous les niveaux, donc les poteaux ne risquent pas de flamber.

➤ **Vérification de la compression simple :**

On doit vérifier la condition suivante $\frac{N_u}{B} \leq f_{bu} \Rightarrow B \geq \frac{N_u}{f_{bu}}$

Avec B : la section du béton

Tableau II.10. Résolution de vérification à la compression simple

Niveaux	G(KN)	Q(KN)	$N_u(KN)$	$B_{cal}(m^2)$	$B_{abop}(m^2)$	observation
9 ^{ème} étage	139.26	19.44	238.88	0.0168	0.09	Vérifie
7 ^{ème} étage	405.16	74.6	724.75	0.051	0.1225	Vérifie
5 ^{ème} étage	676.42	118.14	1199.41	0.084	0.16	Vérifie
3 ^{ème} étage	953.76	150.08	1663.97	0.117	0.2025	Vérifie
1 ^{er} étage	1237.89	179.11	2133.8	0.15	0.25	Vérifie
Sous-sol	1529.53	208.14	2614.78	0.184	0.3025	Vérifie

➤ **Vérification de l'effort réduit :**

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit

limiter par la condition suivantes : $V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$

Tableau II.11. vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	section	$B_c(cm^2)$	$N_d(KN)$	v	observation
Sous-sol et RDC	55×55	3025	2614.78	0.345	Non vérifie
1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	50×50	2500	2133.8	0.341	Non vérifie
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	45×45	2025	1663.97	0.328	Non vérifie
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	40×40	1600	1199.41	0.3	vérifie
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	35×35	1225	724.75	0.227	vérifie
9 ^{ème} étage	30×30	900	238.88	0.106	vérifie

II.6.Conclusion :

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

RDC et le sous-sol	60 × 60cm²
1^{er} et 2^{ème} étages	55 × 55cm²
3^{ème} et 4^{ème} étages	50 × 50cm²
5^{ème} et 6^{ème} étages	45 × 45cm²
7^{ème} et 8^{ème} étages	40 × 40cm²
9^{ème} étages	35 × 35cm²

Et pour les poutres :

Poutres principales: ($b \times h$) = (**30 × 40**) **cm²**.

Poutre secondaires: ($b \times h$) = (**30 × 35**) **cm²**.

III.1.Introduction

Les éléments non structuraux (secondaires), sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagers, ils sont réalisés généralement en maçonnerie (balcons, cloisons ...) ou en béton (acrotère, escaliers...etc.).

III.2 Etudes des planchers

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.

III.2.1 Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, Administratifs,...).il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant du plancher.

III.2.1.1 étude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Pour calculer les sollicitations on applique les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire,
- Méthode de Caquot,

A) Méthode forfaitaire

Cette méthode permet forfaitairement les sollicitations internes dans les poutrelles, elles ne peut-être appliquer que si ses quatre conditions sont vérifiées :

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

- **Calcul du moment au niveau des appuis :**

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

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

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

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

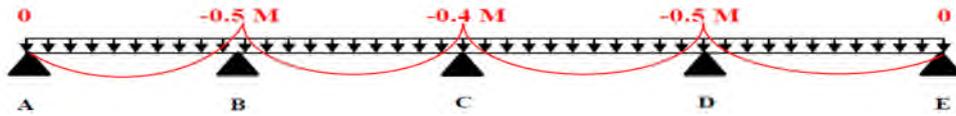


Fig. III.2.Diagramme des moments pour une poutre à plus de 2 travées

• Calcul du moment en travée

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

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 \times M_0 \end{array} \right.$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

- (a): Si c'est une travée de rive.
 - (b): Si c'est une travée intermédiaire.
- M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

• Evaluation des efforts tranchants

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

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_0^u$ (isostatique) + $\frac{M_i - M_{i-1}}{L_i}$

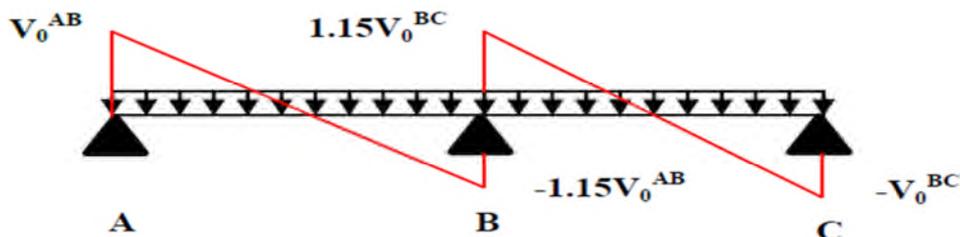


Fig. III.3.Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

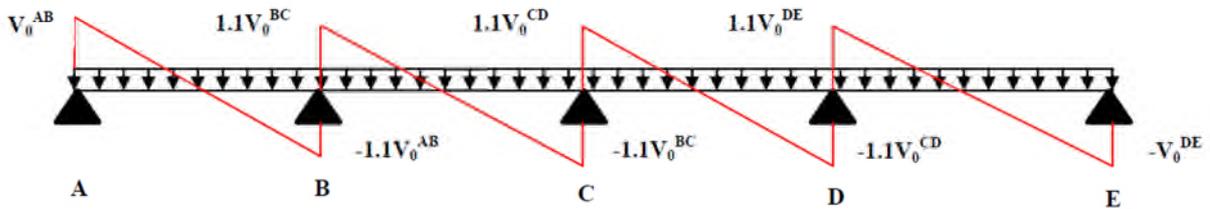


Fig. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.

B) Méthode de CAQUOT

Cette méthode s’applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s’appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l’une des conditions de la méthode forfaitaire n’est pas satisfaite.

- **Moment aux appuis**

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

Tel que :

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

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

- **Moment en travée :**

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

- **L’effort tranchant :**

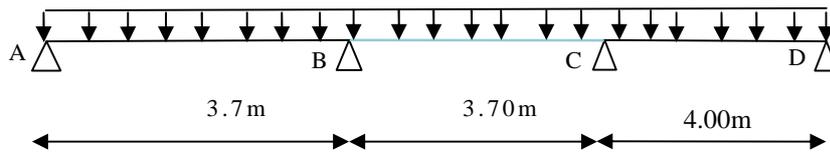
$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

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

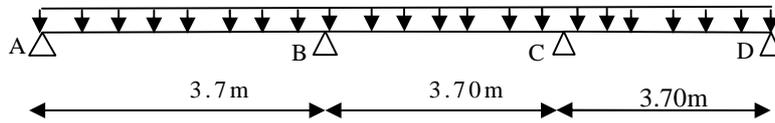
C) Les différents types de poutrelles :

Le sens de disposition des poutrelles adopté est montré sur la figure II.1 au chapitre II, les différents types de poutrelles que nous avons alors sont les suivantes :

➤ type01 :



➤ type02 :



➤ type03 :

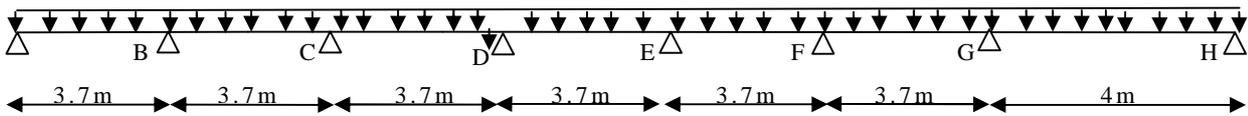


Fig. III.5. Les différents Types de poutrelles

• Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

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

À l'ELS : $q_s = G + Q$ et $P_s = 0.65 \times q_s$

La poutrelle reprend la charge sur une distance $b=0.65m$.

Tableau III.1. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			P _u (KN/m)	P _s (KN/m)
Plancher étage courant	5.33	1.5	6.14	4.4
Terrasse inaccessible	5.75	1	6.02	4.39

On prendra comme exemple les poutrelles type01 du plancher étage courant, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur des tableaux.

• Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaires

$Q \leq \text{Min}(2 \times G, 5\text{KN}/\text{M}^2) \Rightarrow Q \leq \text{Min}(\frac{10.40\text{KN}}{\text{m}^2}, \frac{5\text{KN}}{\text{m}^2}) \Rightarrow Q \leq 5\text{KN}/\text{m}^2$

$Q \leq \text{Min}(2 \times G, 5\text{KN}/\text{m}^2) = 5\text{KN}/\text{m}^2 \dots \dots \text{vérifié}$

$I = \text{constant} \dots \dots \dots \text{vérifié}$

$\frac{l_i}{l_{i+1}}$ est compris entre 0.8 et 1.25verifie

F.P.N.....vérifié

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

- **Calcul des moments isostatiques**

A l'ELU**En travée :**

Travée AB

$$M_0^{AB} = \frac{q_U \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 10.31 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_0^{BC} = \frac{q_U \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 10.31 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_0^{CD} = \frac{q_U \times L_{CD}^2}{8} \Rightarrow M_0^{CD} = 12.05 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

Travée AB :

$$M_0^{AB} = \frac{q_S \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 7.46 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_0^{BC} = \frac{q_S \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 7.46 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_0^{CD} = \frac{q_S \times L_{CD}^2}{8} \Rightarrow M_0^{CD} = 8.72 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :**Appuis de rive A et D**

$M_A = M_D = 0 \text{ KN/m}$, Mais seulement le BAEL exige de mettre des armatures de fissuration pour équilibrer le moment fléchissant, donc :

$$M_A = M_D = -0.15 M_0^{\max} = -1.81 \text{ KN/m (ELU)}$$

$$M_A = M_D = -0.15 M_0^{\max} = -1.31 \text{ KN/m (ELS)}$$

Appuis intermédiaires

$$\begin{cases} \text{A l'ELU} \\ \text{A l'ELS} \end{cases} \begin{cases} M_B = -0.5 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -5.16 \text{ KN.m} \\ M_C = -0.5 \times \text{Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_C = -6.03 \text{ KN.m} \\ M_B = -0.5 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -3.73 \text{ KN.m} \\ M_C = -0.5 \times \text{Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_C = -4.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant en travée**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 4.32} = 0.224$$

$$(1 + 0.3 \alpha) = 1.067 ; (1.2 + 0.3 \alpha) / 2 = 0.634$$

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

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

Entre (1) et (2), on prend le max le plus défavorable

A l'ELU

Travée AB

$$M_t^{AB} = 8.42 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$M_t^{BC} = 5.50 \text{ KN.m}$$

Travée CD

$$M_t^{CD} = 9.84 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

Travée AB

$$M_t^{AB} = 6.09 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$M_t^{BC} = 3.98 \text{ KN.m}$$

Travée CD

$$M_t^{CD} = 7.12 \text{ KN.m}$$

• Les efforts tranchants

Travée AB

$$V_A = 8.06 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.1 \times V_A = -8.86 \text{ KN}$$

Travée BC

$$V_B = 8.86 \text{ KN}$$

$$V_C = -8.86 \text{ KN}$$

Travée CD

$$V_C = 9.58 \text{ KN}$$

$$V_D = -8.71 \text{ KN}$$

Pour les autres types de poutrelles les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées, les sollicitations de ces dernières sont représentées dans les tableaux suivant :

Tableau III.2: sollicitation de différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher étage courant.

	type	travée	longueur L (m)	M0 (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					Mg	Md		Vg	Vd
A l'ELU	1	A-B	3.7	10.31	-1.55	-5.16	8.42	11.15	-12.26
		B-C	3.7	10.31	-5.16	-5.16	5.84	12.26	-12.26
		C-D	3.7	10.31	-5.16	-1.55	8.42	12.26	-11.15
	2	A-B	3.7	10.31	-1.55	-5.16	8.42	11.15	-11.15
		B-C	3.7	10.31	-5.16	-6.03	5.50	12.26	-12.26
		C-D	4.0	12.05	-6.03	-1.81	9.84	13.26	-12.05
	3	A-B	3.7	10.31	-1.55	-5.16	8.42	11.15	-12.26
		B-C	3.7	10.31	-5.16	-4.12	6.36	12.26	-12.26
		C-D	3.7	10.31	-4.12	-4.12	6.88	11.15	-11.15
		D-E	3.7	10.31	-4.12	-4.12	6.88	11.15	-11.15
		E-F	3.7	10.31	-4.12	-4.12	6.03	11.15	-11.15
		F-G	3.7	10.31	-4.12	-6.03	5.93	11.15	-12.26
G-H	4.0	12.05	-6.03	-1.81	9.84	13.26	-12.26		
A l'ELS	1	A-B	3.7	7.46	-1.12	-3.73	6.09	8.06	-8.86
		B-C	3.7	7.46	-3.73	-3.73	4.22	8.86	-8.86
		C-D	3.7	7.46	-3.73	-1.12	6.09	8.86	-8.06
	2	A-B	3.7	7.46	-1.12	-3.73	6.09	8.06	-8.86
		B-C	3.7	7.46	-3.73	-4.36	3.98	8.86	-8.86
		C-D	4.0	8.72	-4.36	-1.31	7.12	9.58	-8.71
	3	A-B	3.7	7.46	-1.12	-3.73	6.09	8.06	-8.86
		B-C	3.7	7.46	-3.73	-2.98	4.60	8.86	-8.86
		C-D	3.7	7.46	-2.98	-2.98	4.97	8.06	-8.06
		D-E	3.7	7.46	-2.98	-2.98	4.97	8.06	-8.06
		E-F	3.7	7.46	-2.98	-2.98	4.97	8.06	-8.06
		F-G	3.7	7.46	-2.98	-4.36	4.97	8.06	-8.86
G-H	4.0	8.72	-4.36	-1.31	7.12	9.58	-8.71		

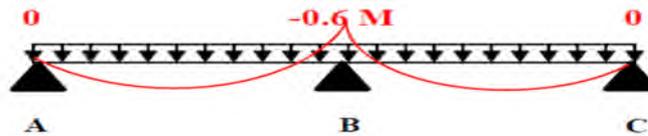


Tableau III.3: sollicitation de différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour La terrasse inaccessible

	type	travée	longueur L (m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
A l'ELU	1	A-B	3.7	10.11	-1.52	-5.06	8.09	10.93	-12.02
		B-C	3.7	10.11	-5.06	-5.06	5.56	12.02	-12.02
		C-D	3.7	10.11	-5.06	-1.52	8.09	12.02	-10.93
	2	A-B	3.7	10.11	-1.52	-5.06	8.09	10.93	-12.02
		B-C	3.7	10.11	-5.06	-5.91	5.28	12.02	-12.02
		C-D	4.0	11.81	-5.91	-1.77	9.45	12.99	-11.81
	3	A-B	3.7	10.11	-1.52	-5.06	8.09	10.93	-12.02
		B-C	3.7	10.11	-5.06	-4.04	6.07	12.02	-12.02
		C-D	3.7	10.11	-4.04	-4.04	6.58	10.93	-10.93
		D-E	3.7	10.11	-4.04	-4.04	6.58	10.93	-10.93
E-F		3.7	10.11	-4.04	-4.04	6.58	10.93	-10.93	
F-G		3.7	10.11	-4.04	-5.91	5.64	10.93	-12.02	
G-H	4.0	11.81	-5.91	-1.77	9.45	12.99	-11.81		
A l'ELS	1	A-B	3.7	7.36	-1.10	-3.68	5.89	7.96	-8.76
		B-C	3.7	7.36	-3.68	-3.68	4.05	8.76	-8.76
		C-D	3.7	7.36	-3.68	-1.1	5.89	8.76	-7.96
	2	A-B	3.7	7.36	-1.10	-3.68	5.89	7.96	-8.76
		B-C	3.7	7.36	-3.68	-4.31	3.85	8.76	-8.76
		C-D	4.0	8.61	-4.31	-1.29	6.89	9.47	-8.61
	3	A-B	3.7	7.36	-1.10	-3.68	5.89	7.96	-8.76
		B-C	3.7	7.36	-3.68	-2.94	4.42	8.76	-8.76
		C-D	3.7	7.36	-2.94	-2.94	4.79	7.96	-7.96
		D-E	3.7	7.36	-2.94	-2.94	4.79	7.96	-7.96
		E-F	3.7	7.36	-2.94	-2.94	4.79	7.96	-7.96
		F-G	3.7	7.36	-2.94	-4.31	4.10	7.96	-8.76
G-H	4.0	8.61	-4.31	-1.29	6.89	9.47	-8.61		

Le ferrailage des poutrelles se fait suivant les sollicitations maximales. Ces dernières sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.

Etage	ELU				ELS		
	M _{Appui MAX} (KN.m)		M _{Travée MAX} (KN.m)	V _{MAX} (KN)	M _{Appui MAX} (KN.m)		M _{Travée MAX} (KN.m)
	Rive	Interne			Rive	interne	
Etage courant	-1.81	-6.03	9.84	13.26	-1.31	-4.36	7.12
Terrasse inaccessible	-1.77	-5.91	9.45	12.99	-1.29	-4.31	6.89

D) Ferrailage des poutrelles

On prend comme exemple pour le ferrailage le plancher étage courant qui est sollicité par les efforts suivants :

$$M_{Travée}^{Max} = 9.84 KN.m$$

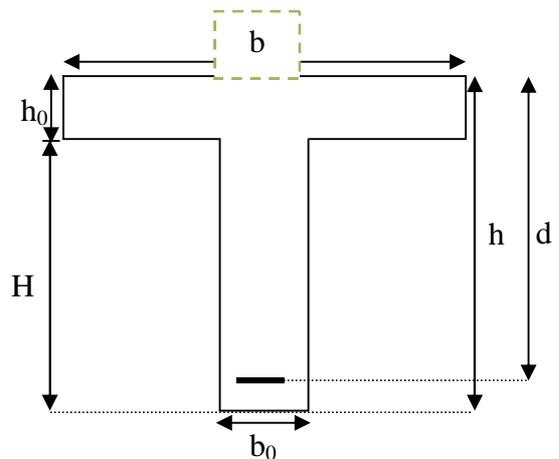
$$A \text{ l'ELU : } M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.81 KN.m(rive) \\ -6.03 KN.m(interne) \end{cases} \quad V_{appui}^{Max} = 13.26 KN$$

$$M_{Travée}^{Max} = 7.12 KN.m$$

$$A \text{ l'ELS : } M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.31 KN.m(Rive) \\ -4.36 KN.m(interne) \end{cases}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

- $b = 65cm$
- $h_0 = 4cm$
- $h = 20cm$
- $H = 16cm$
- $b_0 = 10cm$
- $d = 18cm$



➤ **à l'ELU**

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

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

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

A) Armatures longitudinales :

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

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

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

$M_{tu} > M_t = 9.84 KN.m \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$)

- **Ferrailage en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.84 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.033$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.033$$

→ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas

nécessaires ($A'_s = 0$) et $\varepsilon_s = 10\%$; $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.042$$

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

$$A_{travée} = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{9.84}{0.177 \times 348} \Rightarrow A_t = 1.6cm^2$$

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41cm^2 \Rightarrow A_{min} < A_{trav} \text{ La}$$

condition de non fragilité est vérifiée.

On prend $A_t = 4HA10 = 3.14cm^2$

- **Ferrailage en appuis**

- **Appuis intermédiaire**

$$M_{Interne}^a = -6.03KN.m$$

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

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20)m^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{inter}^a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.131$$

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

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

nécessaires ($A'_s = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.177$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.167m$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Interne} = 1.04cm^2$$

On prend $A_a^{inter} = 1HA10 + 1HA14 = 1.92 cm^2$

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

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22cm^2$$

$A_s = 1.92cm^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

- **Appuis de rive**

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

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20)m^2$.

$$M_{Rive}^a = -1.81KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.039$$

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

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

nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.05$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.176m$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Rive} = 0.29cm^2$$

On prend $A_a^{rive} = 1HA10 = 0.79cm^2$

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

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22cm^2$$

$A_s = 0.79cm^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b_0 * d} = \frac{13.26 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18} = 0.74 MPa$$

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

$$\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}; 4MPa) = \min(3.25; 4MPa) = 3.25 MPa$$

$$\tau_U = 0.74 MPa \leq \bar{\tau} = 3.25 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis**

- **Appuis de rive**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s * V_u}{f_e}$$

$$A_l = 2.08 cm^2 \geq \frac{1.15 * 13.26 * 10^{-3}}{400} = 0.38 cm^2$$

Avec : $A_l = 4HA8 = 2.01 cm^2$

Donc on a $A_l = 3.14 cm^2 \geq 0.38 cm^2 \dots\dots\dots$ vérifié

- **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} * [V_u + \frac{M_{inter}}{0.9 * d}]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} * [13.26 + \frac{6.03}{0.9 * 0.18}] * 10^{-3} = 1.83 cm^2$$

$A_l = 1\emptyset 12 + 4\emptyset 10 = 4.27 cm^2$

Donc on a $A_l = 4.27 cm^2 \geq 1.83 cm^2 \dots\dots\dots$ vérifié

Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure

$$\tau_u = \frac{v_u (b - b_0)}{0.9 * d * b * h_0} = \frac{13.26 * 10^{-3} * (0.65 - 0.10)}{0.9 * 0.18 * 0.65 * 0.04} = 1.73 MPa < \bar{\tau} = 3.25 MPa$$

B) Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t = 8mm.$$

On choisit un étrier de $\phi 8 \Rightarrow A_t = 0.5 cm^2$

• **Calcul de l'espacement**

$$St = \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40cm) = 16.2cm \\ \frac{At * f_e}{0.4 * b_0} = 100cm \\ \frac{0.8 * A_t * f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 * K * f_{t28})} = 35.56cm \end{array} \right.$$

Avec :K =1 (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

On adopte: $St = 15 \text{ cm}$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.5 : Ferrailage des poutrelles

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	α	Z(m)	A_s Cm ²	Choix de Section	A_{min} (cm ²)	sections	A_t (cm ²)
Etage courant	Travée	0.033	0.042	0.177	1.60	4HA10=3.14	1.41	Etrier HA8	0.5
	App rive	0.039	0.05	0.176	0.29	1HA10=0.79	0.22		
	App int	0.131	0.177	0.167	1.04	1HA10+1HA14=1.92	0.22		
Terrasse inaccessible	Travée	0.032	0.04	0.177	1.53	4HA10=3.14	1.41		
	App rive	0.039	0.049	0.176	0.29	1HA10=0.79	0.22		
	App int	0.13	0.173	0.168	1.01	1HA10+1HA14=1.92	0.22		

• **Vérification à l'ELS**

a) Etat limite d'ouverture des fissures

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

b) Etat limite de compression du béton

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

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

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

En travée

$$M_{ser} = 7.12 \text{ KN.m}$$

$$A = 3.14 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = -1.39 \times 10^{-4} \text{ cm}^3 > 0 \Rightarrow \text{l'axe neutre passe par la nervure} \Rightarrow \text{calcul d'une section en T}$$

Calcul de l'axe neutre y :

$$b_0 \times y^2 + [2(b - b_0) \times h_0 + 30A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30Ad] = 0$$

Après résolution de l'équation on trouve : $y = 4.45 \text{ cm}$

Le moment d'inertie I :

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

$$I = 10555.3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{7.12 \times 4.45 \times 10^3}{10555.3} = 3 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

En appuis

- **Appuis intermédiaires**

$$M_{int}^{ser} = 4.36 \text{ KN.m} ; A=1.92 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 7.70 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 4577.2 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{4.36 \times 5.57 \times 10^3}{4577.2} = 7.33 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Appuis de rive**

$$M_a^{ser} = 1.31 \text{ KN.m};$$

$$A=0.79 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 5.45 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 2406 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1.31 \times 5.45 \times 10^3}{2406} = 2.97 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les vérifications à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.6. Vérification des contraintes dans le béton

Etage	Position	M _{ser} Kn.m	As Cm ²	Y(cm)	I (Cm ⁴)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	vérification
Etage courants	Travée	7.12	3.14	4.45	10555.3	3.00	15	vérifiée
	App inter	-4.36	1.92	7.70	4577.2	7.33	15	vérifiée
	App rive	-1.31	0.79	5.45	2406	2.97	15	vérifiée
Etage terrasse	Travée	6.89	3.14	4.45	10555.3	3.00	15	vérifiée
	App inter	-4.31	2.92	8.25	5194.15	6.85	15	vérifiée
	App rive	-1.29	0.79	5.45	2406	2.90	15	vérifiée

C) Vérification de la flèche

D'après le CBA93 La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Dans notre cas on va vérifier la flèche de la poutrelle qui a la travée la plus grande (L=4.00 m).

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625 > \frac{h}{L} = 0.05 \Rightarrow \text{La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.}$$

La flèche totale est définie d'après le **BAEL91 (art B.6.5, 2)** comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec :

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

f_{ij} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

f_{ip} : La flèche instantanée de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Valeur limite de la flèche BAEL91 (art B.6.5, 2) ;

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à :

$$f_{adm} = \begin{cases} \frac{L}{500} \text{ si } L \leq 5m \\ 0.005 + \frac{L}{500} \end{cases} \dots\dots\dots\text{CBA93 (art B.6.5.3)}$$

Pour une portée inférieure à 4m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{400}{500} = 0.94cm$

Les propriétés de la section :

$y = 4.45 \text{ cm}; I = 10555.3 \text{ cm}^4; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa.}; E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa.}$

Calcul de I_0

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 20 + 15 \times 3.14 = 1347.1 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1347.1} \times \left(\frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 18 \right) \Rightarrow V_1 = 10.28 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - 10.28 \Rightarrow V_2 = 9.72 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (10.28^3 + 9.72^3) + 15 \times 3.14 \times (9.72 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 49904.83 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3.14}{10 \times 18} = 0.0174$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0174 \times (2 + 3 \times \frac{10}{65})} \Rightarrow \lambda_i = 2.45$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.98$$

- **Evaluation des moments en travée**

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

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

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.8 = 1.82 \text{ KN} / \text{m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.2 = 3.38 \text{ KN} / \text{m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.2 + 1.5) = 4.36 \text{ KN} / \text{m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.38 \times 4^2}{8} = 6.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{1.82 \times 4^2}{8} = 2.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{4.36 \times 4^2}{8} = 6.54 \text{ KN.m}$$

Contraintes (σ_s)

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{2.73 \times (0.18 - 0.0445) \times 10^5}{10555.3} \Rightarrow \sigma_{js} = 52.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{6.57 \times (0.18 - 0.0445) \times 10^5}{10555.3} \Rightarrow \sigma_{gs} = 126.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{6.54 \times (0.18 - 0.0445) \times 10^5}{10555.3} \Rightarrow \sigma_{ps} = 125.93 \text{ MPa}$$

Calcul de μ : $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$ Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0174 \times 126.51 + 2.1} = 0.336$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0174 \times 52.57 + 2.1} = 0.638$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0174 \times 125.93 + 2.1} = 0.338$$

Calcul des inerties fictives (I_f) .

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 49904.83}{1 + 2.45 \times 0.638} = 21417.55 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 49904.83}{1 + 2.45 \times 0.336} = 30109.32 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 49904.83}{1 + 2.45 \times 0.338} = 30109.32 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 49904.83}{1 + 0.98 \times 0.336} = 41280.88 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{2.73 \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 21417.55} \times 10^7 = 0.063 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{6.57 \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 30109.32} \times 10^7 = 0.109 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{6.57 \times 4^2}{10 \times 10721.4 \times 31280.88} \times 10^7 = 0.313 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{6.54 \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 30109.32} \times 10^7 = 0.108 \text{ cm}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.24 + 0.15 - 0.23 - 0.047 = 0.249 \text{ cm} < f_{adm} = 0.94 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

Etat limite de déformation :

Pour terrasse inaccessible : $\begin{cases} \Delta f = 0.113 \text{ cm} \\ f_{adm} = 0.94 \text{ cm} \end{cases}$ vérifié

Pour étage courant : $\begin{cases} \Delta f = 0.249 \text{ cm} \\ f_{adm} = 0.94 \text{ cm} \end{cases}$ vérifié

Tableau III.7 schéma de ferrailage de déférentes poutrelles.

Plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles		
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	travée
Terrasse inaccessible			
Etage courant			

III.2.1.2 Etude de la dalle de compression

- Armatures parallèles aux nervures

On utilise des rends lisses $f_e = 500MPa$

- Armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{500} = 0.52cm^2/ml \quad \text{Selon le CBA93(B.6.8.4.2.3)}$$

- Armatures parallèle aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.26cm^2/ml$$

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5 /ml) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
 - 33cm (3/ml) pour les armatures parallèles aux nervures.
- pour faciliter la mise en œuvre ;on prend un treillis soude TS $\emptyset 5(15 \times 15)cm^2$.

- Schéma de ferrailage de la dalle de compression

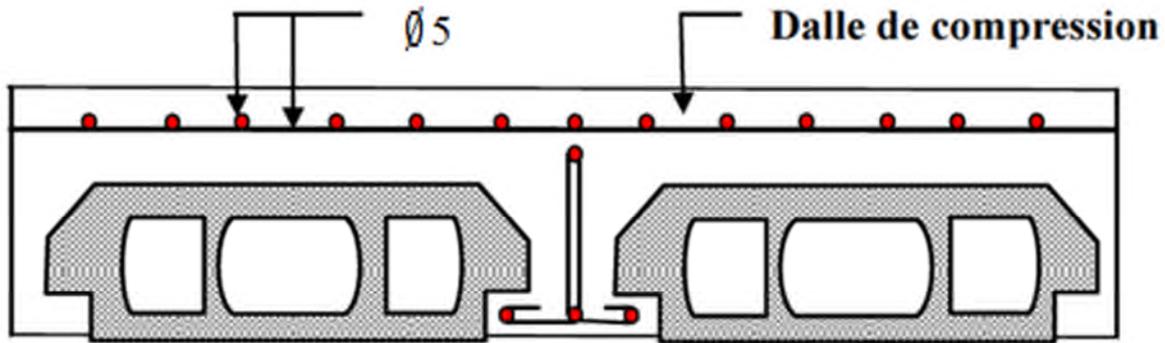


Fig. III.6.Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2.2 Planchers dalles pleines

Les dalles pleines sont classées selon le nombre d'appuis sur lesquels elles reposent a :

- Dalle sur quatre appuis.
- Dalle sur trois appuis.
- Dalle sur deux appuis.
- dalle sur un appui.

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

On Appelle :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si : $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail suivant les deux sens..

III.2.2.1.Panneau de dalle sur deux appuis :

$$\rho = \frac{150}{370} = 0.41 > 0.4$$

Donc : la dalle travaille selon les deux sens.

$$G=4.48 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=3.5 \text{ KN/m}^2$$

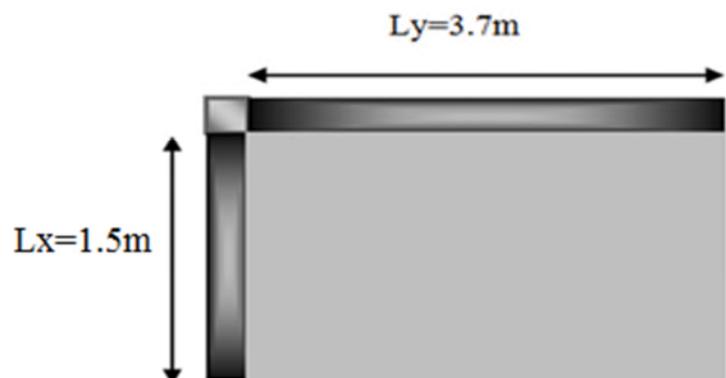


Fig. III.7.Dalle sur deux appuis

➤ **Calcul du chargement**

➤ **ELU**

$$P_u = 1.35 \times 4.48 + 1.5 \times 3.5 = 11.3 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.1022 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

➤ **Calcul de M_{x0} et M_{y0} :**

$$M_{0u}^x = \mu_x \times p_u \times l_x^2 = 0.1022 \times 11.3 \times 1.5^2 = 2.6 \text{ KN.ml}$$

$$M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.25 \times 2.6 = 0.65 \text{ KN.ml}$$

➤ **Calcul des moments:**

En travée :

$$M_{mu}^x = 0.85 M_{0u}^x = 2.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{mu}^y = 0.85 M_{0u}^y = 0.55 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = 1.3 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 m

Tab.III.8. Calcul du ferrailage de la dalle a deux appuis

Localisation	ELU				A_{cal} (cm^2/m_l)	A_{min} (cm^2/m_l)	A_{opt} (cm^2/m_l)	S_t (cm)
	M	μ_{bu}	α	Z(m)				
	En travée							
Sens x	2.22	0.0156	0.038	0.098	0.65	1.2	3HA8=1.51	25
Sens-y	0.55	0.0038	0.0095	0.12	0.1	0.96	3HA8=1.51	25
	En appui							
	1.3	0.009	0.0225	0.0991	0.37	1.2	3HA8=1.51	25

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\rho > 0.4 \text{ et } e > 12 \text{ cm:} \begin{cases} A_{xmin} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e \\ A_{ymin} = 0.0008 \times b \times e \end{cases}$$

➤ **Vérification des espacements :**

$$\text{Sens x : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification :**

➤ **A L'ELU**

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

$$V_x = \frac{P_u L_x}{3} = \frac{12.135 \times 1.2}{3} = 4.85 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 5.93 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.049 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

➤ **ELS**

$$P_s = 4.48 + 3.5 = 7.98 \text{ KN/ml.}$$

$$l' \text{ ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.1051 \\ \mu_y = 0.3319 \end{cases}$$

$$M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.1051 \times 7.98 \times 1.2^2 = 1.21 \text{ KN.ml}$$

$$M_{0ser}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.3319 \times 1.21 = 0.4 \text{ KN.ml}$$

$$M_{ser}^x = 0.85 M_{0ser}^x = 1.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^y = 0.85 M_{0ser}^y = 0.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5 M_{0ser}^x = -0.61 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$50y^2 + 15 \times 1.51y - 15 \times (10 \times 1.51) = 0$$

$$y = 1.91$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2] = 1714.66 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.14 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vverifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} = \frac{0.12}{1.2} = 0.1 > \max\left(\frac{3}{80}, \frac{1.44}{20 \times 1.66}\right) = 0.045 \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0034 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :

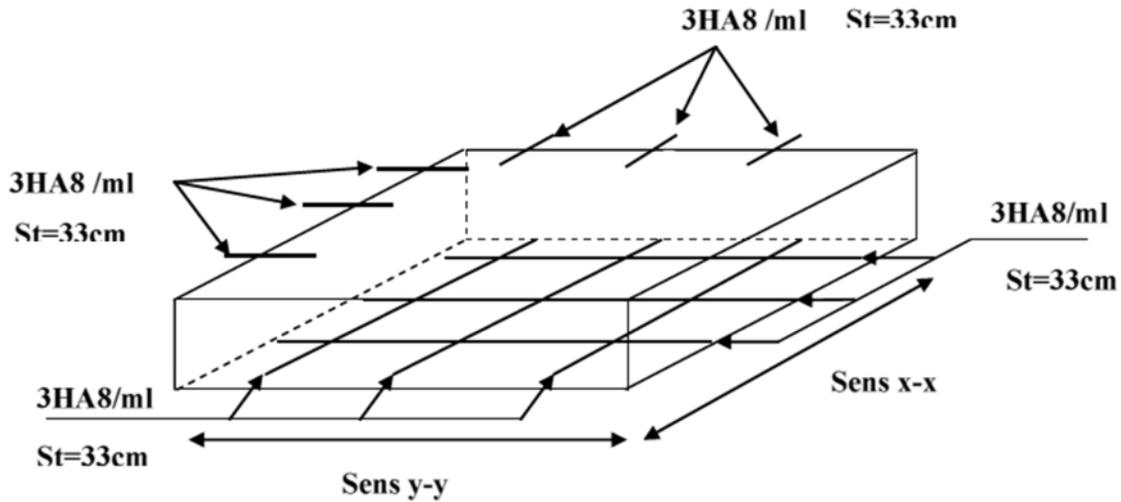


Fig. III.8. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis

III.2.2.2 Panneau de dalle sur 3 appuis

$$\rho = \frac{150}{340} = 0.44 < 0.4$$

$$L_x < \frac{L_y}{2} = \frac{3.4}{2} = 1.7m$$

La dalle travaille dans un seul sens

Donc :

$$M_0^x = p \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p \times L_x^3$$

$$M_0^y = p \times \frac{L_x^3}{6}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

On a : $G=4.48 \text{ KN/m}^2$ et $Q=3.5$

KN/m^2 .

$$P_u = 1.35 \times 4.48 + 1.5 \times 3.5 = 11.32 \text{ KN/ml.}$$

$$M_0^x = p \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p \times L_x^3 = 14.85 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = p \times \frac{L_x^3}{6} = 3.49 \text{ KN.m}$$

- **En travée**

$$M_{tu}^x = 0.85 M_{0u}^x = 12.63 \text{ KN.ml}$$

$$M_{tu}^y = 0.85 M_{0u}^y = 2.97 \text{ KN.ml}$$

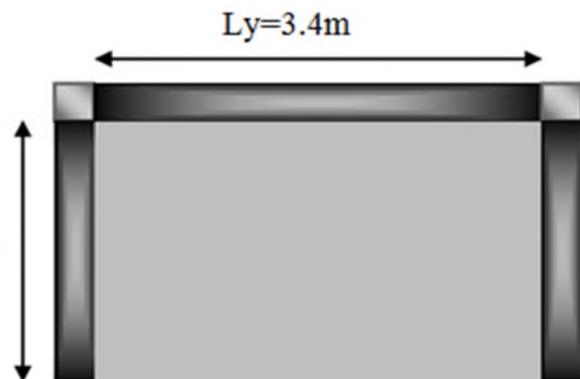


Fig. III.9. Dalle sur trois appuis

- **En appuis**

$$M_u^x = M_u^y = -0.5M_{0u}^x = -4.46KN.m$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.9: calcul du ferrailage de la dalle sur 3 appuis

Localisation	ELU				A _{cal} (cm ² /m _l)	A _{min} (cm ² /m _l)	A _{opt} (cm ² /m _l)	S _t (cm)
	M	μ _{bu}	α	Z(m)				
En travée								
Sens x	12.63	0.062	0.08	0.117	3.12	1.43	6HA10=4.71	16
Sens-y	2.97	0.015	0.018	0.119	0.72	1.12	4HA8=2.01	25
En appui								
	-4.46	0.022	0.028	0.118	1.08	1.69	4HA8=2.01	25

➤ **Condition de non fragilité :**

Travée :

$$\rho > 0.4 \text{ et } e > 12\text{cm} : \begin{cases} A_{x\min} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e \\ A_{y\min} = 0.0008 \times b \times e \end{cases}$$

Appui :

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

➤ **Vérification**

➤ **l'ELU**

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

$$V_u^x = \frac{P \times l_x}{2} = 7.281KN$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.281 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.061MPa \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

La rupture par cisaillement n'aura pas lieu.

➤ **l'ELS**

$$P_s = 4.48 + 3.5 = 8.6 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{0ser}^x = p \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p \times L_x^3 = 10.53KN.m$$

$$M_{0ser}^y = p \times \frac{L_x^3}{6} = 2.48KN.m$$

En travée :

$$M_{tser}^x = 0.85M_{0ser}^x = 8.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tser}^y = 0.85M_{0ser}^y = 2.11 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.3M_{0ser}^x = -3.15KN.m$$

- la contrainte dans le béton :

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

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$y = 3.12$$

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

$$I = 4356.55cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.08MPa \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

- la contrainte dans l'acier :

La fissuration est peu nuisible, donc aucun vérification a faire.

- État limite de déformation ;

$$\frac{h}{l} = \frac{0.12}{1.2} = 0.1 > \max\left(\frac{3}{80}, \frac{2.11}{20 \times 2.48}\right) = 0.043 \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,0033 < \frac{2}{f_e} = 0,005$$

Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

• Schéma de ferrailage

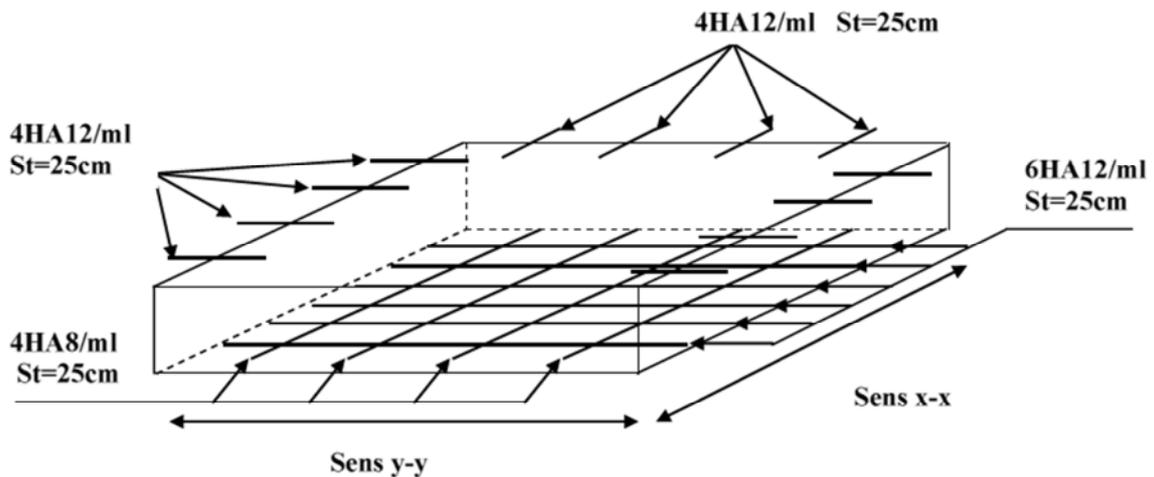


Fig. III.10.Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis

III.3.Escalier :

III.3.1.Etude de la 1^{ère} volée :

- **La charge permanente**

$G=7.28\text{KN/m}^2.$

$Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$

Ce type se calcule comme une console.

- **La charge qui revient sur la volée :**

$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v$

$q_v = (1.35 \times 7.28) + (1.5 \times 2.5) = 13.57 \text{ KN/ml}.$

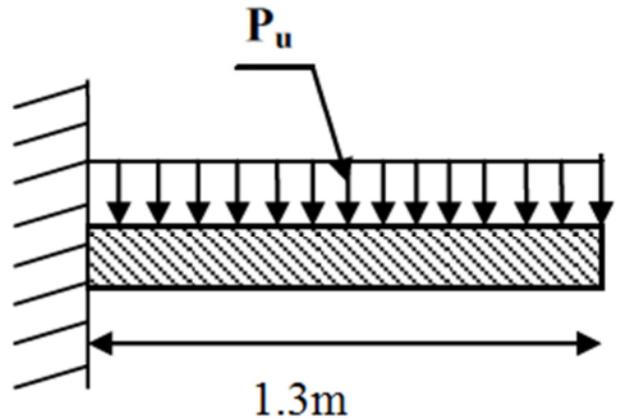


Fig. III.11.Schéma statique de 1^{ère} volée

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.10.Résultats de ferrailage de la 1^{ère} volée

$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A choisit (cm ² /ml)	A répartition (cm ² /ml)
10.66	0.0521	0.0669	0.116	2.62	1.45	4HA12=4.52	3HA8=1.51

- **vérifications :**

- **Vérification de l'espacement :**

$S_r \leq \min (2,5h, 25\text{cm})$

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

$S_t \leq 25\text{cm}$

On a choisi 4HA12, soit $S_t = 100/4 = 25\text{cm}$ vérifiée.

➤ **à l'ELU**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,137\text{Mpa} < \overline{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\text{Mpa}.$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ à l'ELS :

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (7.28+2.5) = 9.78\text{KN/m}$$

$$M_s = 7.66 \text{ KN. m.}$$

- Vérification de σ_{bc} :

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 4.52) y - (15 \times 4.52 \times 12) = 0$$

$$50y^2 + 67.8y - 813.6 = 0$$

$$y = 3,41 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3,41^3 + 15 \times 4.52 (12 - 3,41)^2$$

$$I = 6324.56 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{7.66 \times 10^{-3}}{6324.56 \times 10^{-8}} \times 0.0341 = 4.13\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots$$

la fissuration peut nuisible donc la vérification σ_{st} n'est pas nécessaire.

- La flèche :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{1.3} = 0.107 > \max \left[\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20 M_0} \right] = 0.042 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0,00376 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire

• Ferrailage :

$$A_{st}^x = 4\text{HA}12 = 4.52\text{cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{st}^y = 3\text{HA}8 = 1.51\text{cm}^2/\text{ml.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Schéma de ferrailage :**

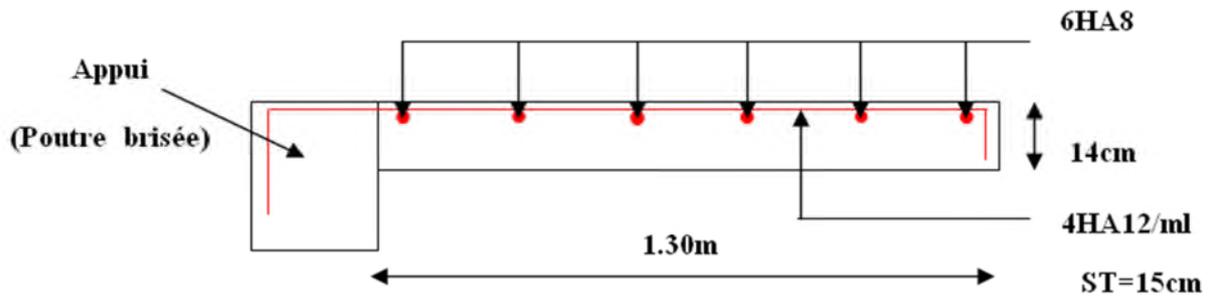


Fig. III.12.Schéma de ferrailage de la 1^{ère} volée

- **Calcul de la poutre brisée :**
- **Dimensionnement :**

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

$$L=(3.1/\cos 30^\circ)=3.58m$$

$$\frac{358}{15} \leq h \leq \frac{358}{10} \Rightarrow 23.87 \leq h \leq 35.8$$

Donc soit $h=30$ cm et $b=30$ cm.

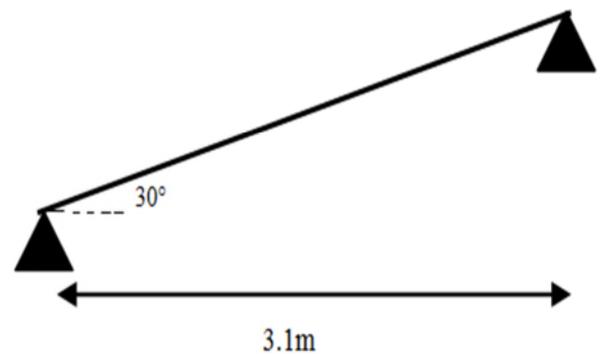


Fig. III.13.Schéma statique de la poutre brisée

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

- **Calcul à la flexion simple :**

La poutre est soumise à son :

Poids propre : $P = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25$ KN/ml

Poids de la paillasse inclinée : $P_p = 8.2 / \cos 30^\circ = 7.58$ KN/ml

$$p_u = 1.35G + 1.5Q = 17.03 \text{ KN / m}$$

- **Calcul des sollicitations :**

En travée :

$$M_t = \frac{P_u l^2}{24} = 9.09 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a = \frac{P_u l^2}{12} = 18.18 \text{ KN.m}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

Tabl.III.11.ferrailage de la poutre brisé

MU (KN. M)	M _{BU}	A	Z (M)	A _{MIN} (CM ²)	A _{CALCULEE} (CM ²)
EN TRAVÉE					
9.09	0.034	0.0432	0.245	0.91	1.06
EN APPUI					
18.18	0.068	0.0884	0.241	0.91	2.17

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{11.29 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.25} = 0.151 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = \text{Min}\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

• **Armatures transversal a la flexion simple:**

Soit: St=20 cm

St=20 cm < min (0.9 d ; 40 cm)=22.5 cm *Condition vérifiée.*

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.2}{400} = 0.60 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) \times b \times St}{0.8 f_e} = \frac{(0.151 - 0.3 \times 2.1) \times 0.3 \times 0.2}{0.8 \times 400} = -0.89 \text{ cm}^2 < 0.$$

Donc $A_t = 0.60 \text{ cm}^2$

• **Calcul à la torsion :**

- **Le moment de torsion : 20.85KN.**

Le moment maximum aux appuis : 1.65m 1.65m 1.65m

$$M_t = 20.22 \text{KN.m.}$$

Le moment de torsion.

$$M_T = \frac{M_t \times l}{2} = \frac{10.22 \times 3.58}{2} = 18.29 \text{KN.m.}$$

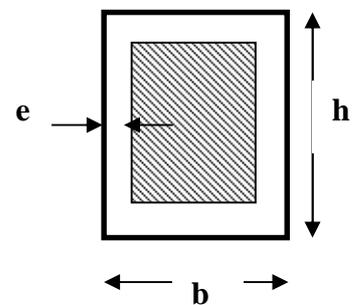
- **Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :**

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \Omega e}$$

$$e = \frac{1}{6} \times b = \frac{1}{6} \times 30 = 5 \text{cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2.$$

$$\tau_T = \frac{18.29 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 2.93 \text{MPa.}$$



On doit vérifier que

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

La résultante des contraintes tangentielles :

$$\tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_T)^2} = \sqrt{(0.151)^2 + (2.93)^2} = 2.93 MPa.$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa \right) = 3.33 MPa$$

Donc : $\tau \leq \bar{\tau}$ Pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Armatures longitudinales en torsion :**

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \Omega f_e}$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(30 - 5) + (30 - 5)] = 100 cm.$$

$$A_l = \frac{18.29 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 4.21 cm^2.$$

- **Armatures transversales en torsion :**

$$\frac{A_t \times f_e}{St \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}$$

Si on fixe St=20 cm

$$A_t = \frac{M_T \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{18.29 \times 10^{-3} \times 0.20 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 0.84 cm^2.$$

• **Ferraillage de la poutre brisée :**

- **Armatures transversales :**

$$A_t = A_t^{flexion\ simple} + A_t^{torsion}$$

$$A_t = 0.60 + 0.84 = 1.44 cm^2.$$

$$St = 20 cm.$$

- **Armatures longitudinales :**

En appui :

$$A_l^a = A_t^{flexion\ simple} + \frac{1}{2} A_t^{torsion}$$

$$A_l^a = 2.17 + \frac{4.21}{2} = 4.275 cm^2.$$

En travée :

$$A_l^t = A_t^{flexion\ simple} + \frac{1}{2} A_t^{torsion}$$

$$A_l^t = 0.84 + \frac{1.06}{2} = 1.37\ cm^2.$$

- **Choix de ferrailage :**

Pour A_l^t on choisit 3HA12= 3.39 cm².

Pour A_l^a on choisit 3HA14= 4.62cm².

Pour A_t on choisit 1cadre 1 étrier de $\Phi 8=2.01\text{cm}^2$.

- **Schéma de ferrailage :**

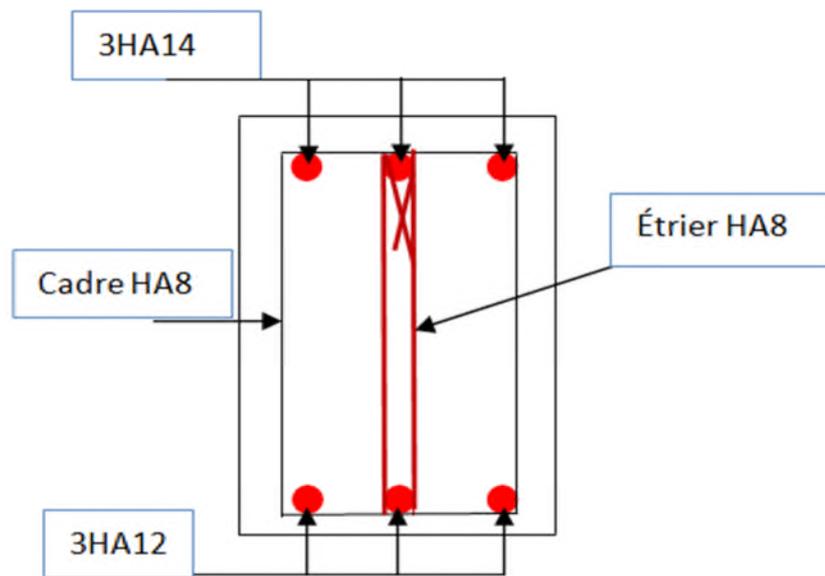


Fig. III.14.Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

III.3.2.Etude de la 2^{eme} volée :

Evaluation des

charges :

Volée :

$G=7.28\ \text{KN/m}^2$.

$Q=2.5\ \text{KN/m}^2$.

Palier :

$G=4.9\ \text{KN/m}^2$.

$Q=2.50\ \text{KN/m}^2$.

Calcul des sollicitations :

➤ **à l'ELU:**

- **La charge qui revient sur la volée :**

$q_v=1.35G_v+1.5Q_v= (1.35\times 7.28) + (1.5\times 2.5) =13.57\ \text{KN/ml}$.

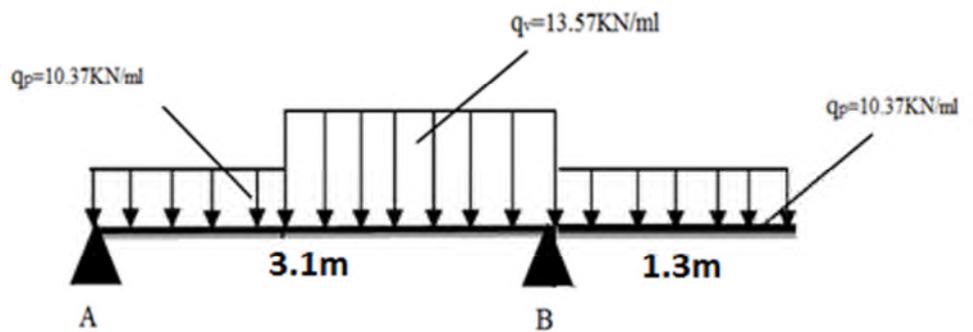


Fig. III.15.Schéma Statique de la 2eme volée.

- **La charge qui revient sur le palier :**

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 4.9) + (1.5 \times 2.5) = 10.37 \text{ KN/ml.}$$

Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_a = 14.92 \text{ KN.}$$

$$R_b = 36.46 \text{ KN.}$$

- **Calcul des moments :**

- **1^{er} tronçon : $0 < x < 1.3\text{m}$**

$$M = 14.92x - 5.19x^2$$

$$T = 10.37x - 14.92$$

$$\begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m.} \\ T=-14.92 \text{ KN.} \end{array} \right. \\ \text{Pour } x=1.3 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M=10.62 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-1.44 \text{ KN} \end{array} \right. \end{array}$$

- **2^{ème} tronçon : $1.3 \text{ m} < x < 3.1\text{m}$**

$$M = 19.08x - 6.78x^2 - 2.73$$

$$T = 13.57x - 19.08$$

$$\begin{array}{l} \text{Pour } x=1.3 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M=10.62 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-1.44 \text{ KN} \end{array} \right. \\ \text{Pour } x=3.1 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M=-8.74 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=22.98 \text{ KN} \end{array} \right. \end{array}$$

- **3^{ème} tronçon : $0 \text{ m} < x < 1.3\text{m}$**

$$M = -5.19x^2$$

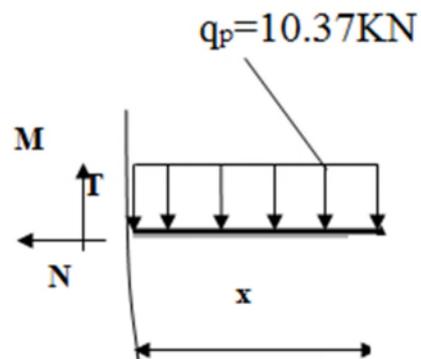
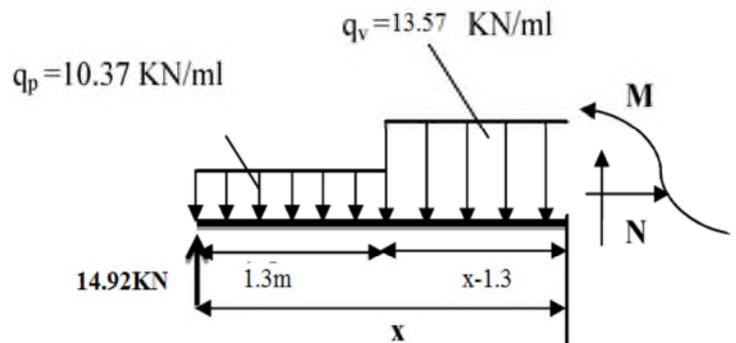
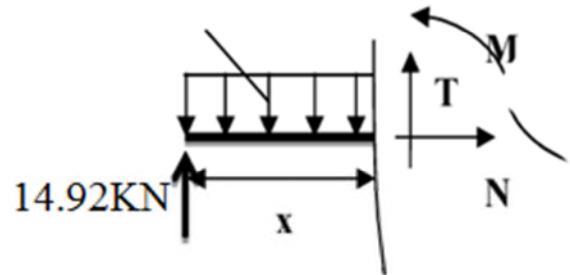
$$T = 10.37x$$

$$\begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m.} \\ T=0 \text{ KN.} \end{array} \right. \\ \text{Pour } x=1.3 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M=-8.77 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-13.48 \text{ KN} \end{array} \right. \end{array}$$

- **Calcul M^{max} :**

$$M_{\text{max}} = \frac{dM}{dt} = 1.4\text{m}$$

$$q_p = 10.37 \text{ KN/ml}$$



Donc $M^{\max} = 10.69 \text{ KN} \cdot \text{m}$.

• **Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 10.69 = -5.43 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$M_r = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 10.69 = 9.08 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

➤ **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.12. Tableau de ferraillage de la 2eme volée

En travée							
Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	St (cm)
9.08	0.044	0.056	0.117	3.83	1.45	4HA12=4.52	25
En appui							
5.43	0.026	0.033	0.119	1.75	1.45	4HA10=3.10	25

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01 / \text{ml}$ et $St = 25 \text{ cm}$.

• **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

• **Vérifications :**

➤ **à l'ELU**

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

$$T = 36.46 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T}{bd} = \frac{36.46 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.31 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau} > \tau \Rightarrow \text{Pas d'armatures transversales}.$$

➤ **à l'ELS :**

• **La contrainte du béton :**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.13. Vérification de la contrainte dans le béton

M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée					
9.07	3.41	6324.56	4.89	15	Vérifiée
En appui					
7.4	2.91	4663.61	4.61	15	Vérifiée

- **Etat de déformation :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{14}{310} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \text{La condition n'est pas vérifiée, on doit vérifier la flèche}$$

Tableau III.14. Evaluation de la flèche de la 2eme volée

(m)	A_s (cm ²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I_0 (cm ⁴)
3.1	4.52	3.03	3.85	5.31	6324.56	28155.42
Y (cm)	I_{fji} (cm ⁴)	I_{fgi} (cm ⁴)	I_{fpi} (cm ⁴)	I_{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
3.41	18563.27	14274.31	29336.89	21093.07	0.088	0.62

- **Schéma de ferrailage :**

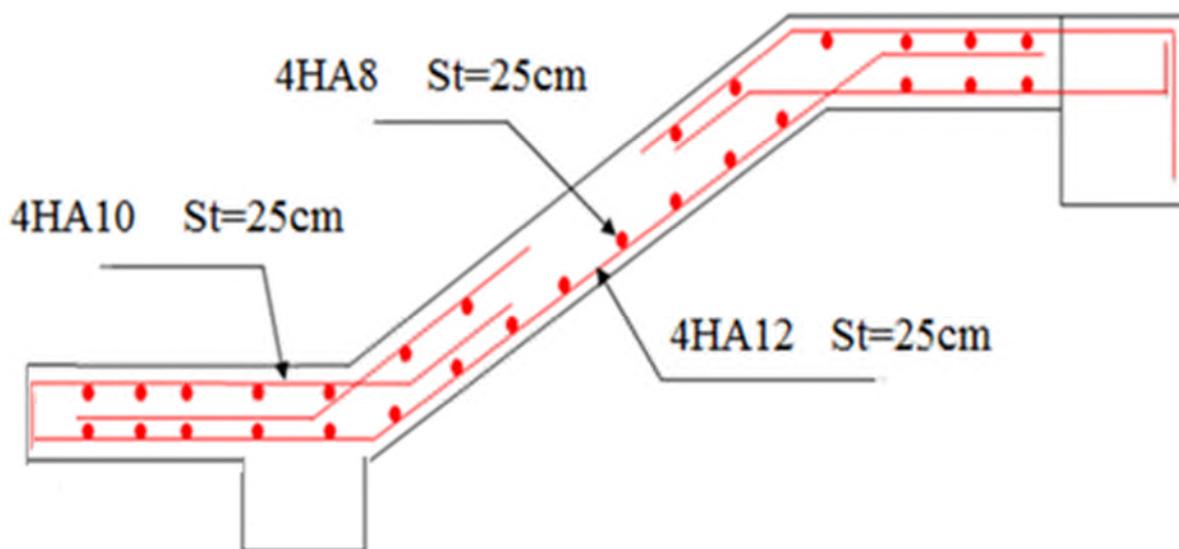


Fig. III.16. Schéma ferrailage de la 2eme volée.

➤ **Calcul des poutres de chaînages :**

• **Dimensionnement :**

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{\max} = 4m$

Selon la condition de flèche :

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

$$26.66cm \leq h \leq 40cm$$

Selon (Art 9.3.3) :

$$h \geq 15cm$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm$$

(30cm est l'épaisseur de mur)

Soit :

$$h = 30cm$$

$$b = 25cm$$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (25×30).

• **Calcul des sollicitations :**

Poids propre : $P_p = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.875KN/m$

Poids des murs : $P_m = 2.85 \times (3.06 - 0.3) = 7.86KN/m$

$$P_u = 1.35 \times (1.875 + 7.86) = 13.15 KN/m$$

$$P_s = 1.875 + 7.86 = 9.735KN/m$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 26.3KN \cdot m$$

➤ **a l'ELU:**

$$M_t = 0.75M_u = 19.725KN \cdot m$$

$$M_a = -0.5M_u = -13.15KN \cdot m$$

• **Le ferrailage :**

a) Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.3 = 0.27m.$$

Tableau III.15. Armatures longitudinales.

	$M (KN.m)$	$d_x (m)$	μ_{bu}	α	$A_s \text{ calculé}(cm^2)$	$A_s \text{ adopté}(cm^2)$
En travée	19.725	0.27	0.07 6	0.098	2.18	3HA12=3.39
En appui	13.15	0.27	0.051	0.065	1.43	3HA10=2.36

b) Calcul des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \Rightarrow \varphi_t \leq 10mm$$

Soit un cadre $\varphi 8$ plus une épingle $\varphi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \varphi 8 = 1.5cm^2$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.815cm^2 < A_{cal} \dots\dots\dots C'est vérifié.$$

- Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 24.3cm$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 50 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le RPA99/ version2003 exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm$.

On adopte $S_t = 15cm$.

• Vérifications :

➤ à l'ELU :

- Effort tranchant :

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} = 26.3KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.389MPa$$

$$\tau_u^- = \min\left(\frac{0.20 f_{c28}}{\delta_b}; 5MPa\right) = 3.33 Mpa$$

$\Rightarrow \tau_u < \tau_u^- \dots\dots\dots C'est vérifiée.$

➤ à L'ELS :

- Vérification de la contrainte dans le béton :

$MS = 19.47KN.m$

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

Calcul de y :

$A = 3.39cm^2$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 8.64cm$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{2} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 25204.86cm^4$$

$\sigma_{bc} = 6.67MPa < 15MPa$ C'est vérifié.

Evaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1).

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

- ❖ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- ❖ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- ❖ $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec :

h : hauteur de la poutre

l : Longueur de la travée

Mt : Moment en travée

M0 : Moment statique de cette poutre

A ; Section des armatures choisie

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{400} = 0,075 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,075 = \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \text{ la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{25 \times 27} = 0.005 \geq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ la condition n'est pas vérifiée.}$$

D'ou la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.16.Evaluation de la flèche

(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	3.39	1.83	9.48	10.95	25204.86	111436.41
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
8.64	39595.49	75432.05	62677.69	98062.78	0.15	0.8

- **Schéma de ferrailage :**

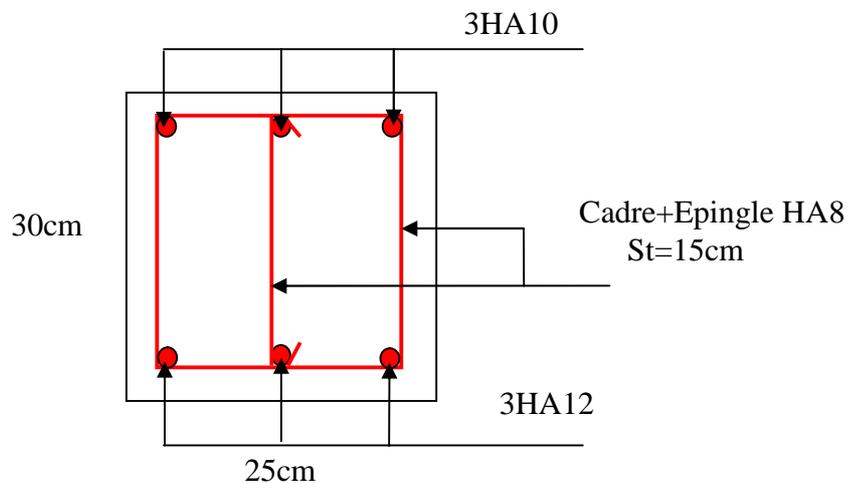


Figure III.17.Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.4. ETUDE DE L'ACROTÈRE

- **Hypothèse de calcul**

L'acrotère est sollicité en flexion composée.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

On a les données suivantes :

- **Evaluation des charges :**

$$S = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 = 0.0985m$$

- **Poids propre de l'acrotère :**

$$G_1 = 25 \times 0.0985 = 2.4625KN/ml$$

- Poids des enduits de ciments intérieur (e=2cm):

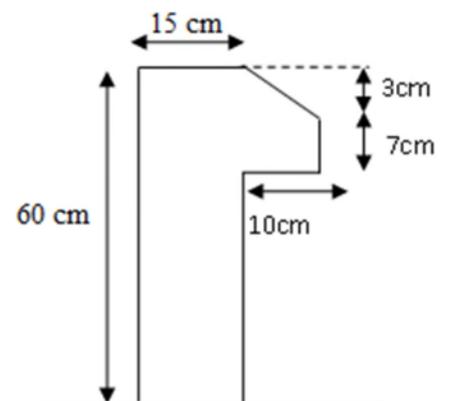


Fig.III.18.Acrotère

$$G_2 = 20 \times 0.02 \times 0.1 \times 1 = 0.28KN/ml$$

- Poids des enduits de ciments extérieur(e=1.5cm)

$$G_3 = 20 \times 0.015 \times 0.7 \times 1 = 0.21KN/ml$$

- Poids total :

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.462 + 0.28 + 0.21 = 2.95KN/ml$$

La charge d'exploitation $Q = 1KN$

La force sismique horizontale F_p qui est donné par la formule de RPA99 (Art 6.2.3)

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.95 = 1.42KN$$

- **Calcul des sollicitations**
- **Calcul du centre de pression**

Tel que : $\sum A_i = S : (surface\ de\ l'acrotère)$

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.085m$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.32m$$

- **Moment engendré par les efforts normaux**

$$N_G = 2.95 KN/ml \Rightarrow M_G = 0 KN.m$$

$$Q = 1KN/ml \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6KN.m.$$

$$F_p = 1.42KN \Rightarrow M_{F_p} = F_p \times y_C = 1.42 \times 0,32 \Rightarrow M_{F_p} = 0,45KN.m.$$

La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau III.17. Différentes combinaisons à utiliser

Sollicitation	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35G + 1,5Q	G+Q
N (KN)	2.95	3.98	2.95
M (KN)	1.05	0.9	0.6

a) Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.98} = 0.23m \\ \frac{H}{6} &= 0.1m \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Un élément soumis à un effort composé dû à une force de compression doit être justifié à l'état limite ultime de stabilité de forme selon (B.A.E.L 91 Art 4.4.1).

Pour l'excentricité selon (C.B.A Art 4.3.5).

$$e_2 = e_1 + e_a$$

e_a : Excentricité additionnelle

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max(2cm; \frac{l}{250}) = \max(2cm; \frac{60}{250}) = 2cm$$

$$d'où : e_2 = 0.23 + 0.02 = 0.25m$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h}. \quad \text{BAEL91.}$$

Tel que :

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 0.6)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.15} = 0.58cm.$$

$$d'où : e_t = e_2 + e_3 = 25 + 0.58 = 25.58cm.$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 3.98 \text{ KN}$$

$$M_U = N_U \times e_t = 3.98 \times 0.2558 = 1.02 \text{ KN.m}$$

- **Ferrailage**

- **À l'ELU**

$h = 15 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$;

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa};$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}.$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la

flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$

Tel que :

M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$\Rightarrow M_{uA} = 1.02 + 3.98 \times \left(0.13 - \frac{0.15}{2}\right) = 1.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc}} = \frac{1.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.005 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E400)$$

d'où : $A'_s = 0$.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0065$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129$$

$$A_U = \frac{M_{uA}}{z \times \bar{\sigma}_s} = \frac{1.24 \times 10^{-3}}{0.129 \times 348} = 0.275 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_U \Rightarrow$ on adopte $A_U = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = A_u / 4 = 2.01 / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ HA}6 (1.12 \text{ cm}^2/\text{ml}).$$

- **Espacement**

Armatures principales : $S_t \leq 100 / 4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

Armatures de répartition : $S_t \leq 100 / 4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement**

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

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3\text{Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2,5; 3\text{Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2,5\text{Mpa}$$

$$V_u = 1,5 \times G = 1,5 \times 2,95 = 4,43\text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4,43 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} \Rightarrow \tau_u = 0,034 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$\psi = 1,5$ Pour les HA

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,05\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{4,43 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,13 \times 10,05 \times 10^{-2}} = 0,377\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

➤ **À l'ELS :**

D'après le **BAEL 91**, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

- **Position de l'axe neutre**

$$C = d - e_A;$$

Tel que e_A : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0,6}{2,95} + \left(0,13 - \frac{0,15}{2}\right) = 0,22\text{m}$$

$$\Rightarrow c = d - e_A = 0,13 - 0,22 = -0,09\text{m}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow$$

$$P = -3 \times 0,09^2 + 90 \times \frac{2,01 \times 10^{-4}}{1} (0,13 - 0,09) = -0,024 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow$$

$$q = -2 \times 0.09^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.13 - 0.09)^2 = -0.0015 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.024 y_c - 0.0015 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c$$

$$\Rightarrow -0.09 \leq y_c \leq -0.06$$

$$y_c = -0.07 \text{ m}$$

$$y = -0.07 + 0.09 = 0.02 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.02^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.13 - 0.02) = -1.32 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3} \times 0.02}{-1.32 \times 10^{-4}} = -0.09 \text{ MPa}$$

Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta) = 240 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.95 \times 10^{-3}}{-1.32 \times 10^{-4}} (0.13 - 0.02) = -36.88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

• **schema de ferrailage:**

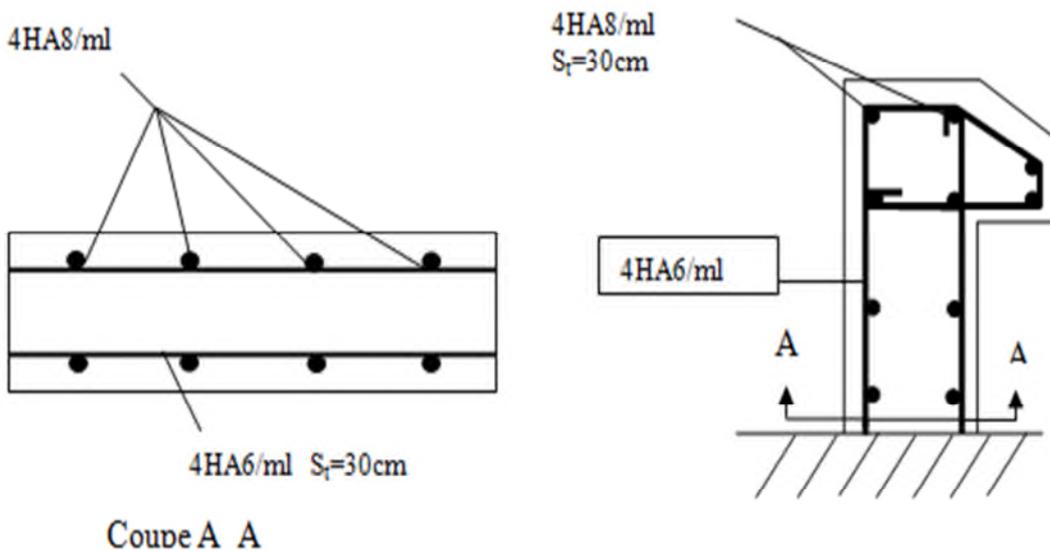


Fig. III.19. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.5. Étude de l'ascenseur

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 = 165cm.
- l : Largeur de l'ascenseur = 160cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630kg.
- La vitesse $V = 1.6m/s$.
- $S = 1.6 \times 1.65 = 2.64m^2$

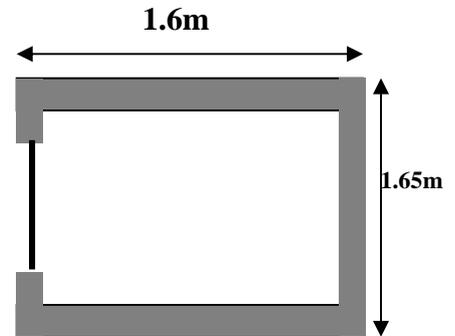


Fig. III.20. Cage d'ascenseur.

• Étude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

• Évaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 5KN/m^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1KN/m^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=5cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1KN/m^2.$$

$$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{2.64} = 54.92KN/m^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{totale} = G' + G'' = 61.02KN/m^2.$$

$$Q = 1KN/m^2.$$

➤ Cas d'une charge répartie

- Calcul des sollicitations

À l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 83.877KN/m^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.97 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0392 \\ \mu_y = 0.9322 \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.42KNm$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.85KNm$

- Calcul des moments réels

En travée :

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.157KNm$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.67KNm$$

En appui :

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 2.53KNm$$

• **Calcul du ferrailage**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple.

Tableau III.18.section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)
En travée	X-X	7.157	0.0156	0.019	0.179	1.15	5T10=3.93
	Y-Y	6.67	0.0145	0.018	0.178	1.07	5T10=3.93
En appuis	X-X	2.53	0.0055	0.0068	0.179	0.41	4T10=3.14
	Y-Y						

• **Condition de non fragilité**

$$\text{En travée : } A_{min} : \left. \begin{matrix} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 15cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.97$$

$$A_t^x = 5HA10 = 3.93cm^2 / ml > A_{min}^x = 1.624cm^2 / ml. \quad \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 5HA10 = 3.93cm^2 / ml > A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml. \quad \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y > \frac{A_t^x}{4}$$

Vérifiée.

En appui

$$A_t^x = 4HA10 = 3.14cm^2 / ml > A_{min}^x = 1.624cm^2 / ml.$$

$$A_t^y = 4HA10 = 3.14cm^2 / ml > A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml.$$

• **Calcul des espacements**

Sens x-x' : $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Sens y-y' : $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Vérifications :

➤ **a l'ELU**

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 44.73KN$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 45.19KN$$

$$V_{max} = V_y = 45.19KN$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{45.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.27MPa < 1.25MPa \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

➤ **à l'ELS**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 61.02 + 1 = 62.02KN / m^2$$

$$v = 0.2$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 6.22KNm$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.80KNm$

Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5.29KNm$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.93KNm$

➤ **Vérification des contraintes**

Tableau III.19. Vérification des contraintes.

Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées (x)	5.29	13618.18	4.10	1.59	15
Travées (y)	4.93	13618.18	4.10	1.48	15

➤ **Cas d'une charge concentrée**

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

($a_0 \times b_0$) : Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

($u \times v$) : Surface d'impact.

a_0 et u : dimensions suivant le sens x-x'.

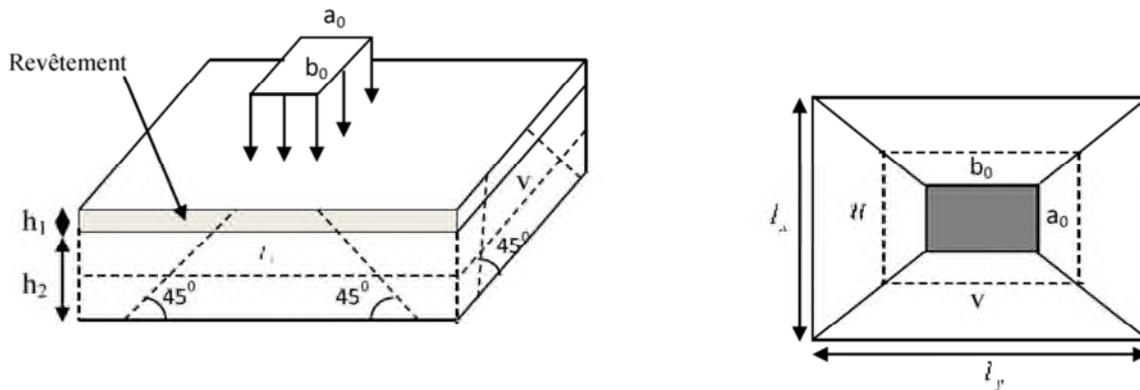


Fig.III.21. schéma représentant la surface d'impact

b_0 et v : dimensions suivant le sens y-y'.

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_y \end{cases}$$

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

Avec : $a_0 \times b_0$ surface de charge = (80×80) cm²

h_1 : Espacement du revêtement (5cm)

h_0 : Epaisseur de la dalle

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi=1$)

$$\begin{cases} U = 110\text{cm} \\ V = 110\text{cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} l_x = 160\text{cm} \\ l_y = 165\text{cm} \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments sous charge concentrée**
 - **Calcul des sollicitations :**

M_{x1}, M_{y1} sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie
 Selon le **BAEL91** :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_{y1} = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases}$$

Avec : ν est le coefficient de poisson, $\nu = \begin{cases} 0 & ELU \\ 0.2 & ELS \end{cases}$

M_{x1} et M_{y1} : Données par l'abaque de PIGEAUD..... [ANNEXEIII]

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.97, \frac{U}{l_x} = 0.68, \frac{V}{l_y} = 0.7$$

D'où :

$$M_1 = 0.072 \quad ; \quad M_2 = 0.057$$

$$Q_u = 1,35 \times P \Rightarrow Q_u = 97.61 \text{ KN (avec } P = 72.3 \text{ KN)}$$

Les moments M_{x1} et M_{x2} du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 \times Q_u \rightarrow M_{x1} = 7.03 \text{ KN.m / ml.} \\ M_{y1} = M_2 \times Q_u \rightarrow M_{y1} = 5.56 \text{ KN.m / ml.} \end{cases}$$

- **Les moments M_{x2} et M_{y2} due au poids propre de la dalle a l'ELU :**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$\rho = 0.97 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0392 \\ \mu_y = 0.9322 \end{cases}$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements

$$G_1 = 6,1 \text{ KN/m}^2$$

Poids de la machine

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{1.6 \times 1.65} = 54.92 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{total} = G_1 + G_2 = 61.02 \text{ kn/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/ m}^2.$$

$$\Rightarrow q_u = 1, 35 \times 6,1 + 1, 5 \times 1 = 9.735 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0392 \times 9735 \times (1.6)^2 = 0.98 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.9322 \times 1.07 = 0.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.03 + 0.98 = 8.01 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.56 + 0.91 = 6.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait pour une longueur unité (1m) et une épaisseur de h=15cm a la flexion simple avec (d_x=18cm ; d_y=17cm)

Les moments en travée et en appuis

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 6.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 5.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x = 2.4 \text{ KN}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.20.Ferraillage de la dalle pleine de la locale machinerie :

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)
En travée	X-X	6.81	0.0148	0.0186	0.179	1.09	5T10=3.93
	Y-Y	5.49	0.0134	0.0168	0.168	0.94	5T10=3.93
En appuis	X-X	2.40	0.0053	0.0066	0.179	0.39	4T10=3.14
	Y-Y						

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} h > 12 \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

$$\rho = 0.97 > 0.4$$

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

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min}^x = 0.0008 \times \frac{3-0.97}{2} \times 100 \times 15 = 1.62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_t^x = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min}^x = 1.62 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_t^y = \frac{3.14 \text{ cm}^2}{\text{ml}} > A_{min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases} \quad \text{Vérfiée}$$

$$\text{On vérifie que : } A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 1.6 \text{ cm}^2 > 0.405 \text{ cm}^2 \quad \text{verifiée}$$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : La charge de calcul à l'état ultime

U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (110 + 110) = 440 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{aligned} Q_u &= 97.61 \text{ KN} \\ \frac{0,045 \times 4,4 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5} &= 990 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **a l'ELU**

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq 0.05 \times f_{c28} = 1.25$$

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$\left\{ \begin{aligned} \text{selon } x : V_x &= \frac{Q_u}{3 \times v} = \frac{97.61}{3 \times 1.1} = 29.58 \text{ KN} \\ \text{Au milieu de } v : V_y &= \frac{Q_u}{2 \times v + u} = \frac{97.61}{2 \times 1.1 + 1.1} = 29.58 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

$$V_{max} = 29.58 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{29.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.165 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \quad \text{Verifiée}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} = 0,125 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **l'ELS :**

➤ **Moment engendré par le système de levage :**

$$Q_{ser} = 72.3 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x1} &= (M_1 + v \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} &= (M_2 + v \times M_1) \times q_{esr} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x1} &= 6.03 \text{ KN.m} \\ M_{y2} &= 5.16 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

➤ **Moment dû au poids propre de la dalle :**

$$Q_{ser} = 6, 1 + 1 = 7.1 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_x &= 0.4065 \\ \mu_y &= 0.9543 \end{aligned} \right.$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 7.4 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 7.05 \text{ KN.m.}$$

➤ **La Superposition des Moments:**

$$M_x = 13.43 \text{ KN.}$$

$$M_y = 12.21 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travée et en appuis**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 11.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 10.4 \text{ KN.}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = 0.3 \times M_x = 4.03 \text{ KN}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

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

On prend : $M_{tx} = 11.42KN.m$

$$\left(\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0 \rightarrow y = 4.10cm\right.$$

$$I = \frac{1}{3}by^3 + 15A_s(d - y)^2 = 6936.37cm^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3.18MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots Condition Vérifiée.$$

➤ **Vérification des contraintes dans l'acier:**

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150\eta\right) = 240MPa$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 221.03MPa < 240MPa \dots\dots\dots verifiée$$

➤ **La flèche :**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{20}{160} = 0.09 > \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right] = \max\left[\frac{3}{80}; \frac{12.03}{20 \times 14.15}\right] = 0.0375 \dots\dots\dots verifiée$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.93}{100 \times 13} = 0.003 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots Condition vérifiée.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, ce qui veut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• **Schéma de ferrillage :**

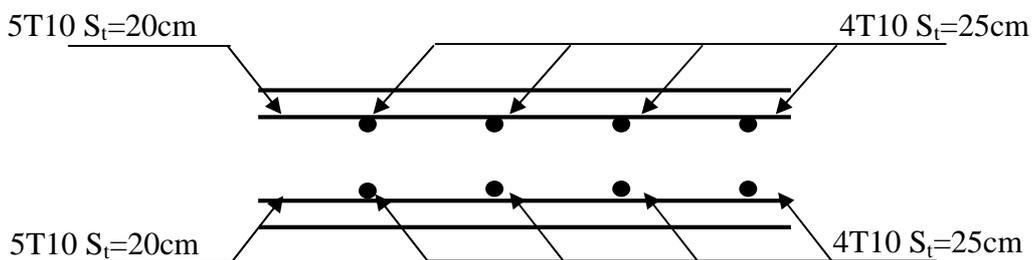


Fig. III.22.vue en coupe du ferrillage de la dalle d'ascenseur

IV.1. Introduction :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. Elle a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations par des logiciels à base d'éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2. 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.2.1 La méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente est applicable aux bâtiments irréguliers si la condition complémentaire suivante est vérifiée :

Zone IIa : Groupe d'usage 2 si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m ; or cette condition non vérifiée pour notre structure.

Donc : On utilise la méthode d'analyse modale spectrale.

Néanmoins on calcule l'effort sismique à la base de la structure pour une vérification ultérieure.

a. Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b. Calcul de la Force Sismique Totale :

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)** dépend du groupe de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas :
 - Groupe d'usage : groupe 2
 - Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est en 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, sa valeur est donnée par la **(Formule 4.4) RPA99.**

$$Q = 1 + \sum_I^6 Pq \text{ Avec } Pq : \text{pénalité à retenir selon que le critère de qualité } q \text{ est satisfait ou non.}$$

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	Oui	0	Oui	0
2- Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6- Contrôles de qualité des d’exécution	Non	0.1	Non	0.1

Donc : $Q_x=Q_y= 1.2$

- **W**: poids total de la structure :

$$W = \sum_n W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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).**

$\beta = 0.2$ pour usage d’habitation

$$\Rightarrow W = 33443.476 \text{ KN.}$$

- **D** : Facteur d’amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d’amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : 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 S_2 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.4s \end{cases}$$

✓ **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.

$$h_n = 32.2m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.050 \times (32.2)^{3/4} = 0.68 \text{ s.}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante : $T = 0.09H/\sqrt{L}$ **RPA99 (Formule 4-7)**

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 26.6m, \quad L_y = 15.25m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.56s \\ T_y = 0.74s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T_c) = 0.56s > T_2 = 0.4s$$

$$T_y = \min(T_y; T_c) = 0.68s > T_2 = 0.4s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

Car $T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.4}{0.56} \right)^{2/3} = 1.63 \\ D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.4}{0.68} \right)^{2/3} = 1.44 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.56 = 0.73s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.68 = 0.88s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.63 \times 1.2}{5} \times 33443.476 = 1962.463 KN$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.44 \times 1.2}{5} \times 33443.476 = 1733.709 KN$$

IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel. La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation. Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres,
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

IV.2.3 Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.3. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

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.4 Modelisation et résultats:

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

IV.4.1 Disposition des voiles de contreventement :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des épaisseurs des voiles on a retenu la disposition représenté ci-dessous :

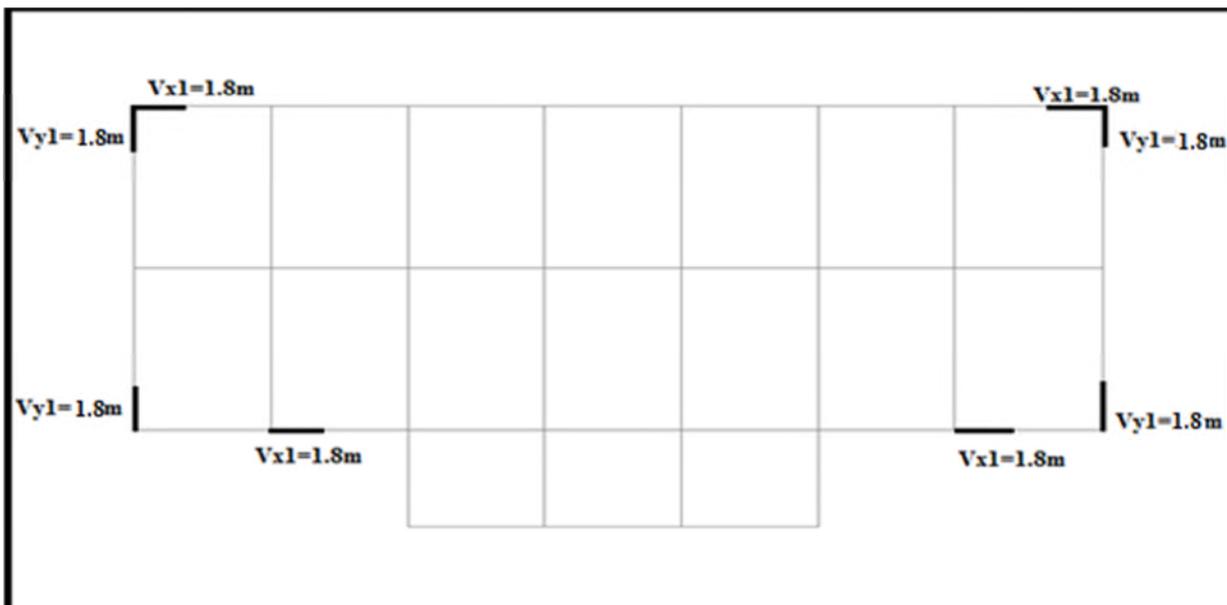
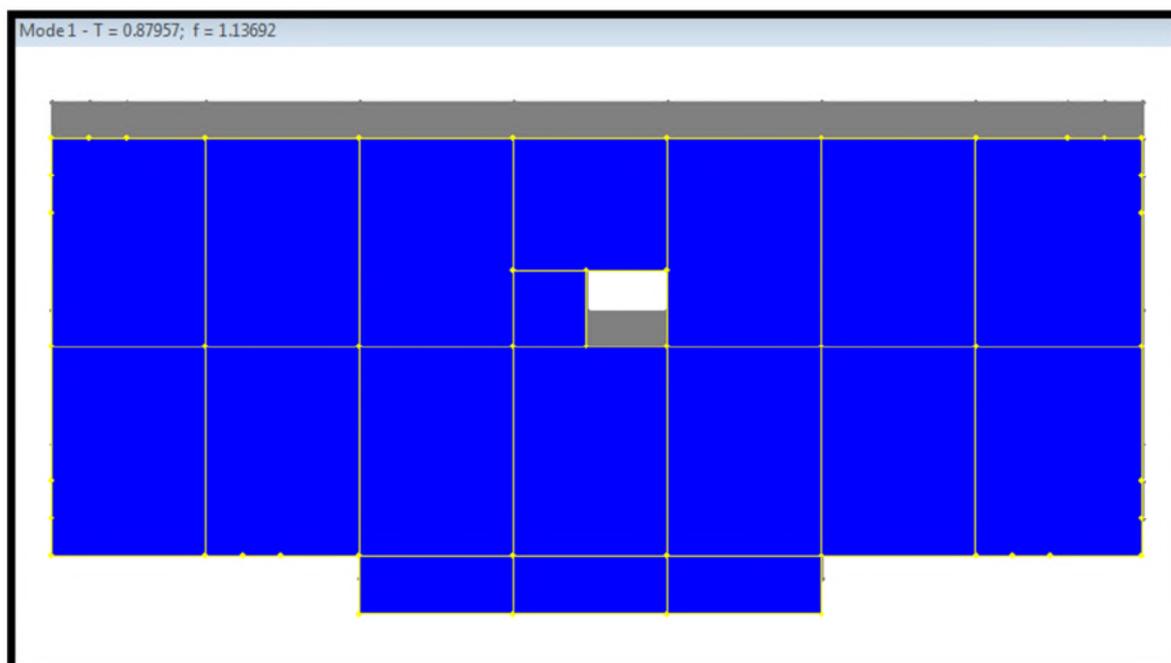


Fig. IV.1. Disposition des voiles

Résultats obtenus :**a). Périodes de vibration et participation massique :****Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses**

Modes	Période (s)	Masses cumulées Ux (%)	Masses cumulées Uy (%)	Masses modale Ux (%)	Masses modale Uy (%)
1	0.879572	0%	72%	0.00067	0.71799
2	0.786633	73%	72%	0.72887	0.00073
3	0.72572	73%	72%	0.00002046	0.00002036
4	0.28282	73%	85%	0.00005708	0.1319
5	0.261395	85%	85%	0.12349	0.00002457
6	0.214831	86%	85%	0.00328	0.00003687
7	0.144054	86%	91%	0.00005658	0.05674
8	0.138267	91%	91%	0.05242	0.00007852
9	0.101267	91%	91%	0.00214	7.898E-07
10	0.093334	91%	91%	8.841E-07	0.00028
11	0.088118	91%	94%	0.00028	0.03101
12	0.086399	94%	94%	0.02974	0.00025

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

**Fig. IV.2. 1^{er} mode (translation suivant Y)**

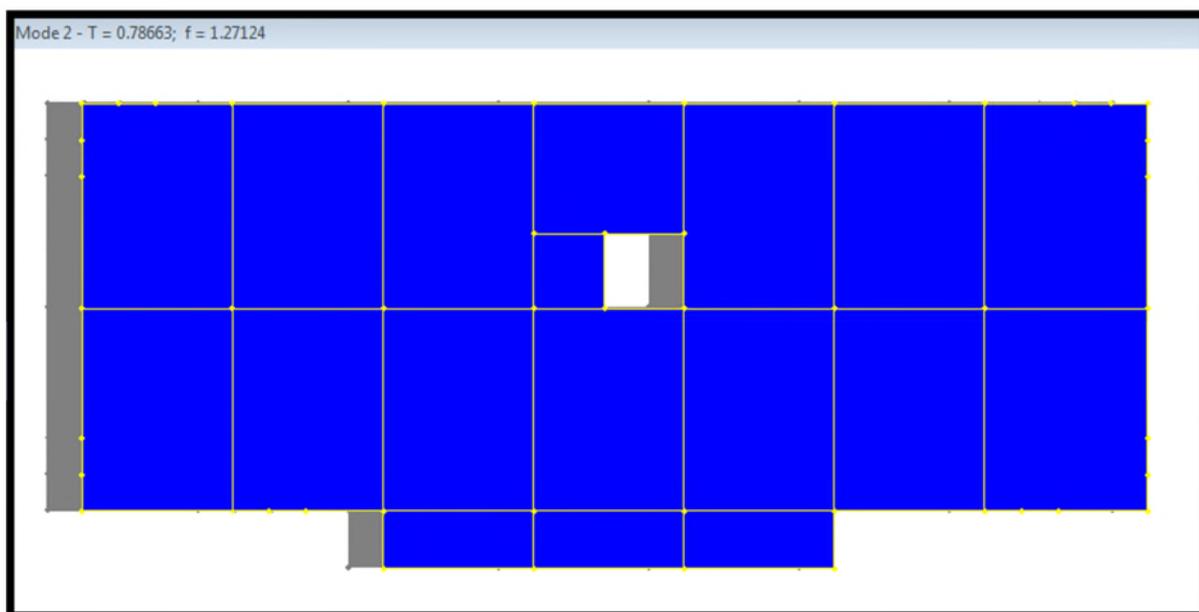


Fig. IV.3.2^{ème} mode (translation suivant X)

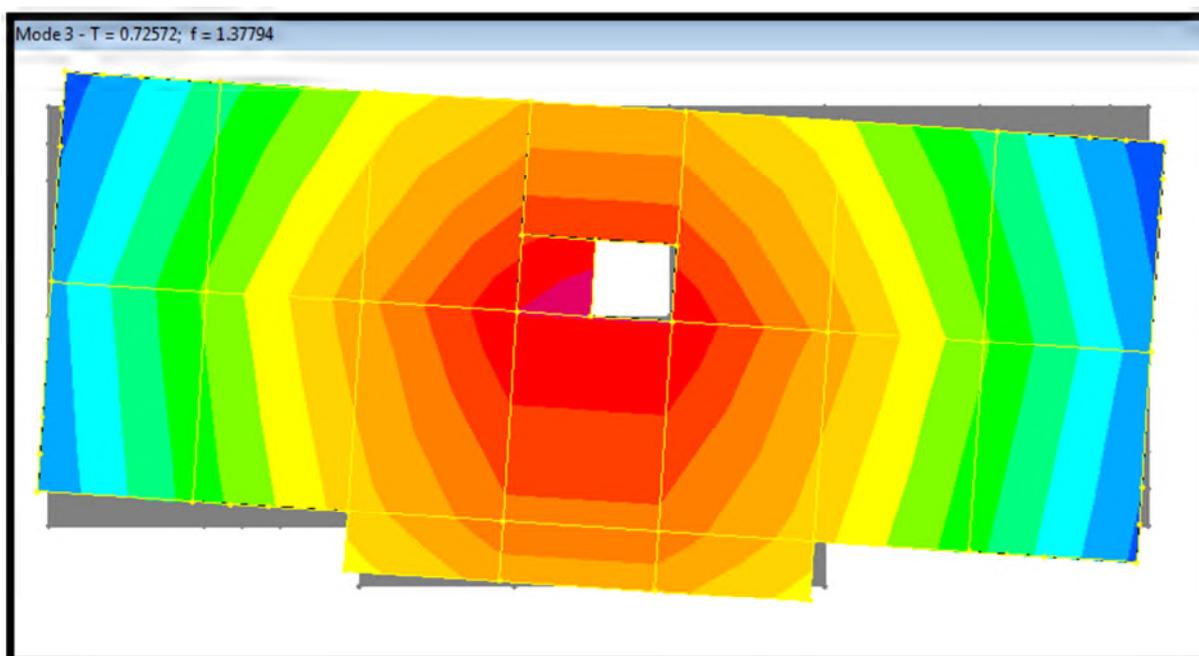


Fig. IV.4.3^{ème} mode (torsion autour de Z)

b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les tableaux IV.3etIV. 4.8 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Tableau IV.3.Vérification sous charges verticales

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
RDC	32764.465	5677.845	38442.31	85.23	14.77	<i>Vérifiée</i>
Etage 1	29090.495	5388.7	34479.195	84.37	15.63	<i>Vérifiée</i>
Etage 2	25469.834	4890.664	30360.498	83.89	16.11	<i>Vérifiée</i>
Etage 3	21754.411	4501.175	26255.586	82.86	17.14	<i>Vérifiée</i>
Etage 4	18342.741	3913.952	22256.693	82.41	17.59	<i>Vérifiée</i>
Etage 5	14856.754	3414.172	18270.926	81.31	18.69	<i>Vérifiée</i>
Etage 6	11633.946	2740.656	14374.602	80.93	19.07	<i>Vérifiée</i>
Etage 7	8079.158	2002.266	10081.424	80.14	19.86	<i>Vérifiée</i>
Etage 8	5237.943	1307.409	6545.352	80.03	19.97	<i>Vérifiée</i>
Etage 9	2352.792	586.665	2939.457	80.04	19.96	<i>Vérifiée</i>

• **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux.

Tableau IV.4.Vérification sous charges horizontales dans le sens X-X:

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
RDC	1009.108	759.964	1769.07	57.04	42.96	<i>Vérifiée</i>
Etage 1	464.457	257.866	722.323	64.30	35.70	<i>Vérifiée</i>
Etage 2	151.022	126.523	277.545	54.41	45.59	<i>Vérifiée</i>
Etage 3	121.52	150.466	271.986	44.68	55.32	<i>Vérifiée</i>
Etage 4	170.277	172.613	342.89	49.66	50.34	<i>Vérifiée</i>
Etage 5	166.376	198.915	365.291	45.55	54.45	<i>Vérifiée</i>
Etage 6	193.216	188.281	381.497	50.65	49.35	<i>vérifiée</i>
Etage 7	194.992	186.852	381.844	51.07	48.93	<i>vérifiée</i>
Etage 8	159.137	132.1	291.237	54.64	45.36	<i>vérifiée</i>
Etage 9	69.739	44.909	114.648	60.83	39.17	<i>vérifiée</i>

Tableau IV.5. Vérification sous charges horizontales dans le sens Y-Y:

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
RDC	235.108	292.426	527.534	44.57	55.43	<i>vérifiée</i>
Etage 1	166.278	142.958	309.236	53.77	46.23	<i>vérifiée</i>
Etage 2	54.429	69.54	123.969	43.91	56.09	<i>vérifiée</i>
Etage 3	72.782	49.541	122.323	59.50	40.50	<i>vérifiée</i>
Etage 4	99.767	57.306	157.073	63.52	36.48	<i>vérifiée</i>
Etage 5	107.307	66.188	173.495	61.85	38.15	<i>vérifiée</i>
Etage 6	115.546	63.26	178.806	64.62	35.38	<i>vérifiée</i>
Etage 7	147.937	65.233	213.17	69.40	30.60	<i>vérifiée</i>
Etage 8	102.777	48.237	151.014	68.06	31.94	<i>vérifiée</i>
Etage 9	8.618	9.135	17.753	48.54	51.46	<i>vérifiée</i>

- **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge horizontale est vérifiée dans tous les niveaux.

IV.4.2. 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.

Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit :

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
RDC	60	60	3600	2396.983	0.266	<i>vérifiée</i>
Etage 1et 2	55	55	3025	1969.078	0.260	<i>vérifiée</i>
Etage 3et 4	50	50	2500	1641.199	0.263	<i>vérifiée</i>
Etage 5et 6	45	45	2025	1145.325	0.226	<i>vérifiée</i>
Etage 7et 8	40	40	1600	664.379	0.075	<i>vérifiée</i>
Etage 9	35	35	1225	195.252	0.032	<i>vérifiée</i>

IV.4.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, 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} .

Tableau IV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens x-x	1617.052	1962.463	0.82	vérifiée
Sens y-y	1504.066	1733.709	0.87	vérifiée

IV.4.4 Justification vis à vis des déplacements :

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 donné par le RPA (Art4.43)

δe_k : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tableau IV.8. Vérification des déplacements dans le sens X-X

Dans le sens X-X							
Niveaux	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	Observation
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(%)	
RDC	0.0006	0.0030	0.0000	0.0030	3.06	0.098	Vérifiée
Etage 1	0.0019	0.0093	0.0030	0.0063	3.06	0.207	Vérifiée
Etage 2	0.0034	0.0171	0.0093	0.0078	3.06	0.253	Vérifiée
Etage 3	0.0051	0.0256	0.0171	0.0085	3.06	0.278	Vérifiée
Etage 4	0.0068	0.0340	0.0256	0.0085	3.06	0.276	Vérifiée
Etage 5	0.0085	0.0424	0.0340	0.0083	3.06	0.272	Vérifiée
Etage 6	0.0100	0.0500	0.0424	0.0076	3.06	0.250	Vérifiée
Etage 7	0.0114	0.0570	0.0500	0.0070	3.06	0.229	Vérifiée
Etage 8	0.0126	0.0630	0.0570	0.0060	3.06	0.197	Vérifiée
Etage 9	0.0137	0.0685	0.0630	0.0055	3.06	0.179	Vérifiée

Tableau IV.9. Vérification des déplacements dans le sens Y-Y

Dans le sens Y-Y							
Niveaux	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	Observation
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(%)	
RDC	0.0007	0.0033	0.0000	0.0033	3.06	0.107	<i>Vérifiée</i>
Etage 1	0.0021	0.0105	0.0033	0.0072	3.06	0.235	<i>Vérifiée</i>
Etage 2	0.0039	0.0195	0.0105	0.0090	3.06	0.294	<i>Vérifiée</i>
Etage 3	0.0059	0.0294	0.0195	0.0100	3.06	0.325	<i>Vérifiée</i>
Etage 4	0.0079	0.0394	0.0294	0.0100	3.06	0.326	<i>Vérifiée</i>
Etage 5	0.0098	0.0492	0.0394	0.0098	3.06	0.321	<i>Vérifiée</i>
Etage 6	0.0117	0.0583	0.0492	0.0091	3.06	0.296	<i>Vérifiée</i>
Etage 7	0.0133	0.0666	0.0583	0.0083	3.06	0.271	<i>Vérifiée</i>
Etage 8	0.0148	0.0738	0.0666	0.0072	3.06	0.236	<i>Vérifiée</i>
Etage 9	0.0161	0.0804	0.0738	0.0066	3.06	0.215	<i>Vérifiée</i>

On voit bien à travers ces tableaux que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.4.5 Justification vis à vis de l'effet P- Δ : [RPA (5.9)]

Les effets du 2ème 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 $1/(1-\theta_K)$.
- ✓ Si $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.10.Vérification de l'effet P- Δ :

	hk (m)	Pk (kN)	Vk (kN)		Δk (m)		θ		Observation
			Xx	yy	Xx	Yy	xx	yy	
9ème	3,06	2352.792	277.026	271.751	0.0030	0.0033	0.026	0.025	Vérifiée
8ème	3,06	5237.943	534.874	535.985	0.0063	0.0072	0.025	0.027	Vérifiée
7ème	3,06	8079.158	792.188	771.733	0.0078	0.0090	0.032	0.042	Vérifiée
6ème	3,06	11633.946	986.427	965.186	0.0085	0.0100	0.040	0.051	Vérifiée
5ème	3,06	14856.754	1174.227	1133.775	0.0085	0.0100	0.048	0.060	Vérifiée
4ème	3,06	18342.741	1334.36	1281.451	0.0083	0.0098	0.054	0.067	Vérifiée
3ème	3,06	21754.411	1472.843	1410.288	0.0076	0.0091	0.006	0.072	Vérifiée
2ème	3,06	25469.834	1578.791	1523.722	0.0070	0.0083	0.062	0.074	Vérifiée
1er	3,06	29090.495	1680.685	1592.313	0.0060	0.0072	0.063	0.077	Vérifiée
RDC	3,06	32764.465	1763.491	15599.385	0.0055	0.0066	0.074	0.009	Vérifiée

- **Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.10, les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.5. Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

V.1. Etude des poutres :

V.1.1 Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q\pm E$
- 4) $0.8G\pm E$

V.1.1 Ferrailage :

a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min(h/4; 12\Phi_t)$ en zone nodale,
- $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_t des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

V.1.2.Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V.1.3. Calcul du ferrailage :

A). Les armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du SAP2000, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{\min}).

Les Résultats de sollicitations maximales et de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.1.Ferrailage des poutres principales et secondaires :

Etage	Type de Poutres	Section (cm ²)	Localisation	A (SAP) (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Sous sol, RDC	Poutre Principale	30x40	Appui	7.44	6	3HA12+3HA14 = 8.01
			Travée	4.90		6HA12 = 6.79
	Poutre Secondaire	30x35	Appui	4.88	5.25	6HA12 = 6.79
			Travée	4.70		6HA12 = 6.79
Etages courants	Poutre Principale	30x40	Appui	9.42	6	3HA14+3HA16 = 10.65
			Travée	7.42		3HA12+3HA14 = 8.01
	Poutre Secondaire	30x35	Appui	8.22	5.25	3HA14+3HA16 = 10.65
			Travée	7.84		3HA12+3HA14 = 8.01
Terrasse inaccessible	Poutre Principale	30x40	Appui	7.77	6	3HA12+3HA14 = 8.01
			Travée	4.66		6HA12 = 6.79
	Poutre Secondaire	30x35	Appui	4.63	5.25	6HA12 = 6.79
			Travée	4.23		6HA12 = 6.79

N.B : on doit mettre les jarrets pour les poutres des balcons car les travées ont des distances importantes.

V.1.4. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

- **Poutres principales**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \cdot h = 0,04 \cdot 30 \cdot 40 = 48 \text{ cm}^2 > A \rightarrow$ condition vérifiée

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0,06 \cdot 30 \cdot 40 = 72 \text{ cm}^2 > A \rightarrow$ condition vérifiée

- **Poutres secondaires**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \cdot h = 0,04 \cdot 30 \cdot 45 = 54 \text{ cm}^2 > A \rightarrow$ condition vérifiée

En zone de recouvrement $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0,06 \cdot 30 \cdot 40 = 63 \text{ cm}^2 > A \rightarrow$ condition vérifiée

- **Les longueurs de recouvrement :**

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II $L_r > 40$

$\phi = 16 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 16 = 64 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 65 \text{ cm}$

$\phi = 14 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

$\phi = 12 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

V.1.5. Les armatures transversales :

a). Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1, 2; 1.14; 3cm)$$

$$\phi_t \leq 1,14cm \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10mm$$

Donc on opte pour $A_t = 4T10 = 3.14cm^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

b). Calcul des espacements des armatures transversales :

Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30cm\right)$

Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(10; 14.4; 30cm)$ Soit : $S_t = 10cm$

Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(10cm, 14.4cm, 30cm)$ Soit : $S_t = 10cm$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20cm \Rightarrow S_t = 15cm$; Soit : $S_t = 15cm$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \Rightarrow S_t \leq 17.5cm$; Soit : $S_t = 15cm$

c). Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot d = 0,003 \cdot 15 \cdot 38 = 1,71cm^2$$

$$A_t = 3.14 > A_{\min} = 1,71cm^2 \dots\dots\dots c'est vérifiée.$$

V.1.6. Vérification à l'ELU :

a).Condition de non fragilité : **BAEL91 (Art F.IV.2)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.38 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b).Contrainte tangentielle maximale :

- Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ **BAEL91 (Art H.III.2)**

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	106.79	0.94	3.33	Vérifiée
Secondaires	55.19	0.56	3.33	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

✓ Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1)$. **BAEL91 (Art H.IV.2)**

✓ Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots(2)$ $\gamma_s = 1.15, f_e = 400 \text{MPa}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau.3.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	$A_l(\text{cm}^2)$	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$A_l^{\text{rive}} (\text{cm}^2)$	$A_l^{\text{int}} (\text{cm}^2)$	Observation
Principales	10.65	106.79	99.74	3.07	-5.3	Vérifiée
Secondaires	10.65	55.19	45.72	1.59	-2.84	Vérifiée

V.1.7.Vérification à l'ELS :

a). Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.4 .Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	72.29	118112.06	15.48	9.47	15	vérifiée
	Travées	35.83	96640.51	13.89	5.15	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	33.08	86130.11	15.48	5.95	15	vérifiée
	Travées	30.95	70676.10	13.89	6.08	15	vérifiée

b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau V.5.Vérification de la flèche pour les poutres :

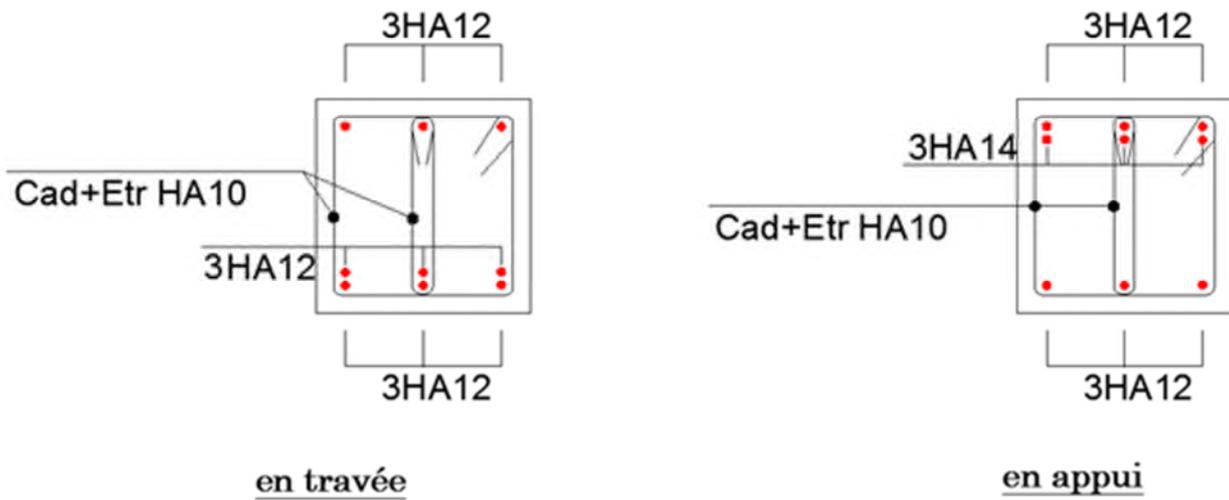
	h _t cm	b cm	L Cm	A _s cm ²	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	5.05	10.65	0.079	0.045	0.0093	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	4	10.65	0.087	0.041	0.0081	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.1.8. Schéma de ferrailage des Poutres :

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous

Poutres principale



Poutres secondaire

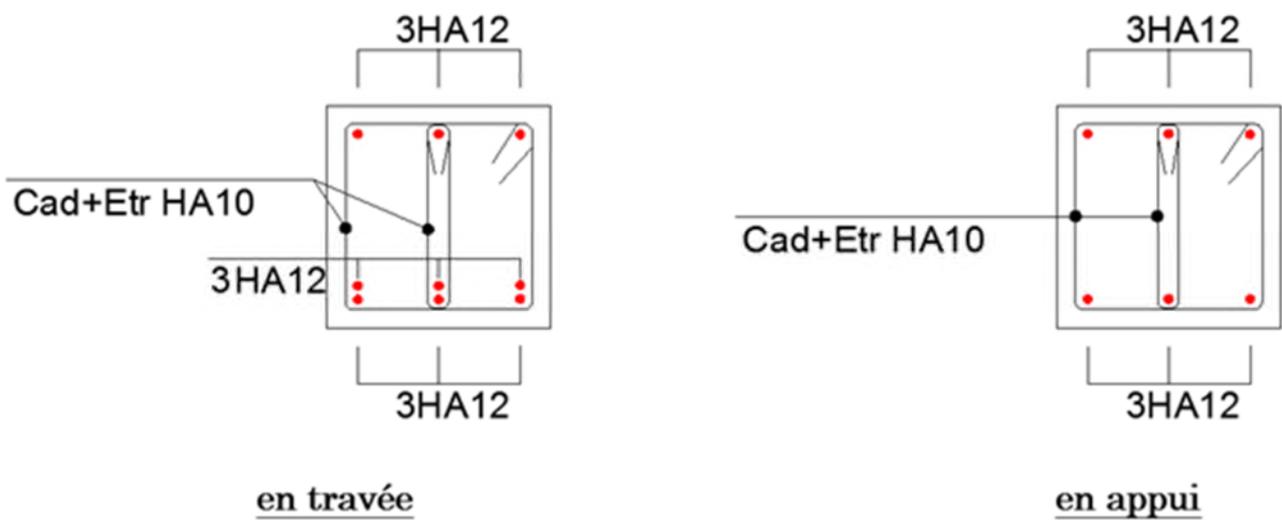


Fig. V.1 : ferrailage des poutres principales et secondaires de sous-sol, RDC.

V.2. Etude des poteaux :

V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

1) $1.35G+1.5Q$

2) $G+Q$

3) $G+Q\pm E$

4) $0.8G\pm E$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

$$(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$$

$$(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$$

$$(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$$

Il est à noter que : Le ferrailage peut être tiré directement du logiciel en utilisant la commande « START design /check of structure ».

V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

a). Armatures longitudinales :

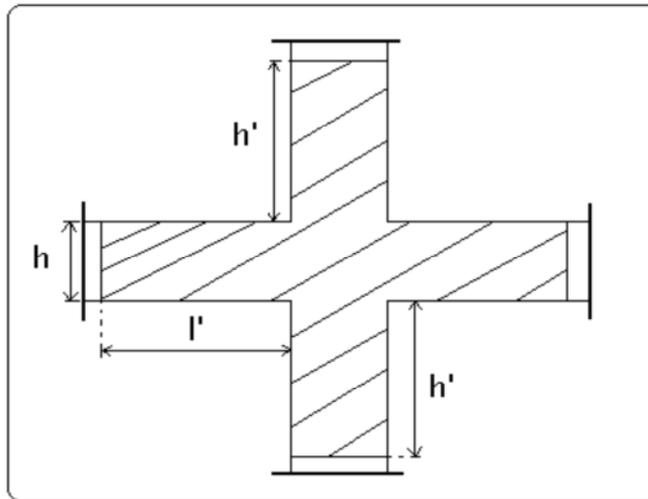
Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{\min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_t) 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' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$



Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.6. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	section du poteau (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{max}(cm^2)$ Zone courante	$A_{max}(cm^2)$ zone de recouvrement
Sous-sol, RDC	60×60	28.8	144	216
1 ^{er} , 2 ^{eme} étage	55×55	24.2	121	181.5
3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	50×50	20	100	150
5 ^{eme} , 6 ^{eme} étage	45×45	16.2	81	121.5
7 ^{eme} , 8 ^{eme} étage	40×40	12.8	64	96
9 ^{eme} étage	35×35	9.8	49	73.5

b). Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- V_u : est l'effort tranchant de calcul.
- h_1 : hauteur totale de la section brute.

– f_e : contrainte limite élastique de l’acier d’armatures transversales.

– ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (}\lambda_g \text{: l'élancement géométrique),} \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

Avec : $\lambda_g = l_f/a$ ou $\lambda_g = l_f/b$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

– t : est l’espace des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espace est fixée comme suit :

- ✓ dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).
- ✓ dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\min}$ (en zones IIa).

La quantité **d’armatures transversales minimale** $A_t/t.b_1$, en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ (au minimum).

V.2.3 Sollicitations dans les poteaux:

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.7.Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d KN.m
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	-2396.983	38.9079	101.1107	-1447.649	-10.769	54.533	-135.632
1^{er}, 2^{eme} étage	-2155.116	-30.1475	-106.1529	-1101.982	-20.863	33.2196	-90.645
3^{eme}, 4^{eme} étage	-1641.199	23.0113	104.9301	-718.587	-71.564	13.937	-88.342
5^{eme}, 6^{eme} étage	-1145.325	21.2287	-84.7401	-516.781	-26.161	11.8045	-78.618
7^{eme}, 8^{eme} étage	-699.556	8.9284	-63.2256	-239.123	-1.709	-6.1881	-63.844
9^{eme} étage	-292.155	5.3301	41.1715	-50.155	-3.927	2.4765	34.714

V.2.4 Ferrailage des poteaux :

a. Armatures longitudinales :

Le ferrailage des poteaux sont déduit de la modélisation du SAP2000, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min}) donné par le RPA en zone IIa

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.8.Ferrailage des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A Sap2000 (cm ²)	A min RPA (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Sous-sol, RDC	60×60	30.8	28.8	4HA16+8HA20 =33.17
1^{er}, 2^{eme} étage	55×55	27.2	24.2	8HA16+4HA20 = 28.8
3^{eme}, 4^{eme} étage	50×50	20.4	20	12HA16 = 24.13
5^{eme}, 6^{eme} étage	45×45	15.3	16.2	12HA14 =18.47
7^{eme}, 8^{eme} étage	40×40	10.5	12.8	12HA12=13.57
9^{eme} étage	35×35	9.15	9.8	12HA12= 13.57

b. Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.9 : Calcul des armatures transversales

Sections (cm ²)	Φ_l^{min} Cm	Vd (KN)	Lr cm	t zone nodale	t zone courante	At (cm ²)	Amin (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	barres
60×60	1.6	135.632	64	10	15	2.12	1.94	3.02	6HA8
55×55	1.6	90.645	64	10	15	1.55	1.55	3.02	6HA8
50×50	1.6	88.342	64	10	15	1.66	1.83	3.02	6HA8
45×45	1.4	78.618	56	10	15	1.64	2	3.02	6HA8
40×40	1.2	63.844	48	10	15	0.99	0.74	3.02	6HA8
35×35	1.2	34.714	48	10	15	0.62	0.53	3.02	6HA8

V.2.5.Vérifications :

a). Vérification au flambement :

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis

à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que : $N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

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

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$. L'élanement mécanique est donné par :

- $\lambda = 3.46 \times l_f / b$ pour les sections rectangulaires.
- $\lambda = 4 \times l_f / f$ pour les sections circulaires.

$L_f = l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau. Et les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Tableau V.10. Vérification du flambement pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
Sous-sol, RDC	60×60	286	200.2	11.54	0.832	33.17	0.3364	6.14	2.396	vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{eme} étage	55×55	286	200.2	12.59	0.829	28.8	0.2809	5.14	2.155	vérifiée
3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	50×50	286	200.2	13.85	0.824	24.13	0.2304	4.21	1.641	vérifiée
5 ^{eme} , 6 ^{eme} étage	45×45	286	200.2	15.39	0.818	18.47	0.1849	3.33	1.145	vérifiée
7 ^{eme} , 8 ^{eme} étage	40×40	286	200.2	17.31	0.810	13.57	0.1444	2.55	0.699	vérifiée
9 ^{eme} étage	35×35	286	200.2	19.79	0.799	13.57	0.1089	1.98	0.292	vérifiée

b).Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

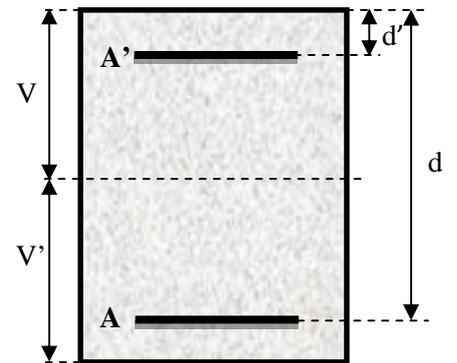


Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :

Niveau	Sous-sol, RDC	1 ^{er} , 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} , 6 ^{eme} étage	7 ^{eme} , 8 ^{eme} étage	9 ^{eme} étage
Section (cm²)	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
d (cm)	55	50	45	40	35	30
A' (cm²)	16.59	14.4	12.07	9.24	6.79	6.79
A (cm²)	16.59	14.4	12.07	9.24	6.79	6.79
V (cm)	30	27.5	25	22.5	20	17.5
V' (cm)	30	27.5	25	22.5	20	17.5
I_{yy'} (m⁴)	0.0139	0.0100	0.0067	0.0043	0.0026	0.0016
N^{ser} (MN)	1.736	1.426	1.188	0.829	0.481	0.142
M^{ser} (MN.m)	0.061	0.036	0.032	0.032	0.031	0.034
M_G^{ser} (MN.m)	0.061	0.036	0.032	0.032	0.031	0.034
σ_{bc1} (MPa)	5.55	4.50	4.20	3.83	3.66	4.17
σ_{bc2} (MPa)	2.92	2.52	1.80	0.45	-1.13	-3.42
σ_{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15

c).Vérification aux sollicitations tangentés :

D’après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

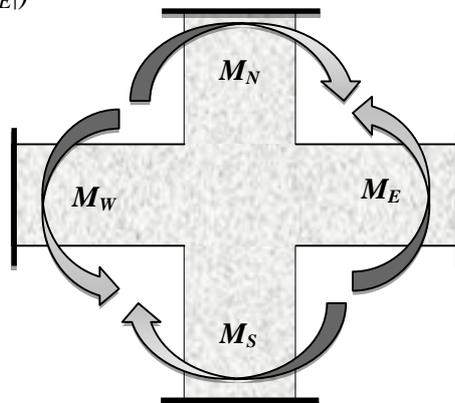
Tableau V.12.Vérification aux sollicitations tangentés pour les poteaux :

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ	ρ_d	d (cm)	V _d (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
Sous-sol, RDC	60×60	200.2	11.54	0.04	55	135.632	0.41	1	vérifiée
1^{er}, 2^{eme} étage	55×55	200.2	12.59	0.04	50	90.645	0.33	1	vérifiée
3^{eme}, 4^{eme} étage	50×50	200.2	13.85	0.04	45	88.342	0.39	1	vérifiée
5^{eme}, 6^{eme} étage	45×45	200.2	15.39	0.04	40	78.618	0.44	1	vérifiée
7^{eme}, 8^{eme} étage	40×40	200.2	17.31	0.075	35	63.844	0.46	1.875	vérifiée
9^{eme} étage	35×35	200.2	19.79	0.075	30	34.714	0.33	1.875	vérifiée

d).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 :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$



d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

– des dimensions de la section du béton,

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

– de la quantité d'armatures dans la section,

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

– de la contrainte limite élastique des aciers.

Tableau V.13. Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	MR (KN.m)
Sous-sol, RDC	60×60	54	33.17	623.33
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	55×55	49.5	28.8	496.11
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	50×50	45	24.13	377.88
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	45×45	40.5	18.47	260.32
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	40×40	36	13.57	170
9 ^{ème} étage	35×35	31.5	13.57	148.75

d-2). Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales.

Tableau V.14. Vérification de la zone nodale

Niveau	M _N	M _S	M _{N+M_S}	M _W	M _E	1.25 (M _W +M _E)	Obs.
RDC	623.33	623.33	1246.66	134.67	134.67	269.35	vérifiée
Etage1	496.11	623.33	1119.44	134.67	134.67	269.35	vérifiée
Etage2	496.11	496.11	992.22	134.67	134.67	269.35	vérifiée
Etage3	377.88	496.11	873.99	134.67	134.67	269.35	vérifiée
Etage4	377.88	377.88	755.76	134.67	134.67	269.35	vérifiée
Etage5	260.32	377.88	638.2	134.67	134.67	269.35	vérifiée
Etage6	260.32	260.32	520.64	134.67	134.67	269.35	vérifiée
Etage7	170	260.32	430.32	134.67	134.67	269.35	vérifiée
Etage8	170	170	340	134.67	134.67	269.35	vérifiée
Etage9	148.75	170	318.75	134.67	134.67	269.35	vérifiée

- **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

V.2.6 Schémas de ferrailage :

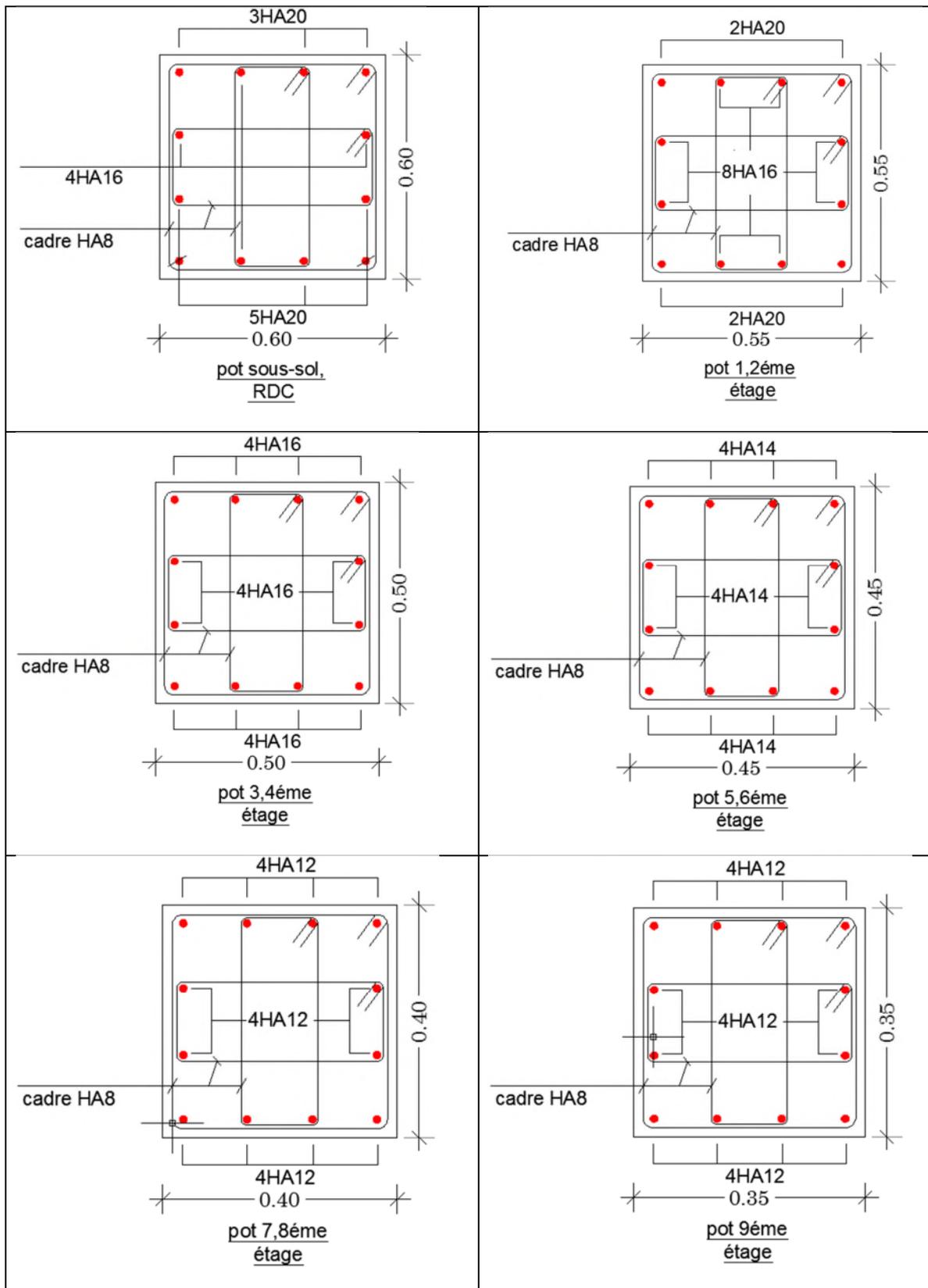


Fig. V.2. Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau

V.3. Étude des voiles :

V.3.1. 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 encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q\pm E$
- 3). $0.8G\pm E$

V.3.2. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux :

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). Armatures horizontales :

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 130° ayant une longueur de 10Φ .

c) Armatures horizontales :

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau - 0,3 \cdot f_{tj} \cdot k}{0,8 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.

Les résultats de ferrailages seront récapitulés dans le tableau ci après où :

$A_V^{\min} / \text{voile}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

($A_{\min} = 0,15\% b \cdot l$)

$A_V^{\text{calculée}} / \text{face}$: Section d'armature calculée pour une seule face de voile.

$A_V^{\text{adoptée}} / \text{face}$: Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : Espacement.

$A_h^{\min} / \text{voile}$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet ($A_{\min} = 0,15\% b \cdot l$)

$A_h^{\text{calculée}} / \text{face}$: Section d'armature calculée ($A_V^{\text{adoptée}} / 4$).

$A_h^{\text{adoptée}} / \text{ml}$: Section d'armature adoptée pour un mètre linière.

$N^{\text{bre}} / \text{ml}$: Nombre de barres adopté par un mètre linière.

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 : $A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$ 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.

V.3.3. Sollicitations dans les voiles :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.15: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à x-x'.

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)	
sous sol, RDC	1280.015	524.598	524.598	1280.015	174.039	-503.1758	178.539
1 ^{er} , 2 ^{eme} étage	1133.342	14.6373	984.994	331.6429	402.044	-312.1853	152.044
3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	958.63	-4.0098	-128.5598	630.312	379.967	-5.9082	110.543
5 ^{eme} , 6 ^{eme} étage	743.083	-22.0765	-101.6945	448.978	273.304	-94.6002	105.022
7 ^{eme} , 8 ^{eme} étage	483.088	-39.461	-96.8981	260.267	144.615	-85.3477	94.475
9 ^{eme} étage	89.684	3.2285	-83.4726	40.641	24.819	-68.2507	64.353

Tableau V.16: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y1} // à y-y'.

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)	
Sous sol, RDC	1014.425	-526.4913	-526.4913	1014.425	60.276	514.1611	169.922
1 ^{er} , 2 ^{eme} étage	813.181	45.0606	366.6994	457.473	203.776	50.5864	167.582
3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	695.379	27.7718	146.5191	426.95	201.237	25.2186	111.796
5 ^{eme} , 6 ^{eme} étage	544.439	24.8248	101.3922	280.327	160.804	95.8758	92.44
7 ^{eme} , 8 ^{eme} étage	359.653	-54.3408	95.0057	148.521	72.222	88.4885	72.504
9 ^{eme} étage	111.679	17.077	66.2572	63.133	41.123	63.2705	49.217

V.3.4 Ferrailage des voiles :

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrailier sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M » pour une section ($b \cdot L$). Les efforts sont tirés directement du logiciel SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables.

Le calcul des armatures horizontales se fait selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e} \text{ Avec } \tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d}$$

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du RPA99/v2003 (art 7.7.2)

comme suit : $\tau_{adm} = 0.2 \times f_{c28}$

Tableau V.17. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux :

Niveau	Sous-sol, RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^e et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage
Section (m²)	0.2×1.8	0.2×1.8	0.2×1.8	0.2×1.8	0.2×1.8	0.2×1.8
M(KN)	-503.1758	-312.1853	-128.5598	-101.6945	-96.8981	-83.4726
N(KN)	174.039	402.044	630.312	448.978	260.267	40.641
section	SPC	SEC	SEC	SEC	SEC	SPC
V (KN)	178.539	152.044	110.543	105.022	94.475	64.353
τ(MPa)	0.71	0.61	0.44	0.42	0.38	0.26
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$(MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	6.14	0	0	0	0	0.78
A_v^{min} (cm²)	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4
A_v^{adop} (cm²)	9.05	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28
N^{bre} /par face	8HA12	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
S_t(cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm²)	0.95	0.725	0.56	0.31	0.24	0.15
A_h^{min} (cm²)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
A_h^{adop} (cm²)	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t(cm)	15	15	15	15	15	15

Tableau V.18.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux.

Niveau	Sous-sol, RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{et} 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×1.8	0.2×1.8	0.2×1.8	0.2×1.8	0.2×1.8	0.2×1.8
M(KN)	514.1611	366.6994	146.5191	101.3922	95.0057	66.2572
N(KN)	60.276	457.473	426.95	280.327	148.521	63.133
Section	SPC	SEC	SEC	SEC	SEC	SPC
V (KN)	169.922	167.582	111.796	92.44	72.504	49.217
τ (MPa)	0.68	0.67	0.45	0.37	0.29	0.20
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	7.89	0	0	0	0	0.17
A_v^{min} (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
A_v^{adop} (cm ²)	9.04	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28
N^{bre} /par face	8HA12	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.875	0.838	0.65	0.575	0.475	0.338
A_h^{min} (cm ²)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15

V.3.6 Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC (V_{x1}) comme exemple

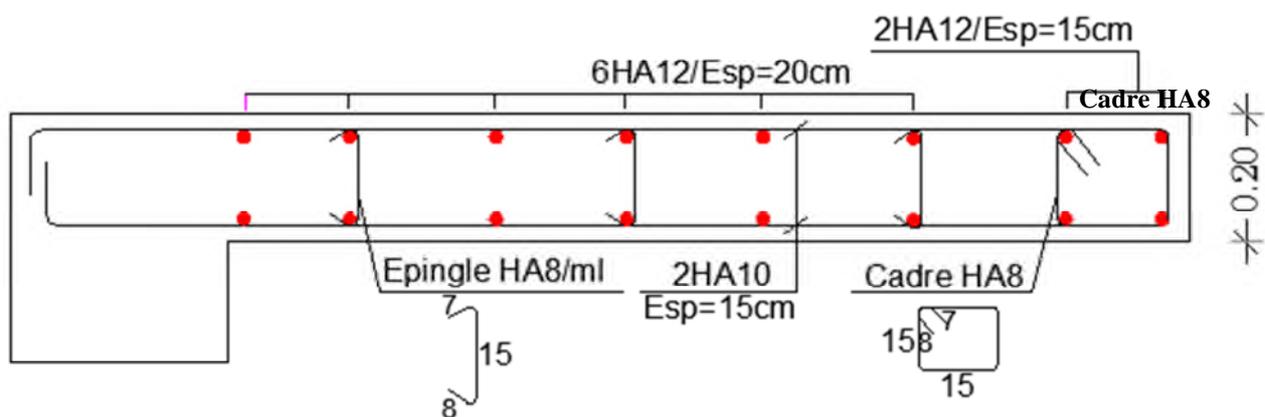


Fig. V.3 : Schéma de ferrailage de voile (V_{x1})

V.4 Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations, ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum donné par le RPA. Il est noté que le ferrailage minimum de RPA est souvent plus important que celui calculé par le BAEL. Et les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel de SAP 2000. Et enfin les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée, les sollicitations données par le SAP.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations de RPA 99 et le BAEL 91

VI.1.Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, C'est une partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, dépend de la bonne tenue de l'ensemble.

Et cela de façon à limiter les tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

VI.2.Combinaison d'action à considérer :

D'après le RPA99/v2003 (article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$✓ \quad G + Q \mp E.$$

$$✓ \quad 0.8G \mp E.$$

Ainsi que les combinaisons citées par le **BAEL91** :

$$✓ \quad 1.35G+1.5Q.$$

$$✓ \quad G+Q.$$

VI.3.Etude des fondations :

Après la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, on a constaté que les deux types de fondation ne convient pas à notre structure a cause de chevauchement entre les semelles :

$$✓ \quad B \geq 3.76m \text{ dans le cas de semelle isolée.}$$

$$✓ \quad B \geq 3.9m \text{ dans le cas de semelle filante.}$$

Et que la surface du radier : $S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = 265.12cm^2$

$$S_{bat} = 297.9cm^2 > S_{rad} .$$

VI.3.1.vérification du radier général :

Le radier se calcule comme une dalle pleine renversée, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol.

VI.3.1.1 Dimensionnement :

a) La condition de coffrage :

✓ **Nervure :**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$L_{max} = 5.05m$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$h \geq 50.5cm$ soit : $h_t = 60cm$.

✓ **La dalle :**

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$$

$$h_d \geq 25.25 \text{ cm} \text{ Soit : } h_r = 30 \text{ cm}$$

b) Vérification de condition de rigidité :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a: } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.05^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 73.6 \text{ cm}$$

c) Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$V = \frac{N \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{rad}}} \times 1 \text{ m}$$

N: effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V = \frac{53023.91 \times 5.05}{2 \times 297.9} \times 1 = 449.43 \text{ KN}$$

$$de(I) \Rightarrow d \geq \frac{V \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.38 \text{ m}$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

– $h_t = 80 \text{ cm}$ pour les nervures du radier.

– $h_r = 40 \text{ cm}$ pour la dalle du radier.

La surface du radier : $S_{\text{rad}} = 297.9 \text{ cm}^2$.

donc : y a pas du débord

VI.3.1.2 Vérifications nécessaires :

a) Vérification au poinçonnement :

D'après le CBA93 (article, A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante.

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Effort normal de calcul,

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : Hauteur de radier.

Cette vérification se fera pour le poteau le plus sollicité.

$$\mu_c = (A+B) \times 2$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} A = a + h = 0.6 + 0.8 \\ B = b + h = 0.6 + 0.8 \end{cases} \Rightarrow \mu_c = 5.6\text{m}$$

$$N_u = 2396.98\text{KN} \leq Q_u = 0.045 \times 5.6 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 3360 \text{ KN} \quad \text{vérifiée.}$$

b) Vérification des contraintes dans le sol :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}$$

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 3543.4 \text{ m}^4, \quad X_G = 13.08 \text{ m.}$$

$$I_y = 15479.7 \text{ m}^4, \quad Y_G = 9.02 \text{ m.}$$

$$M_x = 51563.731 \text{ KN.m}; M_y = 51802.093 \text{ KN.m}$$

$$N = 53023.906 \text{ KN}$$

- **Sens xx :**

$$\sigma_x = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \cdot Y_G}{I_x}$$

$$\sigma_1 = \frac{53023.91}{297.92} + \frac{51563.73 \times 9.02}{3543.4} = 0.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{53023.91}{297.92} - \frac{51563.73 \times 9.02}{3543.4} = 0.046 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.18 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa} .$$

- **Sens y-y :**

$$\sigma_y = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y \cdot X_G}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{53023.91}{297.92} + \frac{51802.09 \times 13.08}{15479.7} = 0.221 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{53023.91}{297.92} - \frac{51802.09 \times 13.08}{15479.7} = 0.134 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.19 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon les deux sens.

c) Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que : $N_u \geq P = f_s \times H \times S \times \gamma_w$

Avec :

$f_s = 3$ Coefficient de sécurité.

$H = 3.06\text{m}$ Hauteur encrée du bâtiment

$S = 297.9\text{cm}^2$, surface du radier.

$\gamma_w = 10\text{KN}/\text{m}^3$, Poids volumique de l'eau.

$N = 53023.906\text{ KN}$

$N_u = 53023.906\text{KN} \geq P = 3 \times 3.06 \times 297.9 \times 10 = 27347.22\text{KN} \dots \dots \dots \text{verifiée}$

VI.3.1.3 Ferrailage du radier

On calcule le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour les autres panneaux du radier.

a) Calcul des sollicitations :

➤ A l'ELU

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \alpha = \frac{4}{5.05} = 0,79 > 0,4$$

a - Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

Avec :

N_u : est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$q_u = \frac{53023.91}{297.92} = 177.98\text{KN} / \text{ml}.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.79 \Rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.0573 \\ \mu_y = 0.5786 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0573 \times 177.98 \times 4^2 = 163.172\text{KN.m}.$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.5608 \times 163.172 = 94.41\text{KN.m}.$$

$$\text{Moment en travées} : \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 138.7\text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 80.25\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} : M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 81.6\text{KN.m}$$

• schéma de ferrailage

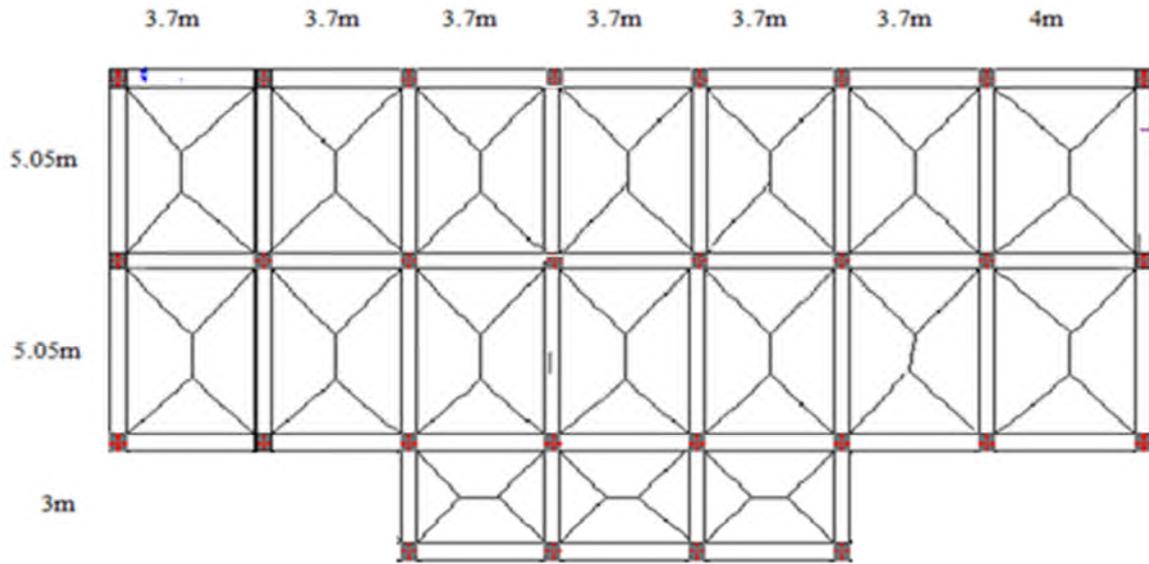


Fig.VI.1 Schéma de rupture de la dalle du radier.

b) calcul de ferrailage :

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.4) \text{ m}^2$, les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI .1. Section des armatures du radier.

Localisation		M_t (KN.m)	A calculée (cm^2/m)	A_{\min} (cm^2/m)	A adoptée (cm^2)
travée	travée	138.7	11.38	3.54	7HA16 = 14.07
	appui	80.25	6.3	3.2	5HA14 = 7.70
appui		81.6	6.42	4.5	5HA14 = 7.70

- Condition de non fragilité :

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$ la valeur minimale des armatures est :

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{x\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times \frac{h}{2} = 0.0008 \times (3-0.79) \times 100 \times \frac{40}{2} = 3.248 \text{ cm}^2 \\ A_{y\min} = \rho_0 \times b \times h = 3.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Avec $\rho_0 = 0.0008 \rightarrow$ pour les HA et FE400

$$\text{En appui : } A_{x\min} = A_{y\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.6 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures**

$$\begin{cases} \text{sens x: } S_t = 16\text{cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \\ \text{sens y: } S_t = 20\text{cm} \leq \min(2h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \end{cases}$$

c) Vérification :

➤ **A l'ELU :**

• **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

Sens x-x

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 255.4\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{255.4}{1 \times 0.38} = 0.67\text{MPa} < 1.25\text{MPa}$$

Sens y-y

$$V_x = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 126.9\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{126.9}{1 \times 0.38} = 0.33\text{MPa} < 1.25\text{MPa}$$

La condition est vérifiée, donc y a pas risque de cisaillement.

A l'ELS :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.79 \Rightarrow ELS : \begin{cases} \mu_x = 0.0639 \\ \mu_y = 0.6978 \end{cases}$$

$$q_s = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{38565.57}{297.92} = 129.45\text{KN} / \text{m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0639 \times 129.45 \times 4^2 = 132.35\text{KN.m.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.6978 \times 109.05 = 92.35\text{KN.m.}$$

• **Moment en travée :** $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x = 112.5\text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_y = 78.9\text{KN.m} \end{cases}$

• **Moment en appui :** $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 66.2\text{KN.m}$

Etat limite de compression du béton :

En travée :

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

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

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

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

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

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

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

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \quad \sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \quad \sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y).$$

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)	A	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
travée	xx	112.5	14.07	15.43	156491.9	6.95	128.62	vérifié
	yy	78.9	7.7	12.21	101092.725	4.62	184.85	vérifié
appui		66.2	7.7	12.21	101092.725	3.88	155.1	vérifié

d) Schéma de ferrailage du radier :

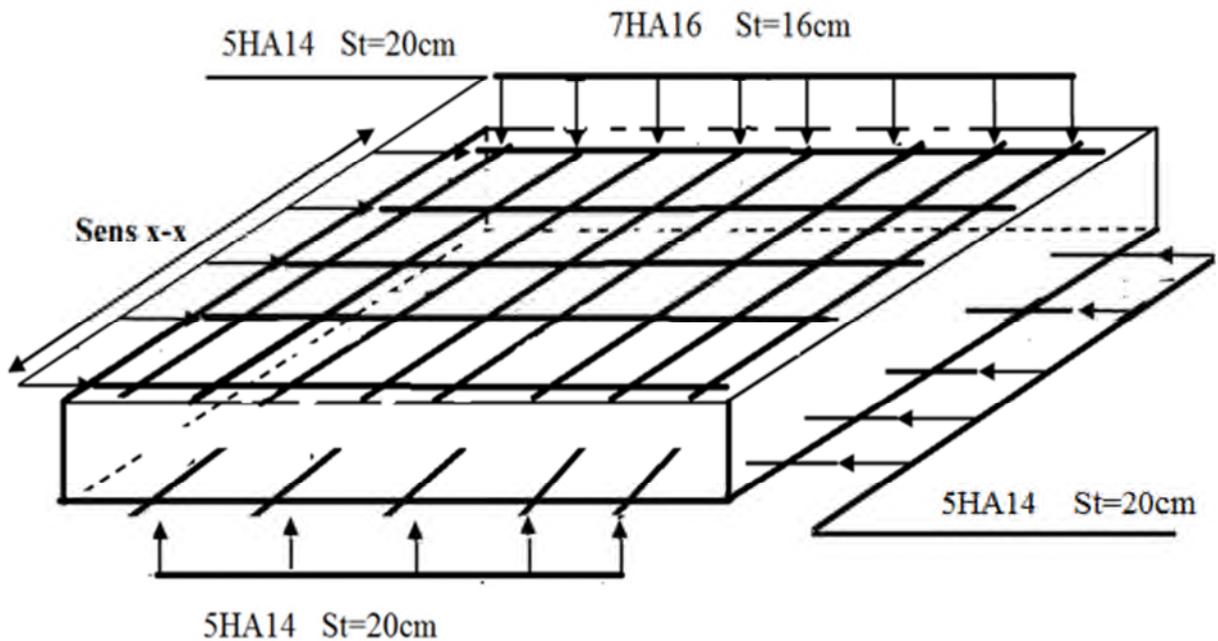


Fig.VI .2.Schéma de ferrailage du radier.

VI.3.1.4 Les nervure :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour les poteaux. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures.

Charge trapézoïdale :

$$P_m = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$$

Charge triangulaire :

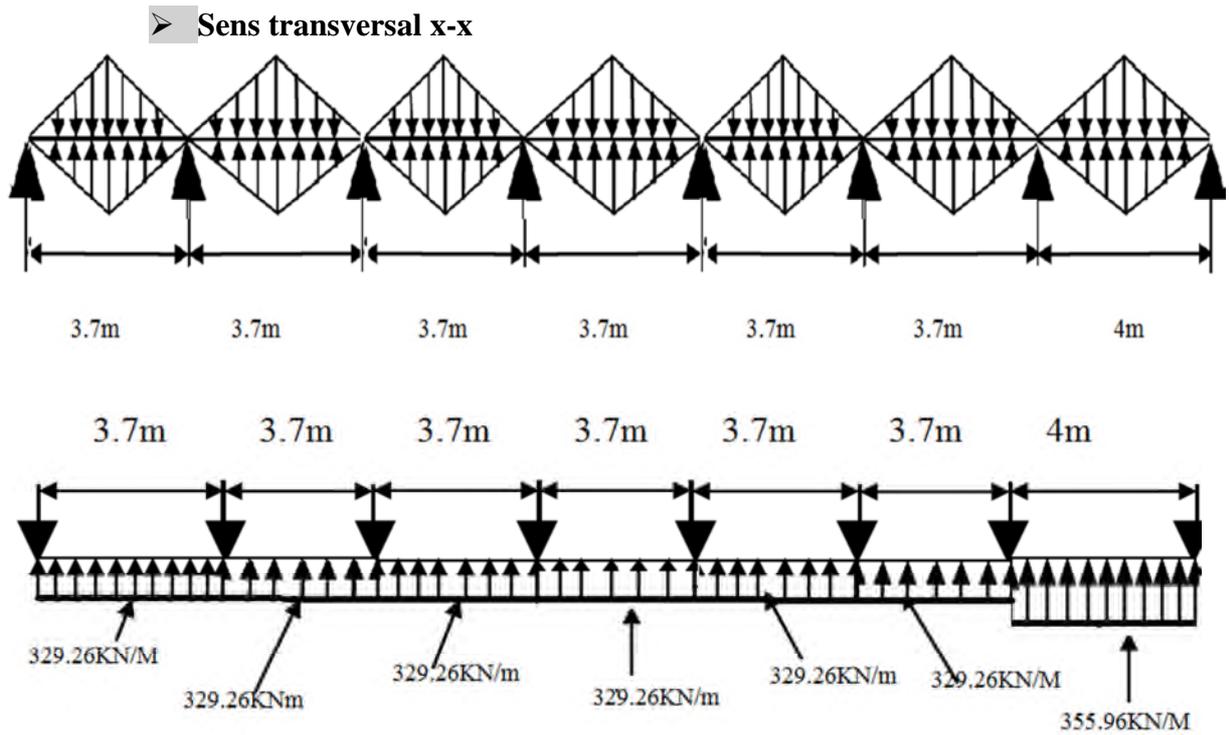
$$P'_v = p'_m = \frac{q_u}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

Avec :

$$\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y} ; \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

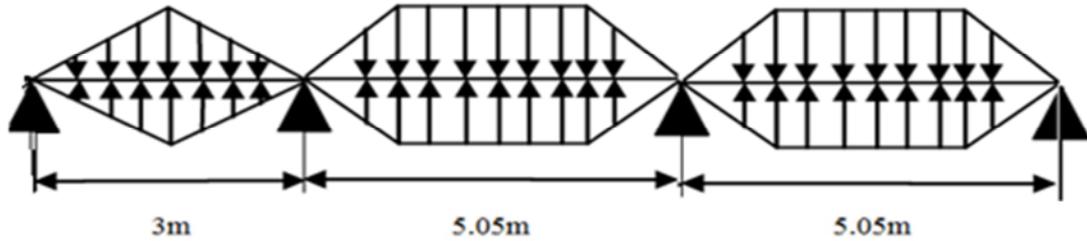
$$Q_u = 177.98 \text{KN/m}$$

$$Q_s = 129.45 \text{KN/m}$$

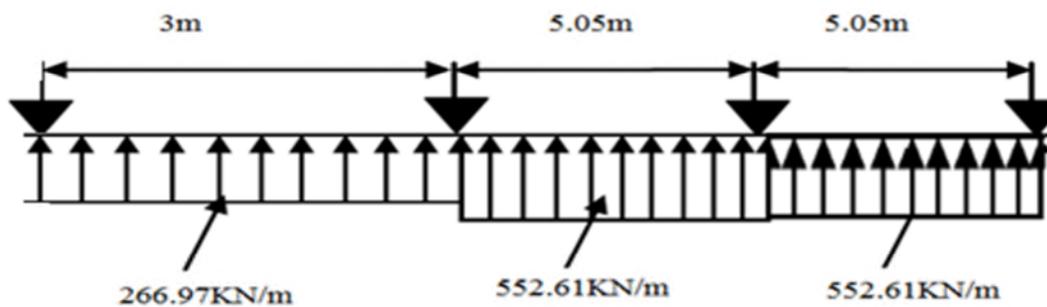


- Schéma statique équivalent :

➤ Sens longitudinal Y-Y



- Schéma statique équivalent :



a) Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot

- Moments aux appuis :

$$M_a = \begin{cases} \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} & \text{appui intermediaire} \\ 0.15 \times M_0 & \text{appui de rive} \end{cases}$$

Avec : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive..} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

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

- Moment en travée :

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

➤ **Sens longitudinale (y-y)**

Les résultats de calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3.Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinale.

Les sollicitations	travées	Appuis
M_u(KN. m)	978.32	-1392.714
M_s (KN. m)	716.11	-738.79
V(KN)	1629.14	

➤ **Sens transversale (x-x) :**

Les résultats de calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 4 : Sollicitations sur la nervure dans le sens transversale

Les sollicitations	travées	Appuis
M_u(KN. m)	409.5	-529.42
M_s (KN. m)	297.8	-385.07
V(KN)	817.579	

b) Ferrailage :

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

➤ **Sens x-x**

$$H = 80\text{cm}$$

$$h_0 = 40\text{cm}$$

$$b_0 = 60\text{cm}$$

$$d = 75\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.50; 2)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq 0.5\text{m}$$

On prend $b_1=50\text{cm}$.

Donc : $b=2b_1+b_0=1.6\text{m}$.

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

Tableau VI.5. Résultats de ferrailage des nervures dans le sens x-x.

Sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
Y-Y	Travée	984.568	40.38	13.13	5HA32+2HA25=50.03
	Appui	1392.714	59.48	13.13	5HA32+3HA25=64.75

➤ **Sens y-y**

D'une manière semblable au premier calcul, Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.6. Résultats de ferrailage des nervures dans le sens y-y

Sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
X-X	Travée	409.496	16.11	12.67	7HA20= 21.99
	Appui	529.422	21.05	12.67	7HA20+3HA16= 28,01

c) Les Vérifications :➤ **A l'ELU :**• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

Tableau.VI.7. Vérification de l'effort tranchant

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Sens YY	1629.14	1.55	Vérifiée
Sens XX	817.579	0.78	Vérifiée

➤ **L'ELS**

- **État limite de compression du béton :**

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

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tableau VI.8: Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

sens	Sens	M (KN.m)	A	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	observations
y-y	Travée	716.11	50.03	22.06	7506577.45	2.11	175.74	vérifiée
	appui	738.79	64.75	22.71	3280303.84	5.11	176.65	vérifiée
x-x	Travée	297.84	21.99	15.64	1366299.65	3.4	194.09	vérifiée
	appui	385.06	28.01	17.39	1674918.06	3.99	198.66	vérifiée

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendu A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire a la contrainte limite de service $\bar{\sigma}_s$.

Les nouveaux résultats sont présentés dans le tableau suivant :

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(22.85; 65; 20) \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 20 \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$.

- **Espacement des aciers transversaux :**

Soit $5HA10=3.93\text{cm}^2$ (cadre entourant les barres des angles plus un petit cadre pour ceux de milieu)

$$1).S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0.675; 40)\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 40\text{cm}.$$

$$2).S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.52 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.60} = 65\text{cm}.$$

$$3).S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0.8 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.6 [0.76 - 0.3 \times 2.1]} = 13.33\text{cm}$$

soit $S_t = 10\text{ cm}$

d) Schéma de ferrailages des nervures :

➤ Selon y :

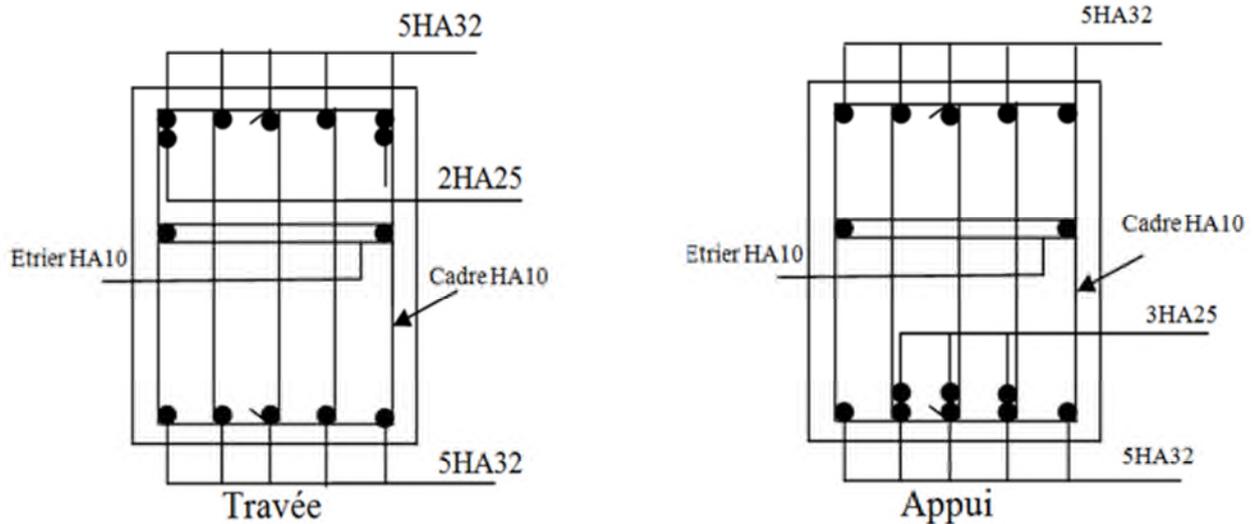


Fig. VI.3. Schéma de ferrailage des nervures selon y

➤ Selon x

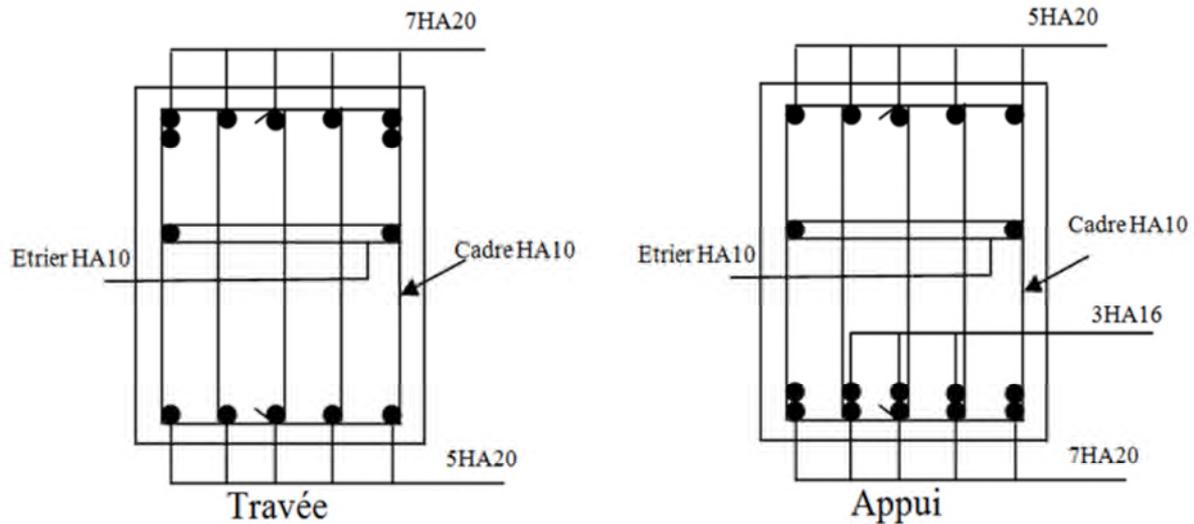


Fig. VI.4. Schéma de ferrailage des nervures selon x

VI.4.VOILE PERIPHERIQUE

VI.4.1. Introduction

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, il est destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux

Selon le **RPA99**, un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- 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.4.2. Dimensionnement des voiles :

La hauteur $h=3.06$ m

La longueur $L=5.05$ m

L'épaisseur $e=20$ cm

VI.4.3 .Caractéristiques du sol :

Le poids spécifique $\gamma_h = 21.9$ KN / m³

L'angle de frottement $\phi = 10.02^\circ$

La cohésion $c=0.82$ KN/m²

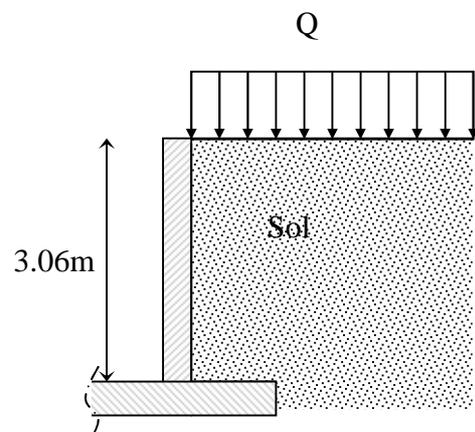


Fig.VI.5. Voile périphérique

VI. 4.4 Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique et soumis à :

a) La poussée des terres :

$$G = h * (\gamma * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) - 2 * c * \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})) = 42.6 \text{KN} / \text{m}^2$$

b) Charge due à la surcharge :

$$Q = q * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$$

$q = 10 \text{ kn/m}^2 \Rightarrow Q = 6.99 \text{ KN/m}$

VI.4.5 Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher , les poteaux et les fondations.

➤ **A L'ELU**

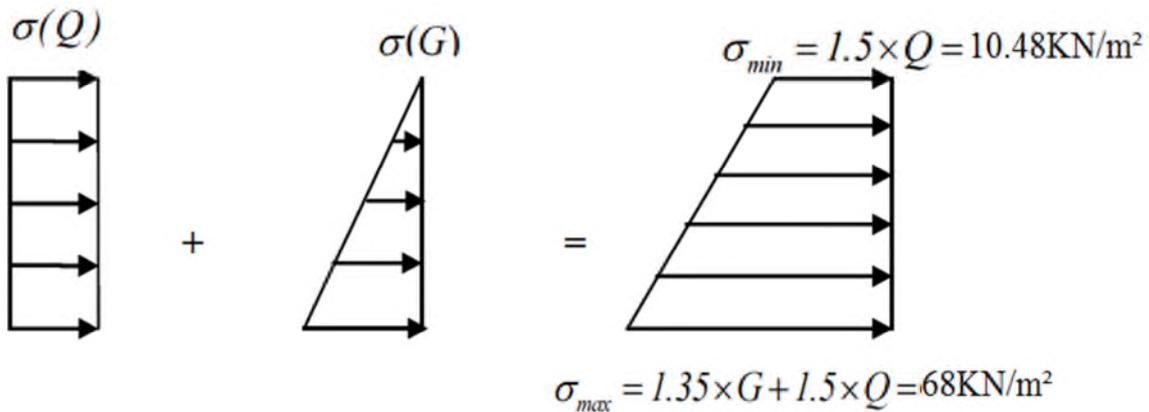


Fig.VI.6.Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 53.62 \text{KN/m}^2$$

$q_u = \sigma_{moy} * 1 \text{ml} = 53.62 \text{KN/ml}$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$L_x = 3.06 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$
 $L_y = 5.05 \text{ m} \quad h = 20 \text{ cm}$

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.61 > 0.4 \rightarrow$ La dalle porte dans les deux sens.

$$\alpha = 0.61 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0808 \\ \mu_y = 0.3075 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 40.57KN.m$$

$$M_{0y} = 12.47KN.m$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 34.48KN.m$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 10.6KN.m$$

$$M_{appui} = 0.5 \times M_{0x} = 20.3KN.m$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{min} = 0.1\% b \cdot h$ condition exigée par le RPA.

Tableau VI.9 : Section des armatures du voile périphérique.

	Sens	M (KN*m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
travée	x-x	34.48	0.075	0.097	0.173	5.73	2	6T12=6.79	16.5
	y-y	10.6	0.029	0.0	0.178	1.71	2	4T10=3.14	25
Appui		20.3	0.044	0.056	0.176	3.3	2	6T10=4.71	16.5

- Espacement des armatures :

Armatures // L_x : $S_t = 16.5cm \leq \min(3e, 33 cm) = 33 cm$

Armatures // L_y : $S_t = 25cm \leq \min(4e, 45 cm) = 45 cm$

• Condition de non-fragilité :

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

En travée : $\begin{cases} A_x^{min} = 1,9cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{min} = 1,22cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$

En appui : $A_{xmin} = A_{ymin} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.81cm^2$

$A_t > A_{min} \dots\dots\dots \text{verifiée}$

$A_a > A_{min} \dots\dots\dots \text{verifiée}$

• Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \cdot f_{c28} ; 4MPa) = 205MPa \dots\dots\dots \text{fissuration nuisible}$$

On a $V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 72.3KN$

$\tau_u = 0.4 MPa < \bar{\tau}$condition vérifiée .

➤ **A l'ELS :**

$\sigma_{min} = 1 \times Q = 6.99 KN / m^2$

$\sigma_{max} = 1 \times G + 1 \times Q = 49.59 KN / m^2$

$q_s = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 38.94 KN / m^2$

$ELS \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0857 \\ \mu_y = 0.4781 \end{cases}$

$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$

$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

$M_{0x} = 31.25KN.m$

$M_{0y} = 14.94KN.m$

$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 26.6KN.m$

$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 10.612.7KN.m$

$M_{appui} = 0.5 \times M_{0x} = 15.63KN.m$

• **Vérification de l'état limite de compression du béton**

On doit vérifier :

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15MPa$

$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \min(\frac{2}{3} \times f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{ij}}) = 201,63 MPa$

Les résultats de calcul et vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI. 10 : résultats de calcul et vérification à l'ELS

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
En travée	Sens x-x	26.6	6.79	7.53	24573.8	8.25	15	155.67	201.6
	Sens y-y	12.7	3.14	3.97	12353	5.61	15	126.4	201.6
En appui		15.63	4.71	3.3	18002.81	5.52	15	141.48	201.6

VI.4.6. Schéma de ferrailage :

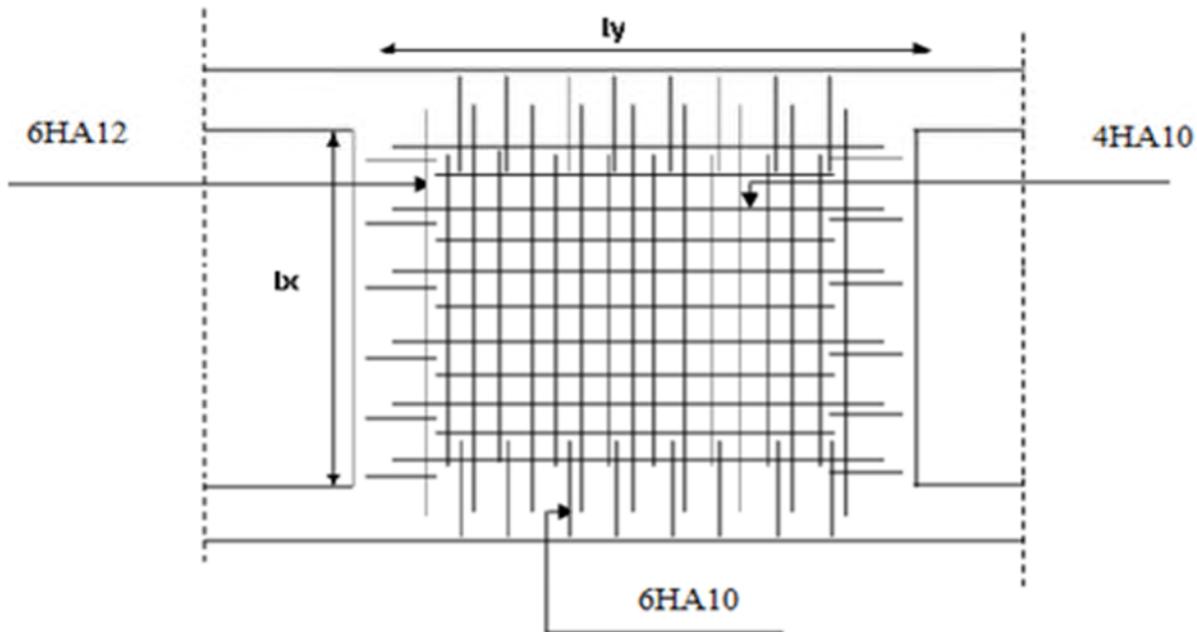


Fig.VI.7. Schéma de ferrailage de voile périphérique.

VI.5. Conclusion :

L'implantation d'un ouvrage nécessite de procéder à une étude de sol sérieuse, permettant de dresser avec une bonne précision sa capacité pour qu'il supporte les charges appliquées par le bâtiment sur le sol.

Vue à l'importance du poids de notre structure et à la capacité portante de (2bars), et pour éviter le chevauchement des semelles isolées les semelles filantes, on a opté pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution.

CONCLUSION GENERALE

Le projet étudié nous a été donné l'opportunité de découvrir un peu mieux le domaine du bâtiment et d'étendre davantage notre aperçu sur la législation (règlements en vigueur) déjà acquises tout au long de notre cursus.

La recherche d'un bon comportement de la structure nous a menés à tirer un certain nombre de conclusions dont les plus éminentes sont :

- ❖ Le choix d'un système de contreventement est tributaire de certaines considérations, à savoir la hauteur du bâtiment, son usage futur, sa capacité portante, les contraintes architecturales et avant tout la zone sismique où l'ouvrage est projeté d'être implanté.
- ❖ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ce qui nous permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ❖ dans l'étude des éléments porteurs, il nous est donné de constater que les poteaux sont ferrailés au minimum prévu par le RPA99, cela s'explique par le surdimensionnement, mais aussi que la sécurité (des vies) est privilégiée par le RPA99 bien plus que de l'économie.
- ❖ préserver la structure contre les déplacements horizontaux et la maintenir dans un état de stabilité nous a conduits à vérifier les effets de second ordre (effets P-delta).
- ❖ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, Grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.
- ❖ de l'étude de sol et ses caractéristiques qui permettent de calculer les éléments de l'infrastructure et de choisir le type de fondation qui convient afin d'assurer la stabilité de la structure et sa résistance. Ce qui nous a amenée a choisir un radier renversé qui est caractérisé par sa bonne résistance et sa facilité de la mise en œuvre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en faisant le choix adéquat des sections de béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Bibliographie

- Règles de calcul de Béton Armé aux Etats Limites (BAEL 91 modifiées 99
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- Document technique réglementaire (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} année et Master 1 Génie Civil (université de Béjaia)
- Cours de Dynamique des structures (université de Béjaia)
- Logiciel d'analyse des structures SAP2000/version 14.2.2

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	E.L.U $\nu = 0$		E.L.S $\nu = 0.2$	
	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					

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

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \cdot v$ au centre
d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $L_x \cdot L_y$
avec $L_x < L_y$

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.