



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université A. MIRA-Bejaia  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

## Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

### Thème

**Etude d'un bâtiment (R+11+2 Sous-sol) à usage  
d'habitation et commercial contreventé par un  
système mixte (Voiles-Portiques)**

Présenté par :

SLIMANOU Houssam

OUAZENE Amine

Soutenu le 19. 06. 2016 devant le jury composé de :

Mr BELHAMDI	Nourredine	Président
Mme OUARI	Nadia	Encadreur
Mr ATTAL	Riadh	Examineur



# Remerciements

---

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

Avant tout, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donnée 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 Mme OUARI, notre promotrice, 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.

# Table des matières

---

<b>Chapitre 1</b>	<b>Présentation du projet</b> .....	<b>2</b>
1.1.	Présentation de l'ouvrage .....	2
1.2.	Caractéristiques géométriques.....	2
1.3.	Données géotechnique du site .....	3
1.4.	Caractéristiques structurales.....	4
1.4.1.	Ossature et système de contreventement.....	4
1.4.2.	Les planchers.....	4
1.4.3.	La maçonnerie .....	4
1.4.4.	L'acrotère .....	4
1.5.	Caractéristique des matériaux.....	5
1.6.	Les actions .....	7
1.6.1.	Les actions permanentes (G).....	7
1.6.2.	Les actions variables (Q) .....	8
1.6.3.	Les actions accidentelles (E).....	8
1.7.	Règlements et normes utilisées.....	8
<b>Chapitre 2</b>	<b>Prédimensionnement des éléments</b> .....	<b>10</b>
2.1.	Prédimensionnement des éléments secondaire.....	10
2.1.1.	Plancher à corps creux.....	10
2.1.2.	Plancher à dalle pleine .....	12
2.1.3.	Les escaliers .....	14
2.2.	Prédimensionnement des éléments principaux .....	16
2.2.1.	Les voiles .....	16
2.2.2.	Les poutres .....	17
2.2.3.	Les poteaux.....	18
2.3.	Evaluation des charges et surcharges .....	19
2.4.	La descente des charges.....	24
2.5.	Vérifications .....	31
2.5.1.	Vérification des poteaux à la compression simple .....	31
2.5.2.	Vérification du critère de stabilité de forme.....	32

<b>Chapitre 3</b>	<b>Calcul des éléments non structuraux .....</b>	<b>34</b>
3.1.	Calcul des planchers .....	34
3.1.1.	Planchers à corps creux .....	34
3.2.	Etude des dalles pleines .....	55
3.2.1.	Dalle pleine sur un seul appui (porte à faux qui donne sur les chambre).....	55
3.2.2.	Dalles pleines sur deux appuis.....	59
3.2.3.	Dalles pleines sur trois appuis .....	67
3.2.4.	Dalles pleine sur quatre appuis .....	70
3.3.	Etude de l'acrotère .....	84
3.4.	Etude de l'ascenseur .....	91
3.5.	Etude des escaliers.....	97
3.5.1.	Etude de l'escalier type 1 .....	97
3.5.2.	Etude de l'escalier type 2.....	102
3.5.3.	Etude de la poutre palière .....	109
<b>Chapitre 4</b>	<b>Étude sismique .....</b>	<b>114</b>
4.1.	Méthodes de calcul des forces sismiques .....	114
4.1.1.	La méthode statique équivalente .....	114
4.1.2.	Les méthodes dynamiques .....	118
4.2.	Disposition des voiles .....	119
4.3.	Modes de vibration et taux de participation des masses .....	120
4.4.	Vérification de l'effort normal réduit .....	122
4.5.	Justification de l'interaction voiles-portiques .....	122
4.6.	Vérification vis-à-vis des déformations.....	124
4.7.	Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	126
<b>Chapitre 5</b>	<b>Ferraillage des éléments structuraux .....</b>	<b>128</b>
5.1.	Etude des poteaux .....	128
5.1.1.	Calcul du ferraillage .....	131
5.1.2.	Schéma de ferraillage des poteaux .....	137
5.2.	Étude des poutres .....	139
5.2.1.	Calcul du ferraillage .....	140
5.2.2.	Schéma de ferraillage des poutres .....	145
5.2.3.	Vérification des zones nodales .....	149
5.3.	Les voiles .....	151
5.3.1.	Calcul du ferraillage .....	153
5.3.2.	Exemple de schéma de ferraillage du voile 'V1' .....	156

<b>Chapitre 6</b>	<b>Etude de l'infrastructure</b> .....	<b>157</b>
6.1.	Choix de type des fondations.....	157
	Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivant : .....	157
6.2.	Etude des fondations.....	157
6.2.1.	Ferraillage du radier général .....	162
6.2.2.	Ferraillage du débord .....	165
6.2.3.	Ferraillage des nervures.....	166
6.3.	Etude du mur adossé .....	175
6.3.1.	Evaluation des charges et surcharges .....	175
6.3.2.	Ferraillage du mur adossé.....	176
6.3.3.	Schéma de ferraillage du mur adossé .....	179
	Conclusion générale.....	179
	Bibliographie .....	181



# Table des figures

---

<b>Figure 2.1.</b> Disposition des poutrelles .....	11
<b>Figure 2.2.</b> Surface afférente pour le poteau cage d'escalier .....	25
<b>Figure 3.1.</b> Schéma de ferrailage de la dalle de compression .....	55
<b>Figure 3.2.</b> Schéma statique de la dalle pleine sur un appui .....	55
<b>Figure 3.3.</b> Schéma de ferrailage de la dalle porte à faux .....	58
<b>Figure 3.4.</b> Dalle sur deux appuis (type 1) .....	59
<b>Figure 3.5.</b> Schéma de ferrailage du balcon .....	62
<b>Figure 3.6.</b> Dalle sur deux appuis (type 2) .....	62
<b>Figure 3.7.</b> Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis .....	66
<b>Figure 3.8.</b> Dalle pleine sur trois appuis .....	67
<b>Figure 3.9.</b> Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis .....	70
<b>Figure 3.10.</b> Dalle sur 4 appuis (type 1) .....	70
<b>Figure 3.11.</b> Schéma de ferrailage du panneau sur 04 appuis (s.sol) .....	77
<b>Figure 3.12.</b> Dalle sur 4 appuis (type 2) .....	77
<b>Figure 3.13.</b> Schéma de ferrailage du panneau sur 04 appuis (RDC) .....	84
<b>Figure 3.14.</b> Coupe transversal de l'acrotère .....	85
<b>Figure 3.15.</b> Section de calcul de l'acrotère .....	87
<b>Figure 3.16.</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	90
<b>Figure 3.17.</b> Schéma représentant la surface d'impacte .....	92
<b>Figure 3.18.</b> Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur .....	96
<b>Figure 3.19.</b> Escalier type 1 (RDC) .....	97
<b>Figure 3.20.</b> Schéma statique de l'escalier type 1 .....	98
<b>Figure 3.21.</b> Schéma de ferrailage de la volée I .....	101
<b>Figure 3.22.</b> Escalier type 2.....	102
<b>Figure 3.23.</b> Schéma statique de l'escalier type 2 .....	103
<b>Figure 3.24.</b> Schéma de ferrailage de l'escalier type 2 .....	109
<b>Figure 3.25.</b> Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	113
<b>Figure 4.1.</b> Disposition des voiles.....	119
<b>Figure 4.2.</b> 1 <sup>er</sup> mode de vibration (translation selon l'axe X) .....	120
<b>Figure 4.3.</b> 2 <sup>ème</sup> mode de vibration (translation selon l'axe Y) .....	121
<b>Figure 4.4.</b> 3 <sup>ème</sup> mode de vibration (torsion autour de l'axe Z) .....	121
<b>Figure 5.1.</b> Schéma de ferrailage du voile V1 au niveau sous-sol.....	156
<b>Figure 6.1.</b> Schéma de ferrailage du radier.....	165

<b>Figure 6.2.</b> Schéma statique du débord .....	165
<b>Figure 6.3.</b> Schéma de ferrailage du débord .....	166
<b>Figure 6.4.</b> Schéma des lignes de ruptures .....	167
<b>Figure 6.5.</b> Répartition des contraintes sur le mur .....	176
<b>Figure 6.6.</b> Schéma de ferrailage du mur adossé.....	179

---

## Liste des Tableaux

---

Tableau 1.1. Fe en fonction du type d'acier .....	6
Tableau 2.1. Hauteur et épaisseur des voiles .....	17
Tableau 3.2. Sections préalables des poteaux .....	19
Tableau 4.3. Evaluation des charges et surcharges pour terrasse inaccessible .....	19
Tableau 5.4. Evaluation des charges et surcharges pour terrasse accessible .....	19
Tableau 6.5. Evaluation des charges et surcharges pour étage courant .....	20
Tableau 7.6. Evaluation des charges et surcharge pour la volée (escalier type I) .....	21
Tableau 8.7. Evaluation des charges et surcharge pour la volée (escalier type II) .....	21
Tableau 9.8. Evaluation des charges pour le palier .....	22
Tableau 10.9. Evaluation des charges et surcharges des murs extérieures .....	22
Tableau 11.10. Evaluation des charges des murs intérieurs .....	22
Tableau 12.11. Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère .....	23
Tableau 13.12. Evaluation des charges d'exploitations des différents éléments .....	23
Tableau 14.13. La charge d'exploitation sur les différents planchers .....	26
Tableau 15.14. Descente de charge pour le poteau de la cage d'escalier .....	26
Tableau 16.15. Vérification des poteaux à la compression simple .....	31
Tableau 17.16. Vérification des poteaux au flambement .....	32
Tableau 18.1. Différents types de poutrelles .....	34
Tableau 19.2. Charge revenant aux poutrelles .....	35
Tableau 20.3. Sollicitations sur les poutrelles type 1 .....	37
Tableau 21.4. Sollicitations sur les poutrelles type 3 .....	38
Tableau 22.5. Sollicitations sur les poutrelles type 1 .....	39
Tableau 23.6. Sollicitations sur les poutrelles type 2 .....	39
Tableau 24.7. Sollicitations sur les poutrelles type 3 .....	40
Tableau 25.8. Sollicitations sur les poutrelles du plancher terrasse inaccessible .....	41
Tableau 26.9. Sollicitations max sur les différents étages .....	41
Tableau 27.10. Vérification des contraintes en travée .....	47
Tableau 28.11. Vérification des contraintes aux appuis .....	47
Tableau 29.12. Ferrailage des poutrelles de l'étage courant .....	51
Tableau 30.13. Evaluation de la flèche pour le plancher étage courant .....	52
Tableau 31.14. Ferrailage des poutrelles du plancher terrasse accessible .....	52
Tableau 32.15. Evaluation de la flèche pour le plancher terrasse accessible .....	52

Tableau 33.16. Ferrailage des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	53
Tableau 34.17. Evaluation de la flèche terrasse inaccessible .....	53
Tableau 35.18. Schéma de ferrailage des poutrelles .....	53
Tableau 36.19. Vérification des contraintes .....	57
Tableau 37.20. Revérification des contraintes de compression du béton .....	58
Tableau 38.21. Résultats du ferrailage de la dalle sur deux appuis (type 1).....	60
Tableau 39.22. Vérification des contraintes .....	61
Tableau 40.23. Revérification des contraintes de compression du béton .....	61
Tableau 41.24. Résultats du ferrailage de la dalle sur deux appuis (type 2).....	64
Tableau 42.25. Résultats du ferrailage de la dalle sur deux appuis (type 2).....	64
Tableau 43.26. Vérification des contraintes (sens principale) .....	65
Tableau 44.27. Vérification des contraintes (sens secondaire) .....	65
Tableau 45.28. Vérification des contraintes (aux appuis) .....	66
Tableau 46.29. Ferrailage de la dalle sur trois appuis .....	68
Tableau 47.30. Vérification des contraintes .....	68
Tableau 48.31. Revérification de l'état de compression du béton .....	69
Tableau 49.32. Résultats du ferrailage de la dalle sur 4 appuis (type 1).....	72
Tableau 50.33. Résultats du ferrailage de la dalle sur 4 appuis (type 1).....	72
Tableau 51.34. Vérification des contraintes (sens principale) .....	73
<b>Tableau 52.35. Vérification des contraintes (sens secondaire)</b> .....	<b>74</b>
Tableau 53.36. Revérification des contraintes de compression du béton .....	74
Tableau 54.37. Vérification des contraintes (aux appuis) .....	74
Tableau 55.38. Vérification de la flèche pour la dalle sur 4 appuis (s.sol) .....	75
Tableau 56.39. Vérification de la flèche pour la dalle sur 4 appuis (s.sol) .....	76
Tableau 57.40. Résultats de ferrailage du panneau sur 4 appuis (type 2).....	78
Tableau 58.41. Résultats de ferrailage du panneau sur 4 appuis (type 2).....	79
Tableau 59.42. Résultats de ferrailage des appuis du panneau sur 4 appuis (type 2).....	79
Tableau 60.43. Vérification des contraintes en travée pour le panneau sur 4 appuis (type 2).....	80
Tableau 61.44. Revérification des contraintes de compression de béton .....	80
Tableau 62.45. Vérification des contraintes aux appuis pour le panneau sur 4 appuis (type 2) ...	81
Tableau 63.46. Revérification des contraintes de compression de béton .....	81
Tableau 64.47. Vérification de la flèche pour la dalle sur 4 appuis (RDC) .....	82
Tableau 65.48. Combinaisons de calcul .....	86
Tableau 66.49. Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous chargement uniformément répartie .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau 67.50. Vérification de l'état limite de compression du béton .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau 68.51. Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée .....	94

Tableau 69.52. Vérification de l'état limite de compression du béton .....	95
Tableau 70.53. Résumé des résultats de ferrailage .....	98
Tableau 71.54. vérification de l'état limite de compression du béton.....	100
Tableau 72.55. Vérification de la flèche pour la volée I.....	100
Tableau 73.56. Résumé des résultats de ferrailage .....	103
Tableau 74.57. vérification de l'état limite de compression du béton.....	105
Tableau 75.58. Vérification de la flèche pour l'escalier type 2.....	105
Tableau 76.59. Récapitulation de l'ensemble des sollicitations .....	110
Tableau 77.60. Section d'armature à la flexion simple.....	110
Tableau 78.61. Vérification des contraintes .....	113
Tableau 79.1. Facteur de qualité .....	117
Tableau 80.2. Vérification de la résultante sismique .....	118
Tableau 81.3. Période et taux de participation massique .....	120
Tableau 82.4. Vérification de l'effort normal réduit .....	122
Tableau 83.5. Justification de l'interaction sous charges verticales.....	123
Tableau 84.6. Justification de l'interaction sous charges horizontales .....	124
Tableau 85.7. Vérification vis-à-vis des déformations .....	125
Tableau 86.8. Vérification des effets $P-\Delta$ .....	127
Tableau 87.1. Les différentes sollicitations dans les poteaux .....	128
Tableau 88.2. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux .....	130
Tableau 89.3. Armatures longitudinales dans les poteaux .....	131
Tableau 90.4. Vérification du flambement pour l'ensemble des poteaux .....	133
Tableau 91.5. Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.....	135
Tableau 92. 6. Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux .....	136
Tableau 93.7. Schéma de ferrailage des poteaux de chaque niveau.....	137
Tableau 94.8. Armatures longitudinales des poutres.....	140
Tableau 95.9. Vérification de la section minimale.....	143
Tableau 96.10. Vérification des contraintes tangentielles .....	144
Tableau 97.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	144
Tableau 98.12. Vérification de l'état limite de compression du béton .....	144
Tableau 99.13. Schéma de ferrailage des poutres .....	146
Tableau 100. Moments résistant dans les poteaux.....	150
Tableau 101.14. Moments résistant dans les poutres .....	150
Tableau 102.15. Récapitulation du ferrailage du voile V1 .....	153
Tableau 103.16. Récapitulation du voile V2.....	154
Tableau 104.17. Récapitulation du voile V3.....	154
Tableau 105.18. Récapitulation du voile V4.....	155

Tableau 106.19. Récapitulation du voile V5.....	156
Tableau 107.1. Sections des armatures du radier .....	163
Tableau 108.2. Vérification des contraintes .....	164
Tableau 109.3. Choix des armatures et revérification des contraintes .....	164
Tableau 110.4. Section d'armature du débord .....	166
Tableau 111.5. Résultats de calcul des sollicitations à l'ELU dans le sens X_X .....	169
Tableau 112.6. Résultats de calcul des sollicitations à l'ELS dans le sens X_X.....	169
Tableau 113.7. Résultats de calcul des sollicitations à l'ELU dans le sens Y_Y .....	170
Tableau 114.8. Résultats de calcul des sollicitations à l'ELS dans le sens Y_Y .....	170
Tableau 115.9. Section de ferrailage des nervures .....	171
Tableau 116.10. Vérification des contraintes .....	172
Tableau 117.11. Choix des armatures et revérification des contraintes .....	173
Tableau 118.12. Schéma de ferrailage des nervures .....	174
Tableau 119.13. Sections de ferrailage .....	177
Tableau 120.14. Vérification des contraintes .....	179

# Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des arts et techniques de constructions civiles. Les ingénieurs sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet des actions permanentes, les actions d'exploitations, climatiques et accidentelles, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, esthétiques et économiques de l'ouvrage.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment (comportant un rez-de-chaussée à usage commercial, onze étages à usage d'habitation et deux sous-sol à usage parking). L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL91 et CBA93) et les documents techniques (D.T.R-BC2.2 et le D.T.R-BC 2.331).

Après avoir présenté l'ouvrage, les règlements et normes utilisés et la définition des caractéristiques des matériaux utilisés au chapitre I, on est passé au deuxième chapitre, au pré dimensionnement des éléments du bâtiment. Dans le chapitre III, nous avons procédé au calcul des éléments secondaires de l'ouvrage tels que les planchers, les escaliers, l'acrotère,...etc. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure qui est consacré à la recherche d'un bon comportement par la mise en place d'une bonne disposition des voiles, tout en satisfaisant les conditions exigées par le RPA. La structure a été donc modélisée par le logiciel ROBOT. Ensuite dans le chapitre cinq nous avons procédé au ferrailage des éléments structuraux et Enfin au chapitre VI, nous avons fait un choix des fondations qui convient au caractéristique du site ainsi qu'au poids de la structure.

# Chapitre 1 Présentation du projet

## 1.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage, objet de la présente étude est un bloc d'habitation de 13 niveaux dont deux sous sols. Le bloc est disposé de locaux commerciaux au RDC, parking aux sous-sols et une terrasse accessible, le reste d'étages sont à usage d'habitations. Le projet se trouve à 50 m au nord du boulevard Krim Belkacem, à l'ouest du parc de loisirs de Bejaia, délimité par :

- Un (souk el fellah) à l'Est ;
- Les lots n° 45 et 46 à l'Ouest ;
- Oued Sghir au sud.

D'après le règlement parasismique Algérien (RPA99/verssion2003), Le site est classé en zone de moyenne sismicité (zone IIa) ; Le bloc est classé dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne.

## 1.2. Caractéristiques géométriques

- Largeur en plan : 14.69 m
- Longueur en plan : 18.38 m
- Hauteur totale du bâtiment : 42.80 m
- Hauteur des deux sous-sols : 2.85 m
- Hauteur du RDC : 3.5 m
- Hauteur des autres étages : 2.80 m

### 1.3. Données géotechnique du site

Suite à la demande du client *P. I ALLOUI Said*, une étude géotechnique du site était précédée par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction(LNHC).

Afin de vous donner un aperçu sur la qualité du sol et les données à prendre en compte dans le calcul des fondations, nous avons exploité les résultats des essais in situ (essais pénétrométriques, sondages carottés) ainsi que les résultats des essais au laboratoire (teneur en eau, résistance au cisaillement...).

#### Conclusion et recommandation :

L'assiette choisie, pour recevoir les immeubles, est d'après les différents essais « in situ » et au laboratoire, un sol globalement de portance moyenne à faible.

Les essais pénétrométriques on révélé un sous sol hétérogène vis-à-vis de sa résistance, qui est globalement moyenne à faible et atteint des valeurs admissibles à partir de 4 mètres. Le sous sol est assez compressible, surconsolidé et peu présenter des tassements allant jusqu'à environ 13 cm.

A cet effet, il est préconisé de faire des fondations superficielles avec un ancrage minimal de **4<sup>m</sup>.20** par rapport à la côte du terrain naturel et de prendre  **$\sigma_{adm} = 1.20$  bars**.

Par ailleurs, il est recommandé :

- Eviter les travaux de terrassement en périodes de pluies.
- Vérifier toute infiltration d'eaux à partir du canal (oued Sghir).
- Prendre en considération la valeur des tassements dans les VRD et autres équipement.
- La prise en considération de la possibilité d'inondation du terrain en périodes de pluie fortes.

## **1.4. Caractéristiques structurales**

### **1.4.1. Ossature et système de contreventement**

Etant donné que notre bloc dépasse les 14 mètres de hauteur dans la zone considéré, le Règlement Parasismique Algérienne **RPA99/2003 (Art : 3.4.1.a)**, exige d'introduire des voiles pour le contreventement.

En ce qui nous concerne, on utilisera le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

### **1.4.2. Les planchers**

Les planchers sont semi-préfabriqués constitué de corps creux avec une dalle de compression armé d'un treillis soudé coulée sur place, rendant l'ensemble monolithique.

Le plancher du RDC, sous sol, Les portes à faux, les balcons, ainsi que la dalle de la cage d'ascenseur sont réalisés en dalles pleines en béton armé.

### **1.4.3. La maçonnerie**

Les murs extérieur sont réalisés en brique creuse à double parois 15/10 cm séparées par une lame d'air de 05cm d'épaisseur.

Les murs intérieurs (cloison de séparation) sont en simple parois réalisés avec des briques de 10cm d'épaisseur.

### **1.4.4. L'acrotère**

C'est un élément en béton armé contournant le bâtiment, encastré au niveau du plancher terrasse. Dans notre projet on a deux types d'acrotère, l'un sur le plancher terrasse inaccessible et l'autre sur le plancher terrasse accessible.

## 1.5. Caractéristique des matériaux

Les matériaux utilisés dans la construction sont conforme aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé BAEL 91/99.

- **Le béton**

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

### Resistance caractéristique

Pour notre ouvrage on utilisera un béton courant dont la résistance nominale à la compression à l'âge de 28 jours est de 25 MPa, et par conséquent :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad \text{CBA 93 (Art 2.1.1.2)}$$

### Contraintes limites du béton

1. **À l'ELU:** Est notée  $\sigma_{bc}$  tel que :  $\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$  CBA 93 (Art A.4.3.4)

Avec :  $\begin{cases} \gamma_b = 1.15 \text{ pour les situation accidentelle} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ pour les situation durable et transitoire} \end{cases}$

$\begin{cases} \theta = 1 : \text{lorsque } T > 24h \\ \theta = 0.9 : \text{lorsque } 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0.8 : \text{lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} \end{cases}$

Le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage de béton.

2. **À l'ELS :** Est notée  $\sigma_{bc}$  tel que :  $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$

### Module de déformation longitudinale du béton

Le module de déformation instantané :

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

$$E_j = 1100^3 \sqrt{f_{cj}} \rightarrow E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$$

Le module de déformation différé :

Pour des charges de longue durée d'application :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$$

**Coefficient de poisson**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinal noté «  $\nu$  »

A L'ELU :  $\nu = 0$  pour le calculs des sollicitations.

A L'ELS :  $\nu = 0.2$  pour le calculs des déformations.

- **Les aciers**

Le deuxième matériau qui rentre dans le béton armé est l'acier, son rôle est de reprendre les efforts de traction.

**Tableau 1.1. Fe en fonction du type d'acier**

Type	Acier rond et lisse		Acier à haute adhérence		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudé à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	FeE235	FeE500
Fe (MPa)	215	235	400	500	235	500

Avec Fe : la limite d'élasticité des aciers

Pour notre projet on va utiliser trois types de nuance d'acier.

Haute adhérence de nuance FeE400 (pour les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structure).

Rond et lisse de nuance FeE235 (pour les armatures transversales des poutrelles)

Treillis soudés de nuance Fe235 (pour la dalle de compression des planchers à corps creux).

## Contraintes limites de l'acier

1. À l'ELU : notée  $\sigma_{st}$  tel que :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$  Avec :  $\gamma_s = 1.15$  Pour situations normales

$\gamma_s = 1.00$  Pour situations accidentelles

2. À l'ELS :

Fissuration peu préjudiciable : aucune vérification n'est préconisée.

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

$$\eta = \begin{cases} 1.6 & \text{pour les aciers HA} \\ 1 & \text{pour les aciers rond lisses} \end{cases}$$

### 1.6. Les actions

Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées (permanentes, d'exploitations, climatiques, etc...) aux déformations imposées à une construction (variation de température, tassement d'appuis, etc. ...), on distingue trois types d'action :

#### 1.6.1. Les actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps. Elles comprennent :

- Le poids propre de la structure ;
- Le poids des cloisons ;
- Le poids des poussées des terres et des liquides.

### 1.6.2. Les actions variables (Q)

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps. Elles correspondent aux :

- Les charges d'exploitations ;
- Les charges climatiques ;
- Les charges appliquées en cours d'exécution ;
- Action dues à la température.

### 1.6.3. Les actions accidentelles (E)

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

### 1.7. Règlements et normes utilisées

Notre projet est fait conformément aux règlements suivants :

- CBA 93 (Règle de conception et de calcul des structures en béton armé) ;
- BAEL 91 modifier 99 (Béton armé aux états limites) ;
- RPA99 /version 2003 (Règlement parasismique algérien) ;
- DTR BC 2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges) ;
- DTR-BC 2.331 (Règle De calculs Des Fondations superficielles).



## Chapitre 2 Prédimensionnement des éléments

Les éléments porteurs doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela, notre ouvrage doit être fait en respectant les recommandations du : RPA 99 version 2003, BAEL 91 et CBA 93.

### 2.1. Prédimensionnement des éléments secondaire

#### 2.1.1. Plancher à corps creux

Selon les règles du **CBA93** la hauteur  $h_t$  d'un plancher à corps creux doit satisfaire la condition suivante :

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

$h_t$  : Hauteur total du plancher.

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

#### ❖ Disposition des poutrelles

Pour la disposition des poutrelles y a deux critères qui conditionnent le choix de sens de disposition qui sont :

- ✓ **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus Petite portée.
- ✓ **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

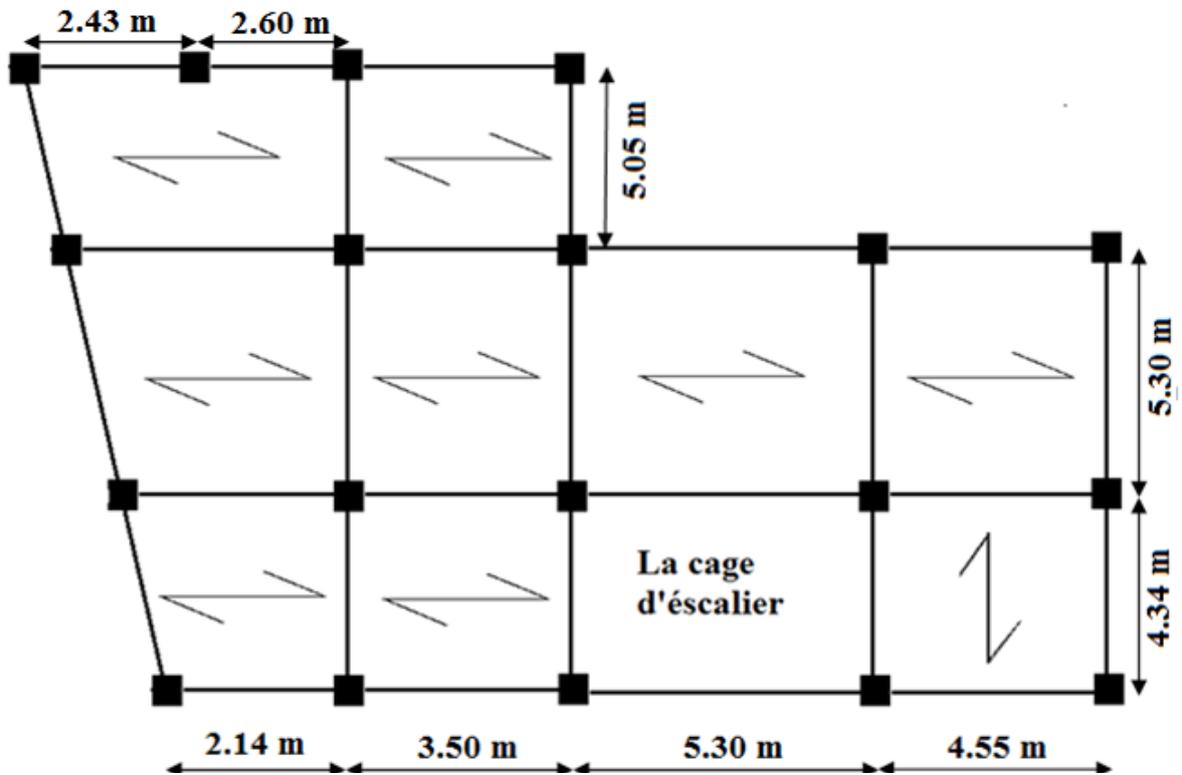


Figure 2.1. Disposition des poutrelles

Suite à cette disposition, on a  $L_{max} = 5.30 - 0.30 = 5.00 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{500}{22.5}$

Donc :  $h_t \geq 22.22 \text{ cm}$

Alors, on opte pour un plancher  $[20 + 4]$ ,  $\begin{cases} h_{corps \text{ creux}} = 20 \text{ cm} \\ h_{dalle \text{ de compression}} = 4 \text{ cm} \\ h_{total} = 24 \text{ cm} \end{cases}$

Les poutrelles se calculent comme des sections en T. la largeur de la dalle de compression  $b$  à prendre est définie par :

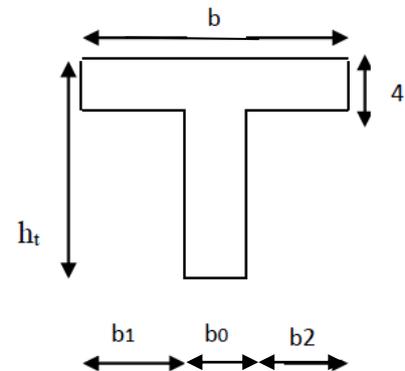
$$\frac{(b-b_0)}{2} \leq \text{Min}\left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right]$$

$h_t$  : Hauteur du plancher.

$b$  : Largeur de la table de compression.

$L_x$  : Distance maximale entre nus de deux poutrelles.

$L_y$  : longueur de la travée minimale entre nus d'appuis de l'élément calculé.



$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) * h_t. \text{ Avec : } h_t = 24 \text{ cm ; } b_0 = (9,6 \text{ à } 19,2) \Rightarrow \mathbf{b_0=12 \text{ cm.}}$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm ; } L_y = 2,95 - 0,30 = 265 \text{ cm}$$

$$b \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{b = 65 \text{ cm.}}$$

### 2.1.2. Plancher à dalle pleine

Une dalle pleine est un élément plan horizontal en béton armé à contour divers (plusieurs formes géométriques peuvent être adaptées) dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux).

Leurs dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

#### a. Résistance au feu :

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

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

$e = 14 \text{ cm}$  pour trois heures de coupe-feu.

**b. Isolation phonique :**

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

**c. Resistance à la flexion :**

$e \geq \frac{L_x}{20}$ , pour les dalles reposant sur un ou deux appuis parallèles.

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ , pour les dalles avec  $\rho \leq 0.4$ .

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ , pour les dalles avec  $\rho > 0.4$ .

$L_x$  : le plus petit côté du panneau de la dalle.

➤ **Dalle reposant sur un seul appui : (balcon)**

$$L_x = 165 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{165}{20} \Rightarrow e \geq 8.25 \text{ cm}$$

La condition de coupe feu est la plus défavorable, soit  $e \geq 14 \text{ cm}$

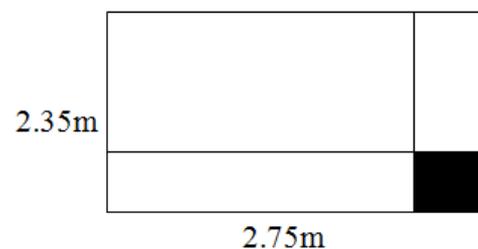
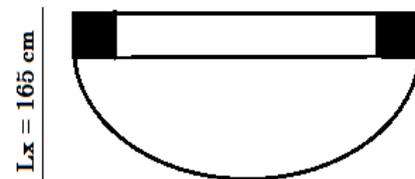
On prend :  $e = 15 \text{ cm}$

➤ **Dalle reposant sur deux appuis perpendiculaires :**

$$L_x = 2.65 \text{ m} \quad L_y = 2.75 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.96 > 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow 6.22 \text{ cm} \leq e \leq 7 \text{ cm}$$



La condition de coupe feu est la plus défavorable ( $e \geq 14 \text{ cm}$ )

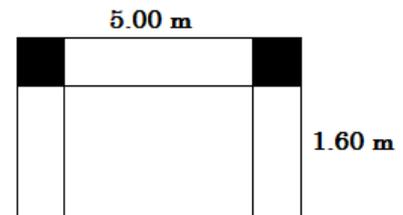
On prend :  $e = 15 \text{ cm}$

➤ **Dalle sur trois appuis :**

$$L_x = 1.60 \text{ m} \quad L_y = 5.00 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.32 < 0.4$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow 5.14 \text{ cm} \leq e \leq 6.00 \text{ cm}$$



La condition de coupe feu est la plus défavorable ( $e \geq 14 \text{ cm}$ )

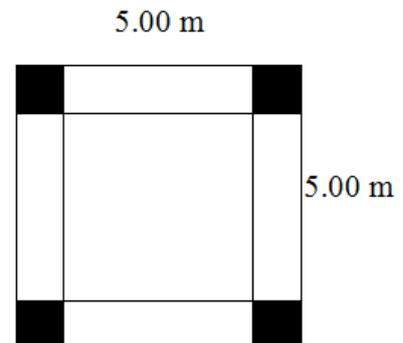
On prend :  $e = 15 \text{ cm}$

➤ **Dalles sur quatre appuis :** (plancher sous-sol et RDC)

$$L_x = 5.00 \text{ m} \quad L_y = 5.00 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 > 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow 11.11 \text{ cm} \leq e \leq 12.5 \text{ cm}$$



La condition de coupe feu qu'est la plus défavorable ( $e \geq 14 \text{ cm}$ )

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

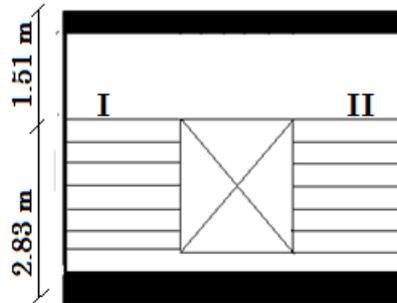
### 2.1.3. Les escaliers

Ce sont des éléments en béton armé conçus sur place, ils servent à lier les différents niveaux.

Dans notre cas on va s'intéresser seulement à l'escalier principal en BA.

### ❖ Escalier droit à deux volées

#### 1. Escalier type 1 (Du RDC vers la s.pente)



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:  $60 \leq 2h + g \leq 65$ cm

Avec :

$h = H/n$        $n$  : nombre de contre marches

$g = L / (n-1)$      $n-1$  : nombre de marches.

En résolvant l'équation :  $64 n^2 - (64+2H+L) n + 2H = 0$ , on retrouvera le nombre de contre marches.

$H = 1.75$  m;  $L = 2.83$  m;  $n = 11$ ;  $n-1 = 10$ ;  $g = 28$  cm;  $h = 16$  cm

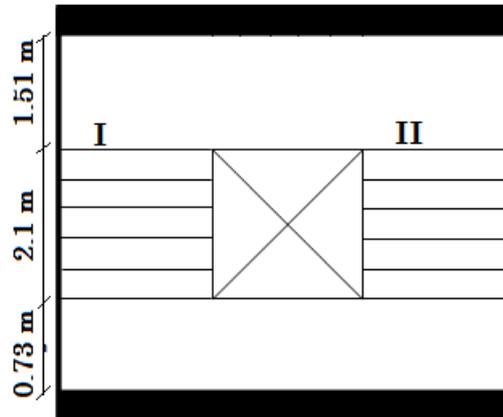
- **Epaisseur de la paillasse**

$$L_0 = (2.83^2 + 1.75^2)^{1/2} + 1.51 = 4.81 \text{ m}$$

$$\frac{481}{30} \leq e \leq \frac{481}{20} \Rightarrow 16 \leq e \leq 24.05$$

Donc :  **$e = 16$  cm**

## 2. Escalier type 2 (De la s.pente vers les autres niveaux)



$H = 1.4 \text{ m}$ ;  $L = 2.1 \text{ m}$ ;  $n = 8$ ;  $n-1 = 7$ ;  $g = 30 \text{ cm}$ ;  $h = 17.5 \text{ cm}$

- **Epaisseur de la paillasse:**

$$L_0 = 0.73 + (2.1^2 + 1.4^2)^{1/2} + 1.51 = 4.76 \text{ m}$$

$$\frac{476}{30} \leq e \leq \frac{476}{20} \Rightarrow 15.86 \leq e \leq 23.80$$

Donc :  $e = 16 \text{ cm}$

## 2.2. Prédimensionnement des éléments principaux

### 2.2.1. Les voiles

L'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ), et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions du voile doivent satisfaire les conditions du RPA99 suivantes :

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

On distingue des hauteurs libres des différents niveaux, selon (2) on aura :

**Tableau 2.1. Hauteur et épaisseur des voiles**

Nature d'étage	he (m)	$e \geq he/20$ (cm)
Sous sol	$2.85 - 0.45 = 2.40$	$e \geq 12$
RDC	$3.50 - 0.45 = 3.05$	$e \geq 15.25$
1 <sup>er</sup> étage au dernier	$2.80 - 0.45 = 2.35$	$e \geq 11.75$

Après analyse des résultats nous proposons : **e = 20 cm** pour tous les niveaux.

### 2.2.2. Les poutres

#### ❖ Condition de flèche

La hauteur des poutres est donnée par l'expression suivante :

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

Selon le **BAEL91**

Avec :  $L_{max}$  La plus grande portée 'entre nus d'appuis' dans le sens considéré.

#### ❖ Les conditions du RPA 99

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

- **Les poutres principales**

On a  $L_{max} = (5.30 - 0.30) = 5.00$  m

Donc,  $\frac{500}{15} \leq h_p \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33 \text{ cm} \leq h_p \leq 50.00 \text{ cm}$

Alors, on prend  $\begin{cases} h_p = 45 \text{ cm} \\ b_p = 30 \text{ cm} \end{cases}$  ( $b_p, h_p$ ): dimensions de la poutre principale.

- **Les poutres secondaires**

On a  $L_{max} = (5.30 - 0.30) = 5.00$  m.

Donc,  $\frac{500}{15} \leq h_s \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33 \text{ cm} \leq h_s \leq 50 \text{ cm}$

Alors, on prend  $\begin{cases} h_s = 40 \text{ cm} \\ b_s = 30 \text{ cm} \end{cases}$  ( $b_s, h_s$ ): dimensions de la poutre secondaire.

❖ **Vérification des conditions du RPA**

- $b > 20 \text{ cm}$ , vérifiée.
- $h > 30 \text{ cm}$ , vérifiée.
- $\frac{h}{b} < 4$ , vérifiée.

Les conditions du RPA sont vérifiées, alors, les dimensions sont maintenues.

### 2.2.3. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments de la structure qui supportent les charges verticales ils participent à la stabilité transversale et servent aux chaînages verticale. Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon les critères suivant :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99.

Tableau 2.2. Sections préalables des poteaux

Etages	s-sols 1+2	RDC+s.pente	1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup> étages	3+4 <sup>èmes</sup> étages	5+6 <sup>ème</sup> étages	7+8 <sup>ème</sup> étages	9+10 <sup>ème</sup> étages	Toiture de CE
Sections (a*b)	65*65	60*60	55*55	50*50	45*45	40*40	35*35	30*30

### 2.3. Evaluation des charges et surcharges

#### ❖ Terrasse inaccessible

Tableau 2.3. Evaluation des charges et surcharges pour terrasse inaccessible

Désignation	Poids volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (kn/m <sup>2</sup> )
Gravier de protection	20	0.05	1
Multicouche d'étanchéité	6	0.02	0.12
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Forme de pente	22	0.073	1.61
Plancher à corps creux	/	/	3.3
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
Charge permanente totale <b>G</b>			<b>G = 6.59</b>

#### ❖ Plancher terrasse accessible

Tableau 2.4. Evaluation des charges et surcharges pour terrasse accessible

Désignation	Poids volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (kn/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	20	0.01	0.2
Mortier de pose	20	0.02	0.4

Forme de pente		22	0.1	2.2
Multicouche d'étanchéité		6	0.02	0.12
Isolation thermique		4	0.04	0.16
Plancher	Cc (20+4)	/	/	3.3
	DP (15cm)	25	0.15	3.75
Enduit de plâtre		10	0.02	0.2
Charge permanente <b>Gcc (corps creux)</b>				<b>6.58</b>
Charge permanente <b>Gdp (dalle pleine)</b>				<b>4.83</b>

### ❖ Plancher étage courant

Tableau 2.5. Evaluation des charges et surcharges pour étage courant

Désignation	Densité (kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (kn/m <sup>2</sup> )	
Cloison de séparation	9	0.1	0.9	
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.2	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Plancher	Cc (20+4)	/	/	3.3
	DP	25	0.15	3.75
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
Charge permanente <b>Gcc</b>			<b>5.36</b>	
Charge permanente <b>Gdp</b>			<b>5.81</b>	

## ❖ Les escaliers

## ➤ La volée

Tableau 2.6. Evaluation des charges et surcharge pour la volée (escalier type I)

Désignation	Densité (kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (kn/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontale	20	0.02	0.4
Revêtement verticale	20	0.02 h/g	0.21
Mortier de pose horizontal	20	0.02	0.4
Mortier de pose verticale	20	0.02 h/g	0.21
Marche	22	h/2	2
Paillasse	25	e/cos31.73	4.65
Enduit de plâtre	10	0.02/cos31.73	0.23
Charge permanente <b>Gv</b>			<b>8.1</b>

Tableau 2.7. Evaluation des charges et surcharge pour la volée (escalier type II)

Désignation	Poids volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (kn/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontale	20	0.02	0.4
Revêtement verticale	20	0.02 h/g	0.23
Mortier de pose h	20	0.02	0.4
Mortier de pose v	20	0.02 h/g	0.23
Marche	22	h/2	2.19
Paillasse	25	e/cos33.69	4.81
Enduit de plâtre	10	0.02/cos33.69	0.17
Charge permanente <b>Gv</b>			<b>8.43</b>

➤ **Le palier****Tableau 2.8. Evaluation des charges pour le palier**

Désignation	Densité (kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (kn/m <sup>2</sup> )
Paillasse	25	0.16	4
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
<b>Charge permanente G<sub>p</sub></b>			<b>5.36</b>

❖ **Les murs extérieurs****Tableau 2.9. Evaluation des charges et surcharges des murs extérieurs**

Désignation	Densité (kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (kn/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
Brique creuse	8.67	0.15	1.3
Lame d'air	/	0.05	/
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
<b>Charge permanente G</b>			<b>2.8</b>

❖ **Les murs intérieurs****Tableau 2.10. Evaluation des charges des murs intérieurs**

Désignation	Densité (kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (kn/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2

Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente <b>G</b>			<b>1.3</b>

❖ Acrotère

Tableau 2.11. Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère

Désignation	Acrotère pour terrasse inaccessible			Acrotère pour terrasse accessible		
	Hauteur (m)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids (kn/ml)	Hauteur (m)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids (kn/ml)
Acrotère	0.6	0.069	1.72	1.2	0.128	3.21
Enduit de ciment	/	/	0.035*20*0.6=0.42	/	/	0.035*20*1.2=0.84
Charge permanente <b>G</b>			<b>2.14</b>	Charge permanente <b>G</b>		<b>4.05</b>

❖ Charges d'exploitation

Tableau 2.12. Evaluation des charges d'exploitations des différents éléments

Désignation	Plancher terrasse inaccessible	Plancher étage courant	RDC (commerciale)	s-sols (parking)	Balcon (dalle pleine)	Escaliers
Charge d'exploitation <b>Q</b> (kn/m <sup>2</sup> )	<b>1</b>	<b>1.5</b>	<b>5</b>	<b>2.5</b>	<b>3.5</b>	<b>2.5</b>

## 2.4. La descente des charges

La descente des charges va être effectuée pour le poteau le plus chargé (poteau de la cage d'escaliers).

➤ **La loi de dégression des charges d'exploitations :**

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

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ....n numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous le toit ou terrasse :	$Q_0$
Sous le dernier étage :	$Q_0 + Q_1$
Sous l'étage immédiatement inférieur (étage2) :	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
Sous l'étage immédiatement inférieur (étage3) :	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Sous l'étage n quelconque :	$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots Q_n)$

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

➤ Descente des charges pour le poteau de la cage d'escalier

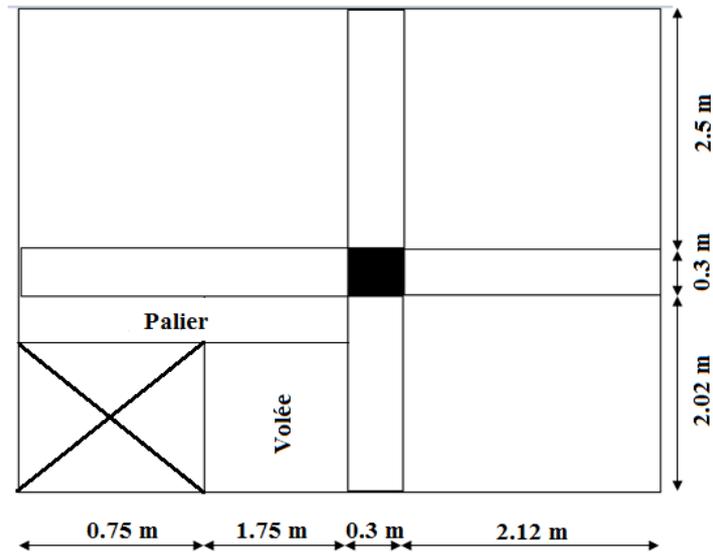


Figure 2.2. Surface afférente pour le poteau cage d'escalier

$$L_{ps} = 4,62 \text{ m} ; L_{pp} = 4,52 \text{ m} ;$$

$$S_{\text{maçonnerie}} = 10,84 \text{ m}^2 \text{ (étage courant)} ; S_{\text{maçonnerie}} = 14,01 \text{ m}^2 \text{ (RDC)}$$

❖ La surface afférente terrasse inaccessible

$$S_{\text{plancher}} = 11,30 \text{ m}^2 \text{ (entre nus d'appuis)} ; S_{\text{plancher}} = 12,77 \text{ m}^2 \text{ (entre axe des appuis)}$$

❖ La surface afférente étages courants

$$S_{\text{plancher}} = 15,83 \text{ m}^2 \text{ (entre nus d'appuis)} ; S_{\text{plancher}} = 18 \text{ m}^2 \text{ (entre axe des appuis)}$$

$$S_{\text{palier}} = 1,45 \text{ m}^2 \text{ (entre nus d'appuis)} ; S_{\text{palier}} = 1,93 \text{ m}^2 \text{ (entre axe des appuis)}$$

$$S_{\text{volée}} = 2,23 \text{ m}^2.$$

❖ La surface afférente sous sol

$S_{\text{plancher}} = 20.87 \text{ m}^2$  (entre nus d'appuis) ;  $S_{\text{plancher}} = 23.71 \text{ m}^2$  (entre axe des appuis)

❖ Les charges d'exploitations sur les différents planchers

Tableau 2.13. La charge d'exploitation sur les différents planchers

	Terrasse inaccessible	Terrasse accessible	Etage courant	s-sols
$Q_{\text{plancher}}$ (kn)	12.77	27	27	59.27
$Q_{\text{escalier}}$ (kn) (volée+palier)	/	/	5.57+4.82 = 10.4	/

➤ Descente des charges

Tableau 2.14. Descente de charge pour le poteau de la cage d'escalier

Niveau		Eléments	G (kn)	Q (kn)
Toiture de CE (terrasse inaccessible)	N1	Acrotère	10.31	12.77
		Plancher corps creux	74.46	
		Poutre principale	13.56	
		Poutre secondaire	15.59	
		$\Sigma$	<b>113.92</b>	
Terrasse accessible	N2	Venant N1	113.92	31.83
		poteau	6.3	
		Plancher corps creux	104.16	
		Palier	7.77	
		Poutre principale	13.56	
		Poutre secondaire	15.59	
		Maçonnerie	30.37	

		$\Sigma$	<b>291.67</b>	<b>44.6</b>
Etage 10	N3	Venant de N2	291.67	37.4
		Poteau	8.57	
		Plancher corps creux	84.85	
		Palier	7.77	
		Poutre principale	13.56	
		Poutre secondaire	15.59	
		Volée	17.68	
		Maçonnerie	30.37	
		$\Sigma$	<b>470.06</b>	<b>78.54</b>
Etage 9	N4	Venant de N3	470.06	37.4
		Poteau	8.57	
		Plancher corps creux	84.85	
		Palier	7.77	
		Poutre principale	13.56	
		Poutre secondaire	15.59	
		Volée	17.68	
		Maçonnerie	30.37	
		$\Sigma$	<b>648.45</b>	<b>108.74</b>
Etage 8	N5	Venant de N4	648.45	37.4
		Poteau	11.2	
		Plancher corps creux	84.85	
		Palier	7.77	
		Poutre principale	13.56	
		Poutre secondaire	15.59	
		Volée	17.68	
		Maçonnerie	30.37	
		$\Sigma$	<b>829.47</b>	<b>135.19</b>
		Venant de N5	829.47	37.4
		Poteau	11.2	
		Plancher corps creux	84.85	

Etage 7	N6	Palier	7.77	
		Poutre principale	13.56	
		Poutre secondaire	15.59	
		Volée	17.68	
		Maçonnerie	30.37	
		<b>Σ</b>	<b>1010.49</b>	<b>157.91</b>
Etage 6	N7	Venant de N6	1010.49	
		Poteau	14.17	
		Plancher corps creux	84.85	37.4
		Palier	7.77	
		Poutre principale	13.56	
		Poutre secondaire	15.59	
		Volée	17.68	
		Maçonnerie	30.37	
		<b>Σ</b>	<b>1194.48</b>	<b>176.89</b>
Etage 5	N8	Venant de N7	1194.48	
		Poteau	14.17	
		Plancher corps creux	84.85	37.4
		Palier	7.77	
		Poutre principale	13.56	
		Poutre secondaire	15.59	
		Volée	17.68	
		Maçonnerie	30.37	
		<b>Σ</b>	<b>1378.47</b>	<b>194.69</b>
Etage 4	N9	Venant de N8	1378.47	
		Poteau	17.5	
		Plancher corps creux	84.85	37.4
		Palier	7.77	
		Poutre principale	13.56	
		Poutre secondaire	15.59	
		Volée	17.68	
		Maçonnerie	30.37	

		$\Sigma$	<b>1565.79</b>	<b>212.44</b>
Etage 3	N10	Venant de N9	1565.79	37.4
		Poteau	17.5	
		Plancher corps creux	84.85	
		Palier	7.77	
		Poutre principale	13.56	
		Poutre secondaire	15.59	
		Volée	17.68	
		Maçonnerie	30.37	
		$\Sigma$	<b>1753.11</b>	<b>231.25</b>
Etage 2	N11	Venant de N10	1753.11	37.4
		Poteau	21.17	
		Plancher corps creux	84.85	
		Palier	7.77	
		Poutre principale	13.56	
		Poutre secondaire	15.59	
		Volée	17.68	
		Maçonnerie	30.37	
		$\Sigma$	<b>1945.09</b>	<b>252.25</b>
Etage 1	N12	Venant de N11	1945.09	37.4
		Poteau	21.17	
		Plancher corps creux	84.85	
		Palier	7.77	
		Poutre principale	13.56	
		Poutre secondaire	15.59	
		Volée	17.68	
		Maçonnerie	30.37	
		$\Sigma$	<b>2136.08</b>	<b>268.44</b>
Etage s.pente	N13	Venant de N12	2136.08	37.4
		Poteau	25.2	
		Plancher corps creux	84.85	
		Palier	7.77	

		Poutre principale	13.56	
		Poutre secondaire	15.59	
		Volée	17.68	
		Maçonnerie	30.37	
		<b>Σ</b>	<b>2331.10</b>	<b>287.57</b>
Etage RDC	N14	Venant de N13	2331.10	
		Poteau	25.2	
		Plancher dalle pleine	91.97	37.4
		Palier	7.77	
		Poutre principale	15.59	
		Poutre secondaire	13.56	
		Volée	17.52	
		Maçonnerie	39.23	
		<b>Σ</b>	<b>2541.94</b>	<b>305.95</b>
Etage s-sol 2	N15	Venant de N14	2541.94	
		Poteau	30.1	
		Plancher dalle pleine	78.29	59.27
		Poutre principale	13.56	
		Poutre secondaire	15.59	
				<b>Σ</b>
Etage s-sol 1	N16	Venant de N15	2679.48	
		Poteau	30.1	
		Plancher dalle pleine	78.29	59.27
		Poutre principale	13.56	
		Poutre secondaire	15.59	
				<b>Σ</b>
<b>TOTAL</b>			<b>2817.02</b>	<b>372.27</b>

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 2817.02) + (1.5 \times 372.27) = 4361.38 \text{ Kn}$$

➤ **Descente des charges pour poteau centrale**

$$G = 1979.11 ; Q = 337.73 ; N_u = 3178.39 \text{ Kn.}$$

Les résultats obtenus montrent que le poteau de la cage d'escalier est le poteau le plus sollicité avec un effort normal égale à :  $N_u = 4361.38 \text{ Kn}$ .

Selon le **CBA93 (Art B.8.11)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10%. Après majoration on trouve :  **$N_u' = 4797.52 \text{ Kn}$**

## 2.5. Vérifications

### 2.5.1. Vérification des poteaux à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N_u}{B} \leq f_{bu}$  avec,  $B$  : section du poteau

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times F_c28}{1.5} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Les résultats de vérification à la compression sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 2.15. Vérification des poteaux à la compression simple**

Etages	Section (m <sup>2</sup> )	Nu' (kn)	Condition $\sigma_{adm} \geq \sigma_{cal}$		Observation
			$\sigma_{adm}$ (MPa)	$\sigma_{cal}$ (MPa)	
1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup> s-sols	65*65	4797.52	14.2	11.36	Vérifier
RDC+s.pente	60*60	4279.6	14.2	11.89	Vérifier
1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup> étages	55*55	3615	14.2	11.95	Vérifier
3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup> étages	50*50	2984.93	14.2	11.94	Vérifier
5 <sup>ème</sup> + 6 <sup>ème</sup> étages	45*45	2368.26	14.2	11.69	Vérifier
7 <sup>ème</sup> +8 <sup>ème</sup>	40*40	1761.13	14.2	11.0	Vérifier

9 <sup>ème</sup> +10 <sup>ème</sup> étages	35*35	1142.37	14.2	9.32	Vérifier
---	-------	---------	------	------	----------

**Remarque :** La condition est vérifiée pour les différents poteaux.

### 2.5.2. Vérification du critère de stabilité de forme

On prend le poteau du RDC pour exemple de calcul :

$$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times (3.50 - 0.45) = 2.135 \text{ m} \quad B = 0.6 \times 0.6 = 0.36 \text{ m}^2 \quad I = 1.08 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0.173 \text{ m} \quad \lambda = \frac{2.135}{0.173} = 12.34 \Rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{12.34}{35} \right)^2} = 0.829$$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier :  $B_r \geq \frac{Nu'}{\alpha \times \left( \frac{F_c}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{B_r \cdot \gamma_s} \right)}$  avec,  $A_s / B_r = 1\%$

$$B_r \geq \frac{4360 \times 10^{-3}}{0.829 \times \left( \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{115} \right)} \quad \text{or, } B_r = (0.6 - 0.02) \times (0.6 - 0.02) = 0.336 \text{ m}^2$$

$B_r = 0.336 \geq 0.234$ ..... Condition vérifiée, le Poteau ne risque pas de flambé.

Les résultats de vérification pour les autres poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 2.16. Vérification des poteaux au flambement**

Etages	Section (m <sup>2</sup> )	Nu' (kn)	Condition $B_r \geq B_{r \text{ cal}}$		Observation
			$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$B_{r \text{ cal}}$ (m <sup>2</sup> )	
1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup> s-sols	65*65	4797.52	0.396	0.259	Vérifier
RDC+s.pente	60*60	4279.6	0.336	0.234	Vérifier

1 <sup>er</sup> + 2 <sup>ème</sup> étages	55*55	3615	0.281	0.197	Vérifier
3 <sup>ème</sup> + 4 <sup>ème</sup> étages	50*50	2984.93	0.230	0.163	Vérifier
5 <sup>ème</sup> + 6 <sup>ème</sup> étages	45*45	2368.26	0.185	0.130	Vérifier
7 <sup>ème</sup> + 8 <sup>ème</sup>	40*40	1761.13	0.144	0.097	Vérifier
9 <sup>ème</sup> + 10 <sup>ème</sup> étages	35*35	1142.37	0.109	0.064	Vérifier

**Remarque :** La condition est vérifiée pour tous les étages, donc il n'y a pas de risque de flambement des poteaux.

## Chapitre 3 Calcul des éléments non structuraux

Dans ce chapitre on s'intéressera à l'étude des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement (différents planchers, escaliers, acrotère, et l'ascenseur. Cette étude va se faire en suivant les étapes suivantes : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur.

### 3.1. Calcul des planchers

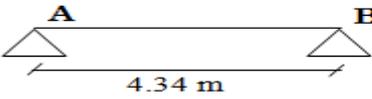
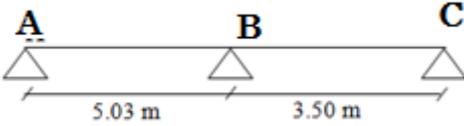
#### 3.1.1. Planchers à corps creux

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

##### ➤ Les différents types de poutrelles

Selon la disposition adoptée, les planchers présentent 4 types de poutrelles qui sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.1. Différents types de poutrelles

Types	Schémas statiques
	Poutrelles des planchers (étage courant et terrasse accessible)
Type 1	
Type 2	

Type 3	
	Poutrelles du plancher (terrasse inaccessible)
Type 4	

• 1. Calcul des charge revenants aux poutrelles

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

A l'ELS :  $P_s = G + Q$  ;  $q_s = 0.65 P_s$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

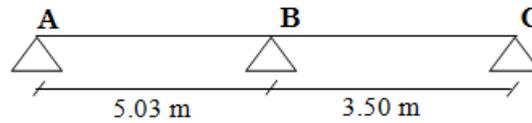
Tableau 3.2. Charge revenant aux poutrelles

	G (kn/m <sup>2</sup> )	Q(kn/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			P <sub>u</sub> (kn/ml)	Q <sub>u</sub> (kn/ml)	P <sub>s</sub> (kn/ml)	Q <sub>s</sub> (kn/ml)
Terrasse inaccessible	6.59	1	10.39	6.76	7.59	4.93
Terrasse accessible	6.58	1.5	11.13	7.23	8.08	5.25
Etage courant	5.36	1.5	9.48	6.16	6.86	4.46

• 2. Calcul des sollicitations maximales

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues. Dans notre cas pour les calculs des sollicitations on appliquera la méthode de CAQUO et la méthode forfaitaire.

- Exemple d'application de la méthode de CAQUO minoré
- ❖ Plancher étage courant (type 2)



$\frac{5.03}{3.50} = 1.44 > 1.25$  ; La méthode forfaitaire n'est pas applicable dans ce cas, car la condition  $(0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25)$  n'est pas vérifiée.

$$G' = \frac{2}{3}G = 3.57 \text{ kn/m}^2$$

- 3. Les charges sur la poutrelle

$$\begin{cases} P'_u = 1.35G' + 1.5Q = 7.07 \text{ kn/m}^2 \\ P'_s = G' + Q = 5.07 \text{ kn/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q'_u = P'_u \times 0.65 = 4.59 \text{ kn/ml} \\ q'_s = P'_s \times 0.65 = 3.29 \text{ kn/ml} \end{cases}$$

- Les moments aux appuis :
  - Appuis de rives :

$$M_A = M_C = 0, \text{ les moments effectifs } M_A = M_C = -0.15M_0^{max}$$

$$\text{Avec : } M_0^{max} = \frac{q' \times L^2}{8}$$

$$\text{ELU : } M_A = M_C = -2.18 \text{ kn.m}$$

$$\text{ELS : } M_A = M_C = -1.56 \text{ kn.m}$$

- Appui intermédiaire :

$$l'_g = 5.03 \text{ m} \quad \text{Et} \quad l'_d = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{ELU : } M_B = -\frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} = -10.77 \text{ kn.m}$$

$$\text{ELS : } M_B = -\frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} = -7.72 \text{ kn.m}$$

- **Les moments en travées** (pour les calculs on utilise G non pas  $G'$ )

Travée AB :

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{5.03}{2} - \frac{10.77}{6.16 \times 5.03} = 2.16 \text{ m}$$

$$\text{ELU} : M_t = \frac{q \times x}{2} (l - x) + M_B \times \frac{x}{l} = 14.48 \text{ kn.m}$$

$$\text{ELS} : M_t = 10.49 \text{ kn.m}$$

Travée BC :

$$x = 2.25 \text{ m}$$

$$\text{ELU} : M_t = 4.82 \text{ kn.m}$$

$$\text{ELS} : M_t = 3.51 \text{ kn.m}$$

- **L'effort tranchant**

Travée AB :

$$\begin{cases} V_A = V_0 - \frac{M_g - M_d}{l} = 13.35 \text{ kn} \\ V_B = -V_0 - \frac{M_g - M_d}{l} = 17.63 \text{ kn} \end{cases}$$

Les résultats des autres types de poutrelles de l'étage courant sont résumés dans les tableaux suivant :

Type 1

**Tableau 3.3. Sollicitations sur les poutrelles type 1**

ELU							
Travée	L (m)	$M_0$ (kn.m)	$M_A$ (kn.m)	$M_B$ (kn.m)	$M_t$ (kn.m)	$V_A$ (kn)	$V_B$ (kn)
AB	4.34	14.42	- 2.16	- 2.16	14.42	13.38	- 13.38
Sollicitations max	<b>Ma = -2.16 kn.m ; Mt = 14.42 kn.m ; Vmax = 13.38 kn</b>						

ELS							
Travée	L (m)	$M_0$ (kn.m)	$M_A$ (kn.m)	$M_B$ (kn.m)	$M_t$ (kn.m)	$V_A$ (kn)	$V_B$ (kn)
AB	4.34	10.50	- 1.58	- 1.58	10.50	/	/
Sollicitations max	<b><math>M_a = -1.58 \text{ kn.m}</math> ; <math>M_t = 10.50 \text{ kn.m}</math></b>						

Type 3 :

Tableau 3.4. Sollicitations sur les poutrelles type 3

ELU							
Travée	L (m)	$M_0$ (kn.m)	$M_g$ (kn.m)	$M_d$ (kn.m)	$M_t$ (kn.m)	$V_g$ (kn)	$V_d$ (kn)
AB	4	12.08	- 1.78	- 6.84	9.15	10.62	-14.04
BC	3.5	9.43	-6.84	- 7.54	2.25	10.58	- 10.98
CD	5.30	21.60	- 7.54	- 10.49	12.66	15.78	-16.89
DE	4.55	15.51	- 10.49	- 1.78	11.14	16.32	-11.73
Sollicitations max	<b><math>M_{r_a} = -1.78 \text{ kn.m}</math>; <math>M_{i_a} = -10.49 \text{ kn.m}</math> <math>M_t = 12.66 \text{ kn.m}</math>; <math>V_{max} = 16.89 \text{ kn}</math></b>						
ELS							
Travée	L (m)	$M_0$ (kn.m)	$M_g$ (kn.m)	$M_d$ (kn.m)	$M_t$ (kn.m)	$V_g$ (kn)	$V_d$ (kn)
AB	4	8.75	- 1.28	- 4.90	6.64	/	/
BC	3.5	6.83	- 4.90	- 5.41	1.67	/	/
CD	5.30	15.64	- 5.41	- 7.52	9.21	/	/
DE	4.55	11.23	- 7.52	- 1.28	8.08	/	/
Sollicitations max	<b><math>M_{r_a} = -1.28 \text{ kn.m}</math>; <math>M_{i_a} = -7.52 \text{ kn.m}</math> <math>M_t = 9.21 \text{ kn.m}</math></b>						

## ❖ Plancher terrasse accessible

Type 1

Tableau 3.5. Sollicitations sur les poutrelles type 1

ELU							
Travée	L (m)	$M_0$ (kn.m)	$M_A$ (kn.m)	$M_B$ (kn.m)	$M_t$ (kn.m)	$V_A$ (kn)	$V_B$ (kn)
AB	4.34	17.04	- 2.56	- 2.56	17.04	15.70	- 15.70
Sollicitations max	<b><math>M_a = -2.56 \text{ kn.m}</math> ; <math>M_t = 17.04 \text{ kn.m}</math> ; <math>V_{\max} = 15.70 \text{ kn}</math></b>						
ELS							
Travée	L (m)	$M_0$ (kn.m)	$M_A$ (kn.m)	$M_B$ (kn.m)	$M_t$ (kn.m)	$V_A$ (kn)	$V_B$ (kn)
AB	4.34	12.37	- 1.85	- 1.85	12.37	/	/
Sollicitations max	<b><math>M_a = -1.85 \text{ kn.m}</math> ; <math>M_t = 12.37 \text{ kn.m}</math></b>						

Type 2 :

Tableau 3.6. Sollicitations sur les poutrelles type 2

ELU							
Travée	L (m)	$M_0$ (kn.m)	$M_g$ (kn.m)	$M_d$ (kn.m)	$M_t$ (kn.m)	$V_g$ (kn)	$V_d$ (kn)
AB	5.03	24.47	- 2.52	- 12.47	17.08	15.72	- 20.68
BC	3.50	10.22	- 12.47	-2.52	5.72	16.22	- 9.10
Sollicitations max	<b><math>M^r_a = -2.52 \text{ kn.m}</math> ; <math>M^i_a = -12.47 \text{ kn.m}</math> <math>M_t = 17.08 \text{ kn.m}</math> ; <math>V_{\max} = 20.68</math></b>						
ELS							
Travée	L (m)	$M_0$ (kn.m)	$M_g$ (kn.m)	$M_d$ (kn.m)	$M_t$ (kn.m)	$V_g$ (kn)	$V_d$ (kn)
AB	5.03	16.32	- 1.82	- 8.98	12.42	/	/
BC	3.50	8.20	- 8.98	- 1.82	4.18	/	/
Sollicitations max	<b><math>M^r_a = -1.82 \text{ kn.m}</math> ; <math>M^i_a = -8.98 \text{ kn.m}</math> <math>M_t = 12.42 \text{ kn.m}</math></b>						

Type 3 :

Tableau 3.7. Sollicitations sur les poutrelles type 3

ELU							
Travée	L (m)	$M_0$ (kn.m)	$M_g$ (kn.m)	$M_d$ (kn.m)	$M_t$ (kn.m)	$V_g$ (kn)	$V_d$ (kn)
AB	4	14.21	- 2.06	- 7.90	10.79	12.50	-16.45
BC	3.5	11.08	-7.90	- 8.72	2..78	12.43	- 12.90
CD	5.30	25.39	- 8.72	- 12.12	15.02	18.53	-19.82
DE	4.55	18.25	- 12.12	- 2.06	13.16	19.13	-13.80
Sollicitations max	$M_{r_a} = -2.06 \text{ kn.m}; M_{i_a} = -12.12 \text{ kn.m}$ $M_t = 15.02 \text{ kn.m}; V_{\max} = 19.82 \text{ kn}$						
ELS							
Travée	L (m)	$M_0$ (kn.m)	$M_g$ (kn.m)	$M_d$ (kn.m)	$M_t$ (kn.m)	$V_g$ (kn)	$V_d$ (kn)
AB	4	10.30	- 1.49	- 5.69	7.85	/	/
BC	3.5	8.04	- 5.69	- 6.28	2.06	/	/
CD	5.30	18.41	- 6.28	- 8.73	10.96	/	/
DE	4.55	13.23	- 8.73	- 1.49	9.58	/	/
Sollicitations max	$M_{r_a} = -1.49 \text{ kn.m}; M_{i_a} = -8.73 \text{ kn.m}$ $M_t = 10.96 \text{ kn.m}$						

#### ❖ Plancher terrasse inaccessible

Pour cette disposition les calculs seront fait en utilisant la méthode forfaitaire.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.8. Sollicitations sur les poutrelles du plancher terrasse inaccessible

ELU							
Travée	L (m)	$M_0$ (kn.m)	$M_g$ (kn.m)	$M_d$ (kn.m)	$M_t$ (kn.m)	$V_g$ (kn)	$V_d$ (kn)
AB	5.03	23.73	- 3.56	- 14.24	17.78	17.91	- 20.59
BC	3.50	10.22	- 14.24	-3.56	9.86	16.13	- 14.66
Sollicitations max	$M^r_a = -3.56 \text{ kn.m}; M^i_a = -14.24 \text{ kn.m}$ $M_t = 17.78 \text{ kn.m}; V_{\max} = 20.59 \text{ kn}$						
ELS							
Travée	L (m)	$M_0$ (kn.m)	$M_g$ (kn.m)	$M_d$ (kn.m)	$M_t$ (kn.m)	$V_g$ (kn)	$V_d$ (kn)
AB	5.03	15.91	- 2.39	- 10.39	13	/	/
BC	3.50	11.62	- 10.39	- 2.39	7.2	/	/
Sollicitations max	$M^r_a = -2.39 \text{ kn.m}; M^i_a = -10.39 \text{ kn.m}$ $M_t = 13.00 \text{ kn.m}$						

## ❖ Récapitulation des sollicitations maximales sur les différents étages

Tableau 3.9. Sollicitations max sur les différents étages

Type de plancher	ELU				ELS		
	Mappui de rive (kn.m)	Mappui int max (kn.m)	Mtravée max (kn.m)	Vmax (kn)	Mappui de rive (kn.m)	Mappui int max (kn.m)	Mtravée max (kn.m)
Terrasse inaccessible	3.56	14.24	17.78	20.59	2.39	10.39	13.00
Terrasse accessible	2.56	12.47	17.08	20.68	1.85	8.98	12.42
Etage courant	2.18	10.77	14.48	17.63	1.56	7.72	10.49

- 
-

- 4. Ferrailage des poutrelles

- ❖ Etage courant :

a. ferrailage longitudinale

$$M_t = 14.48 \text{ kn.m}; M_a^{rive} = 2.18 \text{ kn.m}; M_a^{int} = 10.77 \text{ kn.m}; V^{max} = 17.63 \text{ kn}$$

$$h = 24 \text{ cm}; b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; d = 22 \text{ cm}; FPN$$

En travée

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

Calcul du moment équilibré par la table de compression  $M_{Tu}$

$$M_{tu} = bh_0 f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 0.65 * 0.04 * 14.2 * 10^3 \left( 0.22 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 73.84 \text{ KN.m}$$

$$\text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} > M_{max}^t = 14.48 \text{ KN.m}$$

⇒ L'axe neutre passe par la table de compression, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire :  $(h_t * b) = (20 \text{ cm} * 65 \text{ cm})$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_{bu} = \frac{14.48 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.03241 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \quad \xi_{st} = 10\%_0 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0412 \quad z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.0412) = 0.216$$

$$A_s \geq \frac{M_{\max}^t}{Z \times f_{st}} = \frac{14.48 \times 10^{-3}}{0.216 \times 348} \Rightarrow A_s = 1.93 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2 < A_t$$

On opte pour 3HA10 = 2.36 cm<sup>2</sup>

### En appui

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

### **Apuui intermédiaire**

$M_u = 10.77 \text{ KN.m}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.77 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.131$$

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.131}) = 0.176$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.176) = 0.205 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{10.77 \times 10^{-3}}{0.205 \times 348} = 1.51 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.32 \text{ cm}^2 < A_t$$

On opte pour 1HA12+1HA10 = 1.92cm<sup>2</sup>.

### Appui de rive

M<sub>u</sub>=2.18KN.m.

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.18 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.026$$

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

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 ; \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) = 0.033$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.033) = 0.217 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2.18 \times 10^{-3}}{0.217 \times 348} = 0.289 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 0.32 \text{ cm}^2 > A_a$$

On opte pour 1HA8 = 0.5 cm<sup>2</sup>.

### b. Ferrailage transversale

- **Vérification aux cisaillements**

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (art A.5.1.2.1.1)}$$

$$V^{\max} = 17.63 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{17.63 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22} = 0.668 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

- **Armature transversales**

Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales est donné par :  $\Phi_t \leq \min \{h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L\}$

$\Phi_L$  : diamètre minimale des armatures longitudinale ( $\Phi_L = 8 \text{ mm}$ ).

$$\Phi_t \leq \min \{240 / 35, 120 / 10, 8\} = 6.86 \text{ mm}$$

On adopte un étrier  $\Phi 8$  :  $A_t = 2\Phi 8 = 1.05 \text{ cm}^2$ .

- **Espacement**

$$St = \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm} \\ \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = 87.5 \text{ cm} \\ \frac{0.8 * A_t * f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 * K * f_{t28})} = 73.68 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (art A.5.1.2.2)}$$

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

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

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{BAEL99 (Art A.5.1.2.1.1)}$$

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

$$\tau_u = \frac{0.265 \times 17.63 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 0.91 \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

**Appuis de rive :**

On doit vérifier que :  $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$  **CBA93 (Art A.5.1.3.1.2).**

$$A_s = 2.36 + 0.5 = 2.86 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 \times 17.63 \times 10^{-3} / 400 = 0.51 \text{ cm}^2$$

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

**Appuis intermédiaire :**

On doit vérifier que :  $A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d)$  ;  $A_s = 2.36 + 1.92 = 4.28 \text{ cm}^2$ .

$$1.15 / 400 (17.63 - 10.77 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.22) = 1.64 \text{ cm}^2$$

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

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

**Vérification de la bielle :**

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$  **CBA (Art A.5.1.3.1)**

$$\text{Avec : } a_{\max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.22 = 19.8 \text{ cm}$$

$V_u = 0.01763 \text{ MN} < 0.267 \times 0.198 \times 0.12 \times 25 = 0.159 \text{ MN}$  ..... Condition vérifiée.

➤ **Vérification à l'ELS**

- **Les vérifications à faire sont :**

Etat limite d'ouverture des fissures

Etat limite de déformation

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

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$  **BAEL91 (Art 4.5.2)**

- **En travée :**  $M_{ser} \text{ (kn)} = 10.49$  ;  $A_t = 2.36 \text{ cm}^2$

$H = H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -1.172 * 10^{-4} \text{ m} < 0$  ; le calcul se fera pour une section en T.

**Tableau 3.10. Vérification des contraintes en travée**

Mser (kn)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
10.49	3.31	13164.4	2.64	15

- **Aux appuis :**

**Tableau 3.11. Vérification des contraintes aux appuis**

	Mser (kn)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appui de rive	1.56	4.66	265984	2.73	15
Appui intermédiaire	7.72	8.15	7689.86	8.18	15

- **Etat limite de déformation (vérification de la flèche)**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \dots \dots (2) \\ \frac{A}{d \cdot b_0} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

On a :  $\frac{h}{L} = \frac{24}{530} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$  condition non vérifié, donc on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :  $\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$

La flèche admissible pour une poutre supérieur à 5m est de :

$$f_{adm} = \left( \frac{l}{1000} + 0.5 \right) = \frac{530}{1000} + 0.5 = 1.03cm$$

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

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

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

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

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

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

### Propriété de la section

Position de l'axe neutre :  $y = 4.38 \text{ cm}$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})} = 8.7 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I_0 = 33021.57 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 22} = 0.0089$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0089 \times (2 + 3)} = 4.599$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.839$$

### Les contraintes

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

### Les inerties fictives

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \quad ; \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \quad ; \quad \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

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

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

➤ **Evaluation de la flèche**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 4.2 = 2.73 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.36 = 3.48 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.36 + 1.5) = 4.46 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = 5.694 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 7.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 9.21 \text{ KN.m}$$

$$Y = 4.38 \text{ cm}; \quad I_0 = 33021.57 \text{ cm}^4; \quad I = 12811 \text{ cm}^4; \quad A = 2.36 \text{ cm}^4; \quad \rho = 0.0089$$

$$\lambda_i = 4.599 ; \quad \lambda_v = 1.839$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{5.694 \times (0.22 - 0.0438) \times 10^2}{12.811} \Rightarrow \sigma_{sj} = 116.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{7.23 \times (0.22 - 0.0438) \times 10^2}{12.811} \Rightarrow \sigma_{sg} = 149.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{9.21 \times (0.22 - 0.0438) \times 10^2}{12.811} \Rightarrow \sigma_{sp} = 189.96 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0089 \times 116.47 + 2.1} = 0.411$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0089 \times 149.2 + 2.1} = 0,506$$

$$\mu_q = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0089 \times 189.69 + 2.1} = 0,587$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times 0,00033021}{1 + 4.599 \times 0.411} = 0,000125\text{m}^4 ; \quad I_{f\bar{i}g} = \frac{1.1 \times 0,00033021}{1 + 4.599 \times 0.506} = 0,000109\text{m}^4$$

$$I_{f\bar{i}P} = \frac{1.1 \times 0,00033021}{1 + 4.599 \times 0.587} = 0,000098\text{m}^4 ; \quad I_{f\bar{i}g} = \frac{1.1 \times 0,00033021}{1 + 1.839 \times 0.506} = 0,0001888\text{m}^4$$

$$f_{ij} = \frac{5.694 \times 5.3^2}{10 \times 32456.59 \times 0,000125} = 3.91\text{mm} ; \quad f_{gi} = \frac{7.23 \times 5.3^2}{10 \times 32456.59 \times 0,000109} = 5.74 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{9.21 \times 5.3^2}{10 \times 32456.59 \times 0,000098} = 8.13\text{mm} ; \quad f_{gv} = \frac{7.23 \times 5.3^2}{10 \times 10818.86 \times 0,0001888} = 9.95\text{mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 9.95 - 3.91 + 8.13 - 5.74 = 8.43 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 8.43\text{mm} < f_{adm} = 10.3\text{mm} \dots\dots \text{la flèche est vérifiée.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

**Tableau 3.12. Ferrailage des poutrelles de l'étage courant**

	$M_u$ (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adpt}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	18.48	0.032	0.041	0.216	1.93	1.73	<b>3HA10</b> <b>2.36</b>
En appui intermédiaire	10.77	0.131	0.176	0.205	1.51	0.32	<b>1HA12+1HA10</b> <b>1.92</b>
En appui de rive	2.18	0.026	0.033	0.217	0.29	0.32	<b>1HA10</b> <b>0.79</b>

Tableau 3.13. Evaluation de la flèche pour le plancher étage courant

Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	$\Delta f$ (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
4.38	12811	33021	12500	10900	9800	18880	<b>0.843</b>	<b>1.03</b>

## ❖ Plancher terrasse accessible

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

Tableau 3.14. Ferrailage des poutrelles du plancher terrasse accessible

	M <sub>u</sub> (kn.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adpt</sub> (cm <sup>2</sup> )
En travée	17.08	0.038	0.048	0.215	2.28	1.73	<b>3HA12</b> <b>3.39</b>
En Appui de rive	2.56	0.031	0.039	0.216	0.34	0.32	<b>1HA10</b> <b>0.79</b>
En appui intermédiaire	12.47	0.151	0.206	0.202	1.78	0.32	<b>1HA12+1HA10</b> <b>1.92</b>

Tableau 3.15. Evaluation de la flèche pour le plancher terrasse accessible

L (m)	As (cm)	M <sub>jser</sub> (kn.m)	M <sub>gser</sub> (kn.m)	M <sub>pser</sub> (kn.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
5.30	3.39	5.69	8.92	10.95	17396.9	35677.3
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	$\Delta f$ (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
5.12	16703.6	13727.2	12836.5	22508.5	<b>0.9</b>	<b>1.03</b>

## ❖ Plancher terrasse inaccessible

On procède de la même manière, le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau 3.16. Ferrailage des poutrelles du plancher terrasse inaccessible**

	$M_u$ (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adpt}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	17.78	0.2015	0.307	0.193	2.65	1.73	<b>2HA12+1HA14</b> <b>3.80</b>
En Appui de rive	3.56	0.043	0.055	0.215	0.48	0.32	<b>1HA12</b> <b>1.13</b>
En appui intermédiaire	14.24	0.173	0.239	0.199	2.06	0.32	<b>2HA12</b> <b>2.26</b>

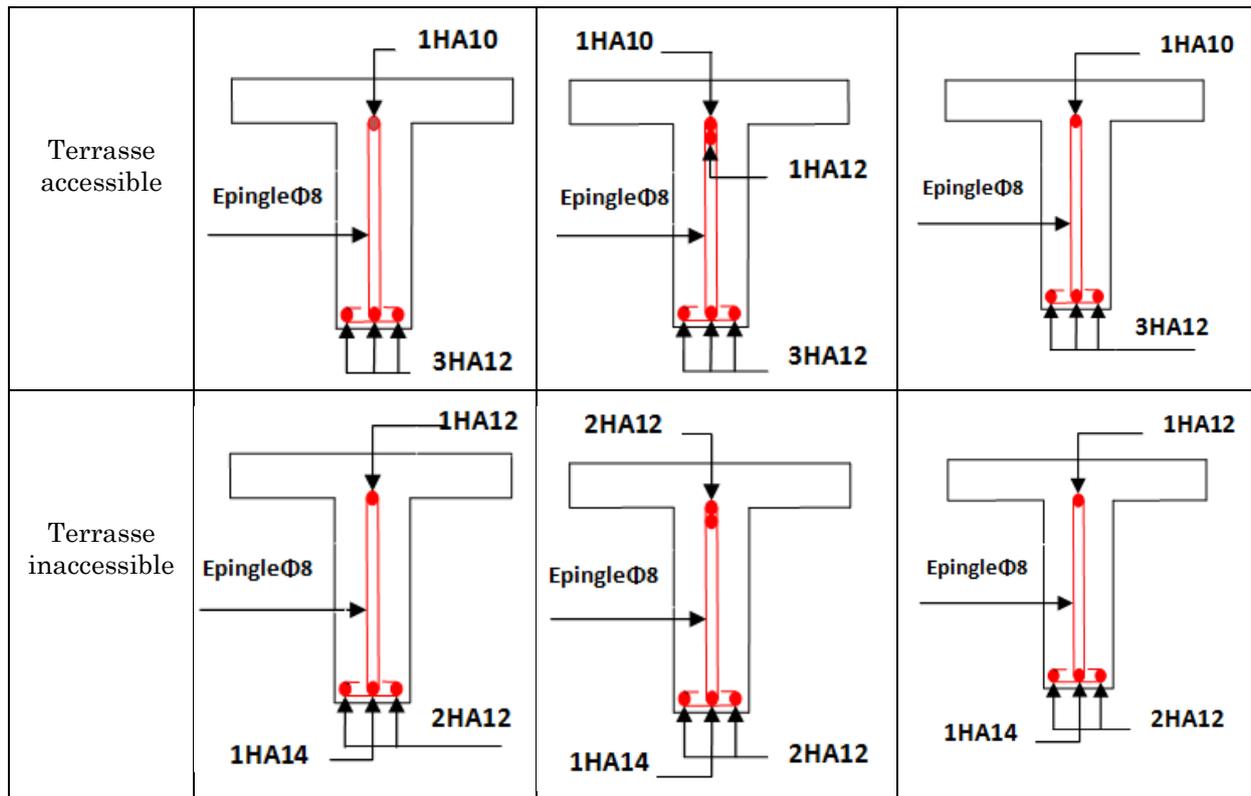
**Tableau 3.17. Evaluation de la flèche terrasse inaccessible**

L (m)	$A_s$ (cm)	$M_{jsr}$ (kn.m)	$M_{gsr}$ (kn.m)	$M_{psr}$ (kn.m)	I (cm <sup>4</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )
5.30	3.80	7.19	11.26	12.98	19118.6	36693.4
Y (cm)	$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fgi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fpi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fgv}$ (cm <sup>4</sup> )	$\Delta f$ (cm)	$f_{adm}$ (cm)
5.39	16439.1	14107.1	13592	23137.6	<b>1.021</b>	<b>1.03</b>

✓ Schéma de ferrailage des poutrelles

**Tableau 3.18. Schéma de ferrailage des poutrelles**

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage courant			



➤ **Ferraillage de la dalle de compression**

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

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

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

- **Armature parallèle aux poutrelles :**

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

On choisit un treillis soudés à maille carrée de 150 mm.

$5\text{TS5}/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2$  : perpendiculaire aux poutrelles  $\rightarrow St = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$  vérifiée.

$3TS6/ml = 0.85cm^2$ : parallèles aux poutrelles  $\rightarrow St = 15\text{ cm} < 30\text{ cm}$  vérifiée.

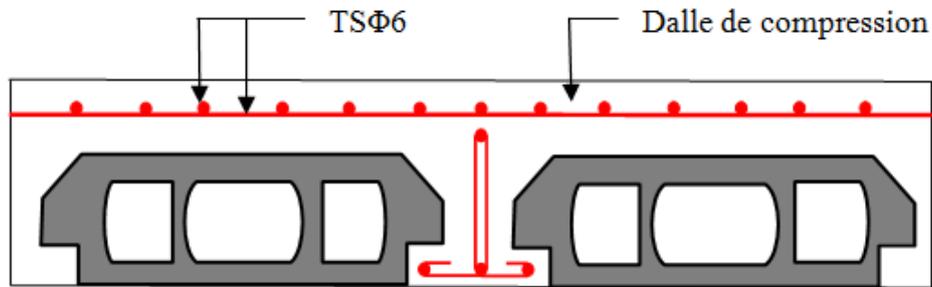


Figure 3.1. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

## 3.2. Etude des dalles pleines

### 3.2.1. Dalle pleine sur un seul appui (porte à faux qui donne sur les chambre)

- a. Evaluation des charges

#### a.1. La dalle en béton armé

Les calculs seront faits pour une bande de 1ml.

$$G = 5.81\text{ kn/m}^2; Q = 1.5\text{ kn/m}^2$$

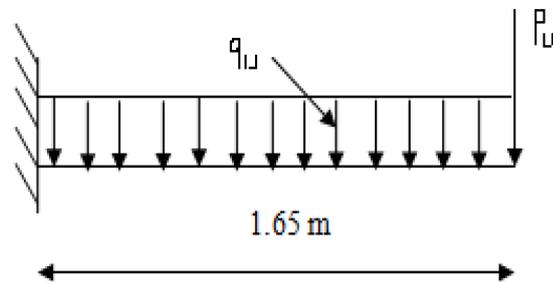


Figure 3.2. Schéma statique de la dalle pleine sur un appui

$$\underline{\text{A l'ELU}}: q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.09\text{ kn/m}^2$$

$$\underline{\text{A l'ELS}}: q_s = G + Q = 7.31\text{ kn/m}^2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.09\text{ kn/ml}; q_s = G + Q = 7.31\text{ kn/ml}$$

#### a.2. Poids du mur $P_u$ (double cloison)

$$G_{mur} = 2.8\text{ kn/m}^2 \quad \Rightarrow G_{mur} = 2.8 \times 2.65 = 7.42\text{ kn}$$

A l'ELU:  $P_u = 1.35G_{mur} = 10.02 \text{ kn}$

A l'ELS:  $P_s = G_{mur} = 7.42 \text{ kn}$

- **b. Calcul des sollicitations**

$$M_u^{max} = -\frac{q_u \times L^2}{2} - P_u \times L = -\frac{10.09 \times 1.65^2}{2} - 10.02 \times 1.65$$

$$\Rightarrow M_u^{max} = -30.26 \text{ kn.m}$$

$$M_s^{max} = -\frac{q_s \times L^2}{2} - P_s \times L = -\frac{7.31 \times 1.65^2}{2} - 7.42 \times 1.65$$

$$\Rightarrow M_s^{max} = -22.19 \text{ kn.m}$$

$$V_u^{max} = q_u \times L + P_u = 10.09 \times 1.65 + 10.02$$

$$\Rightarrow V_u^{max} = 26.67 \text{ kn}$$

- **c. Calcul de la section d'armature**

La section à ferrailer est  $(b \times e) = (1\text{ml} \times 0.15)\text{cm}^2$

$$e = 0.15 \text{ m}; \quad b = 1\text{ml}; \quad d = 0.13 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.126 \quad \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.169$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.121 \text{ m}$$

Sens principale:  $A_t = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = 7.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Condition de non fragilité**

$$A_t^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_t = 5HA14 = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens secondaire :  $A_r = \frac{A_t}{3} = \frac{7.18}{3} = 2.39 \text{ cm}^2/ml$

On adopte  $A_r = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2/ml$

- **Vérification des espacements des armatures**

Sens principale :

$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min[2e; 25 \text{ cm}] = 25 \text{ cm}$  .....condition vérifié.

Sens secondaire :

$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min[3e; 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm}$  .....condition vérifié.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} = 0.2 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

Remarque : aucune armature transversale n'est nécessaire.

- **d. Vérification à l'ELS**
- **Vérification des contraintes**

**Tableau 3.19. Vérification des contraintes**

Mser (kn)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
22.19	4.44	11380.71	8.66	15	Vérifiée	250.35	201.63	Non vérifiée

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$  On recalcule à l'ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_s} = 6.512 \times 10^{-3} \\ \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = 0.374 \Rightarrow \text{On adopte } A_t = 7HA14 = 10.78 \text{ cm}^2 \\ A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_s} = 9.67 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min[2e; 25 \text{ cm}] = 25 \text{ cm}$$

Tableau 3.20. Revérification des contraintes de compression du béton

Mser (kn)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
22.19	5.06	14512.62	7.74	15

- Vérification de la flèche

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'ya pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{e}{l} = 0.091 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0.05 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0083 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- e. Schéma de ferrailage

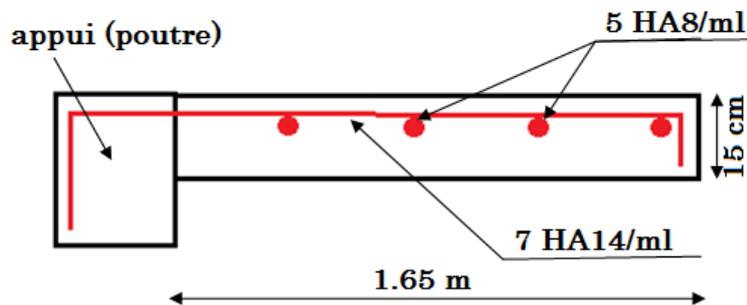


Figure 3.3. Schéma de ferrailage de la dalle porte à faux

### 3.2.2. Dalles pleines sur deux appuis

On a deux types selon la charge d'exploitation :

- a. Balcon sur deux appuis
- a.1. Évaluation des charges

Les calculs seront faits pour une bande de 1ml.

$$G = 5.81 \text{ kn/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ kn/m}^2$$

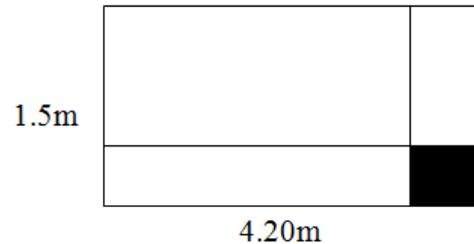


Figure 3.4. Dalle sur deux appuis (type 1)

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 13.09 \text{ kn/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q = 9.31 \text{ kn/m}^2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 13.09 \text{ kn/ml} ; q_s = G + Q = 9.31 \text{ kn/ml}$$

$$\begin{cases} L_x = 1.5 \text{ m} \\ L_y = 4.2 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.357 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens} \\ \text{(comme une console).}$$

Soit  $P_u$  la charge du garde corps (charge concentrée) à l'extrémité de la dalle, avec :

$$P_u = 1.35(1.3 \times 1.2 \times 1) = 2.11 \text{ kn} \quad ; \quad P_s = 1.3 \times 1.2 = 1.56 \text{ kn}$$

#### a.2. Calcul des sollicitations

$$M_u^{max} = -\frac{q_u \times L_x^2}{2} - P_u \times L_x = -17.89 \text{ kn.m}$$

$$M_s^{max} = -\frac{q_s \times L_x^2}{2} - P_s \times L_x = -12.81 \text{ kn.m}$$

$$V_u^{max} = q_u \times L + P_u = 21.75 \text{ kn}$$

### a.3. Calcul de la section d'armature

Sens principale :

Tableau 3.21. Résultats du ferrailage de la dalle sur deux appuis (type 1)

$M_u^x$ (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_t^x$ (cm <sup>2</sup> /ml)
17.89	0.074	0.096	0.125	4.11

- Condition de non fragilité

$$\text{On a } \begin{cases} \rho < 0.4 \\ e > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow A_{tx}^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 < A_t^x$$

Sens secondaire : on doit mettre des armatures de répartition  $A_r$

$$A_r = \frac{A_t^x}{3} = 2.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Le choix des barres

Sens principale //  $L_x$  :  $A_t^x = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min[2e; 25 \text{ cm}] = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Sens secondaire //  $L_y$  :  $A_r = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min[3e; 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} = 0.17 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

Il n'est pas nécessaire de mettre  $A_t$  dans la dalle.

a.4. Vérification à l'ELS

- Vérification des contraintes

Tableau 3.22. Vérification des contraintes

Mser (kn)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
12.81	3.57	7545.75	6.06	15	Vérifiée	240.11	201.63	Non vérifiée

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{On recalcule à l'ELS : } \begin{cases} \beta = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_s} = 3.76 \times 10^{-3} \\ \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = 0.297 \\ A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_s} = 5.42 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$\Rightarrow$  On adopte  $A_t = 5HA14 = 5.65 \text{ cm}^2$

$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min[2e; 25 \text{ cm}] = 25 \text{ cm}$

Tableau 3.23. Revérification des contraintes de compression du béton

Mser (kn)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
12.81	3.92	8995.21	9.51	15

- Vérification de la flèche

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'ya pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{e}{l} = 0.1 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0.05 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

## a.5. Schéma de ferrailage

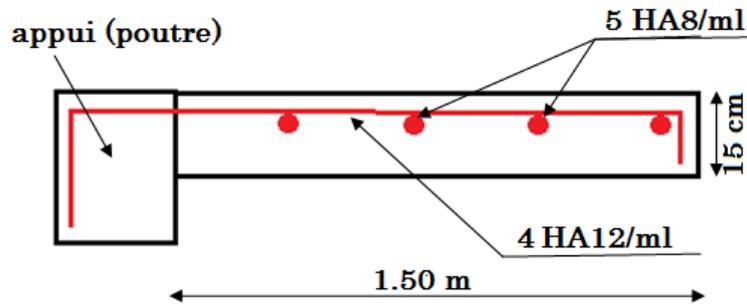


Figure 3.5. Schéma de ferrailage du balcon

- b. Dalle sur deux appuis (appartenant à l'étage courant)

## b.1. Evaluation des charges

$$G = 5.81 \text{ kn/m}^2 \quad Q = 1.5 \text{ kn/m}^2$$

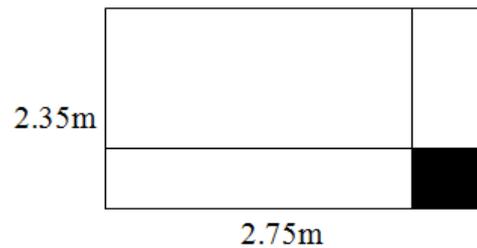


Figure 3.6. Dalle sur deux appuis (type 2)

$$\text{A l'ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.09 \text{ kn/m}^2$$

$$\text{A l'ELS} : q_s = G + Q = 7.31 \text{ kn/m}^2$$

Les calculs seront fait pour une bande de 1ml :

$$\text{Donc} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.09 \text{ kn/ml} ; q_s = G + Q = 7.31 \text{ kn/ml}$$

$$\begin{cases} L_x = 2.35 \text{ m} \\ L_y = 2.75 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.854 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y$$

### b.2. Calcul des sollicitations

$$\underline{\text{A l'ELU}}: \quad \nu = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.854 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * q_U = 2.82 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 1.94 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Panneau de rive**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{ox} = 2.40 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 * M_{oy} = 1.65 \text{KN.m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} M_x^a = -0.3 * M_{ox} = -0.85 \text{KN.m} \\ M_y^a = -0.3 * M_{oy} = -0.58 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Effort tranchant**

$$V_x = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_x = 7.73 \text{kn}$$

$$\underline{\text{A l'ELS}}: \quad \nu = 0.2 \quad \text{et} \quad \rho = 0.854 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.7794 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * q_S = 2.32 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 1.81 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Panneau de rive**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{ox} = 1.97 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 * M_{oy} = 1.54 \text{KN.m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} M_x^a = -0.3 * M_{ox} = -0.70 \text{KN.m} \\ M_y^a = -0.3 * M_{oy} = -0.54 \text{KN.m} \end{cases}$$

### b.3. Calcul de la section d'armature

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de  $(1 * 0.15) \text{ m}^2$

Sens principale (//Lx)

**Tableau 3.24. Résultats du ferrailage de la dalle sur deux appuis (type 2)**

Sens	$M_u^x$ (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_t^x$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Amin (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopt}^x$ (cm <sup>2</sup> /ml)
// Lx	En travée						
	2.4	0.01	0.013	0.129	0.53	1.29	4HA8 = 2.01
	$M_u^a$ (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_t^a$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Amin (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopt}^a$ (cm <sup>2</sup> /ml)
	En appui						
	0.85	0.004	0.005	0.13	0.19	1.57	4HA8 = 2.01

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min}^t = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * e = 1.29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min}^a = 0.23bd \frac{f_t28}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Vérification de l'espacement**

En travée :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Vérifié

Aux appuis :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Vérifié

Sens secondaire (//Ly)

**Tableau 3.25. Résultats du ferrailage de la dalle sur deux appuis (type 2)**

Sens	$M_u^y$ (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_t^y$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}^y = \rho_0 b e$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopt}^y$ (cm <sup>2</sup> /ml)
// Ly	En travée						
	1.65	0.007	0.009	0.129	0.37	1.2	3HA8 = 1.51

- **Vérification de l'espacement**

En travée :  $St = 33 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ ..... Vérifié.

- **Vérification des valeurs minimales**

$A_y^t = 1.51 \text{ cm}^2 \geq \frac{A_x^t}{3} = 0.67 \text{ cm}^2$  ..... Vérifié.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.06 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

Commentaire : Aucune armature transversale n'est nécessaire dans la dalle.

#### b.4. Vérification à l'ELS

- **Vérification des contraintes**

En travée (//Lx) :

**Tableau 3.26. Vérification des contraintes (sens principale)**

Mser (kn)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
1.97	2.52	3844.82	1.29	15	Vérifiée	80.54	201.63	vérifiée

En travée (//Ly) :

**Tableau 3.27. Vérification des contraintes (sens secondaire)**

Mser (kn)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
1.54	2.21	2996.8	1.14	15	Vérifiée	83.17	201.63	vérifiée

Aux appuis :

Tableau 3.28. Vérification des contraintes (aux appuis)

Mser (kn)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
0.70	2.52	3844.82	0.46	15	Vérifiée	28.62	201.63	vérifiée

• Vérification de la flèche

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'ya pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{e}{l} = 0.064 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0015 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

b.5. Schéma de ferrailage

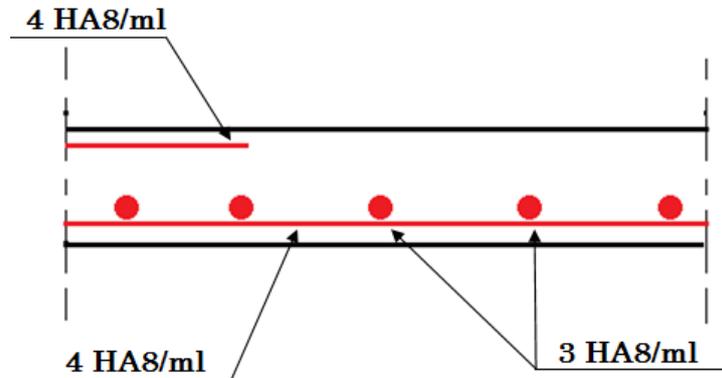


Figure 3.7. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis

### 3.2.3. Dalles pleines sur trois appuis

- a. Evaluation des charges

$$G = 5.81 \text{ kn/m}^2; Q = 1.5 \text{ kn/m}^2$$

$$\text{ELU: } q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.09 \text{ kn/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 7.31 \text{ kn/ml}$$

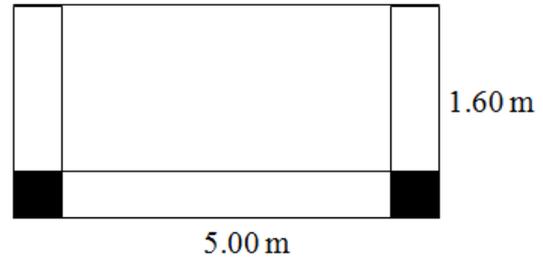


Figure 3.8. Dalle pleine sur trois appuis

- b. Calcul des sollicitations

$$\text{On a: } l_x = 1.6\text{m} < \frac{l_y}{2} = 2.5 \text{ m} \quad \text{Donc, } \begin{cases} M_0^x = \frac{q l_x^2 l_y}{2} - \frac{2 q l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{q l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$\text{A l'ELU: } \begin{cases} M_0^x = \frac{10.09 \cdot 1.6^2 \cdot 5}{2} - \frac{2 \cdot 10.09 \cdot 1.6^3}{3} = 37.02 \text{ kn.m} \\ M_0^y = \frac{10.09 \cdot 1.6^3}{6} = 6.89 \text{ kn.m} \end{cases}$$

- Moment en travée

$$M_x^t = 0.85 M_x = 31.46 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y = 5.85 \text{ KN.m}$$

- Moment aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_x = -18.51 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u = 8.00 \text{ kn}$$

$$\text{A l'ELS: } \begin{cases} M_0^x = \frac{7.31 \cdot 1.6^2 \cdot 5}{2} - \frac{2 \cdot 7.31 \cdot 1.6^3}{3} = 26.82 \text{ kn.m} \\ M_0^y = \frac{7.31 \cdot 1.6^3}{6} = 5 \text{ kn.m} \end{cases}$$

- **Moment en travée**

$$M_x^t = 0.85M_x = 22.78 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85M_y = 4.25 \text{ KN.m}$$

- **Moment aux appuis**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5M_x = -13.41 \text{ KN.m}$$

- **c. Calcul des sections d'armatures**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de 1ml (1\*e) m<sup>2</sup>.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.29. Ferrailage de la dalle sur trois appuis**

Localisation	Sens	Mu (kn.m)	Acal (cm <sup>2</sup> /ml)	Amin (cm <sup>2</sup> /ml)	Aadpt (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
Travée	Principale //Lx	31.46	7.47	1.2	7HA12 = 7.92	15
	Secondaire //Ly	5.85	1.31	1.2	4HA8 = 2.01	25
Appui	/	18.51	4.26	1.2	6HA10 = 4.71	15

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.06 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

Commentaire : Aucune armature transversale n'est nécessaire dans la dalle.

- **c. Vérification à l'ELS**

- **Vérification des contraintes**

**Tableau 3.30. Vérification des contraintes**

Localisation	Mser (kn)	Y cm	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Observation	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Sens principale	22.78	4.5	11620.8	8.82	15	Vérifier	249.94	201.63	Non vérifier

Sens secondaire	4.25	2.51	3844.82	2.77	15	Vérifier	173.93	201.63	Vérifier
En appui	13.41	3.63	7797.26	6.24	15	Vérifier	241.72	201.63	Non vérifier

Sens principale (Lx):  $\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$  On recalcule à l'ELS :

$$\left\{ \begin{aligned} \beta &= \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_s} = 6.68 \times 10^{-3} \\ \alpha &= \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = 0.377 \\ A_{ser} &= \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_s} = 9.94 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right.$$

$\Rightarrow$  On adopte  $A_t^x = 9HA12 = 10.18 \text{ cm}^2$  ; St = 10 cm

En appui:  $\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$  On recalcule à l'ELS :

$$\left\{ \begin{aligned} \beta &= \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_s} = 3.93 \times 10^{-3} \\ \alpha &= \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = 0.302 \\ A_{ser} &= \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_s} = 5.61 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right.$$

$\Rightarrow$  On adopte  $A_a = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$  ; St = 20 cm

• **Revérification de l'état de compression du béton**

Tableau 3.31. Revérification de l'état de compression du béton

Localisation	Mser (kn)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Sens principale //Lx	22.78	4.95	13938.25	8.10	15
En appui	13.41	3.92	8995.21	5.84	15

• **Vérification de la flèche**

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'ya pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{e}{l} = 0.32 > \frac{M_t}{20M_0} = 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0078 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

Commentaire : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

d. Schéma de ferrailage

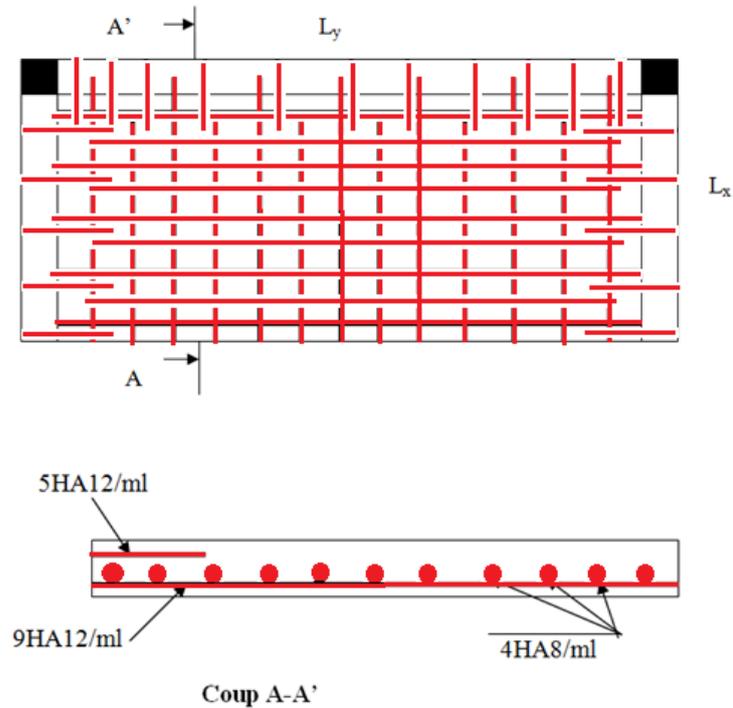


Figure 3.9. Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis

3.2.4. Dalles pleine sur quatre appuis

On a deux types :

- a. Dalle pleine sur 04 appuis (plancher sous sol)

a.1. Évaluation des charges

$$G = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ kn/m}^2; Q = 2.5 \text{ kn/m}^2$$

ELU:  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 8.81 \text{ kn/ml}$

ELS:  $q_s = G + Q = 6.25 \text{ kn/ml}$

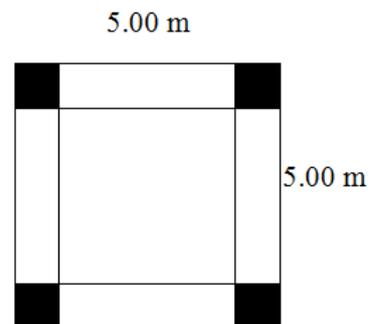


Figure 3.10. Dalle sur 4 appuis (type 1)

$$\begin{cases} L_x = 5.00 \text{ m} \\ L_y = 5.00 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y$$

### a.2. Calcul des sollicitations

$$\underline{\text{A l'ELU}} : \quad \nu = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 1 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * q_U = 8.10 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 8.10 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Panneau intermédiaire :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 * M_{ox} = 6.07 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.75 * M_{oy} = 6.07 \text{KN.m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} M_x^a = -0.5 * M_{ox} = -4.05 \text{KN.m} \\ M_y^a = -0.5 * M_{oy} = -4.05 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Effort tranchant**

$$V_u = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u = 11.01 \text{kn}$$

$$\underline{\text{A l'ELS}} : \quad \nu = 0.2 \quad \text{et} \quad \rho = 1 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * q_S = 6.89 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 6.89 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Panneau intermédiaire :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 * M_{ox} = 5.16 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.75 * M_{oy} = 5.16 \text{KN.m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} M_x^a = -0.5 * M_{ox} = -3.44 \text{KN.m} \\ M_y^a = -0.5 * M_{oy} = -3.44 \text{KN.m} \end{cases}$$

### a.3. Calcul de la section d'armature

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de  $(1 * 0.15) \text{ m}^2$ .

Sens principale (//Lx)

**Tableau 3.32. Résultats du ferrailage de la dalle sur 4 appuis (type 1)**

Sens	$M_u^x$ (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_t^x$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Amin (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopt}^x$ (cm <sup>2</sup> /ml)
// Lx	En travée						
	6.07	0.025	0.031	0.128	1.36	1.2	4HA8 = 2.01
	$M_u^x$ (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_a^x$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Amin (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopt}^a$ (cm <sup>2</sup> /ml)
	En appui						
	4.05	0.017	0.021	0.129	0.9	1.57	4HA8 = 2.01

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min}^t = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * e = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min}^a = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Vérification de l'espacement**

En travée :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$  Vérifié

Aux appuis :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$  Vérifié

Sens secondaire (//Ly)

**Tableau 3.33. Résultats du ferrailage de la dalle sur 4 appuis (type 1)**

Sens	$M_u^y$ (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_t^y$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}^y = \rho_0 b e$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopt}^y$ (cm <sup>2</sup> /ml)
// Ly	En travée						
	6.07	0.025	0.031	0.128	1.36	1.2	3HA8 = 1.51

- Vérification de l'espacement

En travée :  $St = 33 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ ..... Vérifié

- Vérification des valeurs minimales

$A_y^t = 1.51 \text{ cm}^2 \geq \frac{A_x^t}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$  ..... Vérifié.

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.08 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

Commentaire : Aucune armature transversale n'est nécessaire dans la dalle.

### a.5. Vérification à l'ELS

- Vérification des contraintes

En travée (//Lx) :

Tableau 3.34. Vérification des contraintes (sens principale)

Mser (kn)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
5.16	2.52	3844.82	3.38	15	Vérifiée	210.97	201.63	Non vérifiée

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{On recalculé à l'ELS : } \begin{cases} \beta = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_s} = 1.51 \times 10^{-3} \\ \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = 0.198 \\ A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_s} = 2.11 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$\Rightarrow$  On adopte  $A_t = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$

$St = 20 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

En travée (//Ly) :

**Tableau 3.35. Vérification des contraintes (sens secondaire)**

Mser (kn)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
5.16	2.21	2996.8	3.81	15	Vérifiée	278.68	201.63	Non vérifiée

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{On recalculé à l'ELS : } \begin{cases} \beta = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_s} = 1.51 \times 10^{-3} \\ \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = 0.198 \\ A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_s} = 2.11 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$\Rightarrow$  On adopte  $A_t = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$

$St = 20 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

**Tableau 3.36. Revérification des contraintes de compression du béton**

Mser (kn)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
5.16	2.77	4648.65	3.08	15

En appui :

**Tableau 3.37. Vérification des contraintes (aux appuis)**

Mser (kn)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
3.44	2.51	3844.82	2.25	15	Vérifiée	140.78	201.63	Vérifiée

- Vérification de la flèche

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{e}{l} = 0.03 < \frac{M_t}{20M_0} = 0.037 \dots\dots\dots \text{Non vérifié}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0019 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

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

$$\text{On a } \begin{cases} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5m. \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5m. \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{cases}$$

Les résultants obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Selon le sens //Ly

**Tableau 3.38. Vérification de la flèche pour la dalle sur 4 appuis (s.sol)**

Evaluation des charges						
q <sub>jser</sub> (kn/ml)		q <sub>gser</sub> (kn/ml)			q <sub>pser</sub> (kn/ml)	
3.75		3.75			6.25	
Evaluation des moments en travées						
M <sub>jser</sub> (kn.m)		M <sub>gser</sub> (kn.m)			M <sub>pser</sub> (kn.m)	
3.57		3.57			5.96	
Propriétés de la section						
Y (cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	E <sub>i</sub> (MPa)	E <sub>v</sub> (MPa)
2.77	4648.63	0.0019	10.87	4.35	32456.59	10818.86
Contraintes						
σ <sub>sj</sub> (MPa)		σ <sub>sg</sub> (MPa)			σ <sub>sp</sub> (MPa)	
118.034		118.034			196.72	
Inerties fictives						

Uj	Ug	Up	I <sub>fij</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fig</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fiip</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fvig</sub> (cm <sup>4</sup> )
0	0	0	29263.91	32190.30	32190.30	32190.30
<b>Evaluation des flèches</b>						
f <sub>ij</sub> (cm)	f <sub>ig</sub> (cm)		f <sub>ip</sub> (cm)		f <sub>vg</sub> (cm)	
0.085	0.085		0.142		0.256	
<b><math>\Delta f_t = 2.28 \text{ mm} &lt; f_{adm} = 10 \text{ mm}</math></b>						

Selon le sens //Lx

Tableau 3.39. Vérification de la flèche pour la dalle sur 4 appuis (s.sol)

<b>Evaluation des charges</b>						
q <sub>jser</sub> (kn/ml)		q <sub>gser</sub> (kn/ml)			q <sub>pser</sub> (kn/ml)	
3.75		3.75			6.25	
<b>Evaluation des moments en travées</b>						
M <sub>jser</sub> (kn.m)		M <sub>gser</sub> (kn.m)			M <sub>pser</sub> (kn.m)	
4.59		4.59			7.65	
<b>Propriétés de la section</b>						
Y (cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	E <sub>i</sub> (MPa)	E <sub>v</sub> (MPa)
2.77	4648.63	0.0019	10.87	4.35	32456.59	10818.86
<b>Contraintes</b>						
σ <sub>sj</sub> (MPa)		σ <sub>sg</sub> (MPa)			σ <sub>sp</sub> (MPa)	
150.86		150.86			251.44	
<b>Inerties fictives</b>						
Uj	Ug	Up	I <sub>fij</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fig</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fiip</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fvig</sub> (cm <sup>4</sup> )
0	0	0.09	29263.91	32190.30	32190.30	32190.30
<b>Evaluation des flèches</b>						
f <sub>ij</sub> (cm)	f <sub>ig</sub> (cm)		f <sub>ip</sub> (cm)		f <sub>vg</sub> (cm)	
0.11	0.11		0.366		0.329	
<b><math>\Delta f_t = 4.76 \text{ mm} &lt; f_{adm} = 10 \text{ mm}</math></b>						

a.6. Schéma de ferrailage

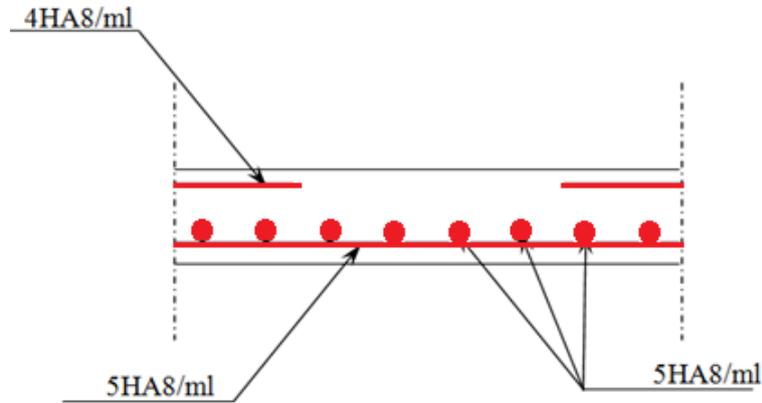


Figure 3.11. Schéma de ferrailage du panneau sur 04 appuis (s.sol)

• b. Dalle pleine sur 04 appuis (RDC)

b.1. Évaluation des charges

$$G = 5.81 \text{ kn/m}^2 \quad Q = 5 \text{ kn/m}^2$$

$$\underline{\text{ELU}} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 15.34 \text{ kn/ml}$$

$$\underline{\text{ELS}} : q_s = G + Q = 10.81 \text{ kn/ml}$$

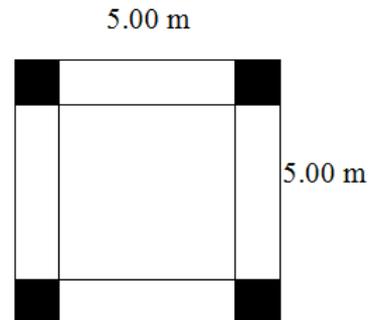


Figure 3.12. Dalle sur 4 appuis (type 2)

$$\begin{cases} L_x = 5.00 \text{ m} \\ L_y = 5.00 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y$$

b.2. Calcul des sollicitations

$$\underline{\text{A l'ELU}} : \quad \nu = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 1 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * q_U = 14.11 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 14.11 \text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{ox} = 12 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 * M_{oy} = 12 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax}^{rive} = -0.3 * M_{ox} = -3.6 \text{KN.m} \\ M_{ay}^{rive} = -0.3 * M_{oy} = -3.6 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax}^{int} = -0.5 * M_{ox} = -6 \text{KN.m} \\ M_{ay}^{int} = -0.5 * M_{oy} = -6 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Effort tranchant

$$V_u = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u = 19.18 \text{ kn}$$

A l'ELS :  $\nu = 0.2 \text{ et } \rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * q_S = 11.92 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 11.92 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{ox} = 10.13 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 * M_{oy} = 10.13 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax}^{rive} = -0.3 * M_{ox} = -3.57 \text{KN.m} \\ M_{ay}^{rive} = -0.3 * M_{oy} = -3.57 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax}^{int} = -0.5 * M_{ox} = -5.06 \text{KN.m} \\ M_{ay}^{int} = -0.5 * M_{oy} = -5.06 \text{KN.m} \end{cases}$$

### b.3. Calcul de la section d'armature

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de  $(1 * 0.15) \text{ m}^2$

Sens principale (//Lx)

Tableau 3.40. Résultats de ferrailage du panneau sur 4 appuis (type 2)

Sens	$M_u^x$ (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_t^x$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Amin (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopt}^x$ (cm <sup>2</sup> /ml)
// Lx	12	0.05	0.064	0.127	2.72	1.2	4HA10 =3.14

- Vérification de l'espacement

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

Sens principale (//Ly)

**Tableau 3.41. Résultats de ferrailage du panneau sur 4 appuis (type 2)**

Sens	$M_u^y$ (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_t^y$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Amin (cm <sup>2</sup> /ml)	(cm <sup>2</sup> /ml)
// Ly	12	0.05	0.064	0.127	2.72	1.2	4HA10=3.14

- Vérification de l'espacement

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

- Vérification des valeurs minimales

$$A_y^t = 3.14 \text{ cm}^2 \geq \frac{A_x^t}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

Aux appuis

**Tableau 3.42. Résultats de ferrailage des appuis du panneau sur 4 appuis (type 2)**

Sens	$M_u^a$ (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}^a$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Amin (cm <sup>2</sup> /ml)	(cm <sup>2</sup> /ml)
Appui de rive	3.6	0.015	0.019	0.129	0.8	1.57	4HA8=2.01
Appui intermédiaire	6	0.025	0.032	0.128	1.35	1.57	4HA8=2.01

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = 0.15 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa.}$$

Commentaire : Aucune armature transversale n'est nécessaire dans la dalle.

**b.4. Vérification à l'ELS**

- Vérification des contraintes

En travée :

**Tableau 3.43. Vérification des contraintes en travée pour le panneau sur 4 appuis (type 2)**

Mser (kn)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
10.13	3.06	5608.74	5.53	15	Vérifiée	269.29	201.63	Non vérifiée

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{On recalculé à l'ELS : } \begin{cases} \beta = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_s} = 2.97 \times 10^{-3} \\ \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = 0.267 \\ A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_s} = 4.24 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$\Rightarrow$  On adopte  $A_x^t = A_y^t = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$

$St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .....sens principale

$St = 25 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .....sens secondaire

**Tableau 3.44. Revérification des contraintes de compression de béton**

Mser (kn)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
10.13	3.57	7545.75	4.79	15

Aux appuis :

**Tableau 3.45. Vérification des contraintes aux appuis pour le panneau sur 4 appuis (type 2)**

appuis	Mser (kn)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observ	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observ
De Rive	3.57	2.51	3844.82	2.33	15	Vérifiée	146.10	201.63	Vérifiée
Intermédiaire	5.06	2.51	3844.82	3.30	15	Vérifiée	207.08	201.63	Non vérifiée

Pour les appuis intermédiaires, on a :  $\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Leftrightarrow$  On recalcule à l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_s} = 1.49 \times 10^{-3} \\ \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = 0.196 \Rightarrow \text{On adopte } A_{int}^a = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2 ; St = 20 \text{ cm} \\ A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_s} = 2.06 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Tableau « ;- ». Revérification des contraintes de compression de béton**

Mser (kn)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
5.06	2.77	4648.64	3.02	15

- **Vérification de la flèche**

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'ya pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{e}{l} = 0.03 < \frac{M_t}{20M_0} = 0.037 \dots\dots\dots \text{Non vérifié}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0035 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

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

$$\text{On a } \begin{cases} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5m. \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5m. \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Selon le sens // Ly

**Tableau 3.47. Vérification de la flèche pour la dalle sur 4 appuis (RDC)**

Evaluation des charges						
q <sub>jser</sub> (kn/ml)		q <sub>gser</sub> (kn/ml)			q <sub>pser</sub> (kn/ml)	
4.65		5.81			10.81	
Evaluation des moments en travées						
M <sub>jser</sub> (kn.m)		M <sub>gser</sub> (kn.m)			M <sub>pser</sub> (kn.m)	
4.43		5.54			10.31	
Propriétés de la section						
Y (cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	E <sub>i</sub> (MPa)	E <sub>v</sub> (MPa)
3.57	30175.55	0.0034	6.04	2.41	32456.59	10818.86
Contraintes						
σ <sub>sj</sub> (MPa)		σ <sub>sg</sub> (MPa)			σ <sub>sp</sub> (MPa)	
83.11		103.84			193.21	
Inerties fictives						
U <sub>j</sub>	U <sub>g</sub>	U <sub>p</sub>	I <sub>fij</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fig</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fiip</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fiig</sub> (cm <sup>4</sup> )
0	0	0.23	33193.54	33193.54	33193.54	13813.28
Evaluation des flèches						
f <sub>ij</sub> (cm)		f <sub>ig</sub> (cm)		f <sub>ip</sub> (cm)		f <sub>vg</sub> (cm)
0.10		0.575		0.128		0.385
<b>Δf<sub>t</sub> = 7.29 mm &lt; f<sub>adm</sub> = 10 mm</b>						

Selon le sens // Lx

Evaluation des charges		
q <sub>jser</sub> (kn/ml)	q <sub>gser</sub> (kn/ml)	q <sub>pser</sub> (kn/ml)
4.65	5.81	10.81

Evaluation des moments en travées						
$M_{jser}$ (kn.m)		$M_{gser}$ (kn.m)			$M_{pser}$ (kn.m)	
5.69		7.11			13.23	
Propriétés de la section						
Y (cm)	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$\rho$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$E_i$ (MPa)	$E_v$ (MPa)
3.57	30175.55	0.0034	6.04	2.41	32456.59	10818.86
Contraintes						
$\sigma_{sj}$ (MPa)		$\sigma_{sg}$ (MPa)			$\sigma_{sp}$ (MPa)	
106.63		133.24			247.90	
Inerties fictives						
$U_j$	$U_g$	$U_p$	$I_{fij}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fig}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fip}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fvg}$ (cm <sup>4</sup> )
0	0.07	0.33	33193.54	23296.7	10923.1	28372.3
Evaluation des flèches						
$f_{ij}$ (cm)		$f_{ig}$ (cm)		$f_{ip}$ (cm)		$f_{vg}$ (cm)
0.132		0.933		0.235		0.579
<b><math>\Delta f_i = 11.45 \text{ mm} &gt; f_{adm} = 10 \text{ mm}</math></b>						

On a  $\Delta f_i = 11.45 \text{ mm} > f_{adm} = 10 \text{ mm}$ ; la flèche n'est pas vérifiée selon le sens // lx

On augmente la section de ferrailage.

Après calcul on obtient 4HA14 avec  $A_x^t = 6.16 \text{ cm}^2$

### b.5. Schéma de ferrailage

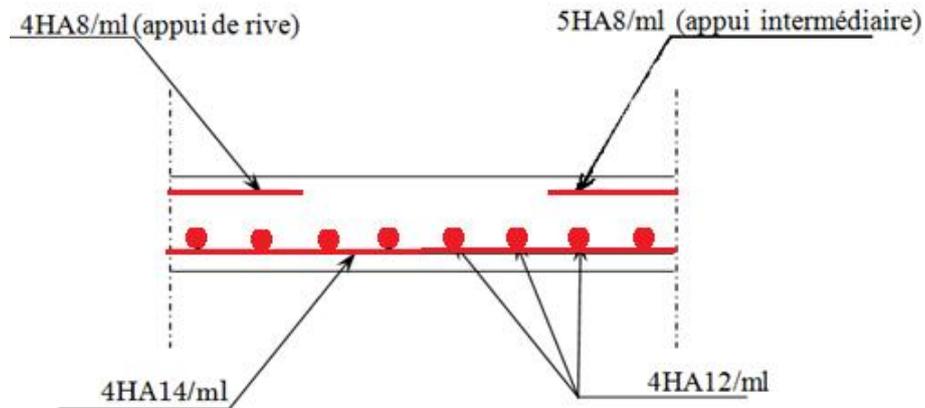


Figure 3.13. Schéma de ferrailage du panneau sur 04 appuis (RDC)

### 3.3. Etude de l'acrotère

Pour notre cas on a deux types d'acrotères, l'un sur le plancher terrasse accessible et l'autre sur le plancher terrasse inaccessible.

Le calcul sera mené pour l'acrotère de la terrasse accessible (le cas le plus défavorable).

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Sons poids propre.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1.5 kn/ml due à la main courante.
- Une force horizontale  $F_p$ .

L'acrotère sera étudié en flexion composée pour une bande de 1m de longueur, et puisque il est exposé aux intempéries, la fissuration et préjudiciable.

Les dimensions de l'acrotère sont les suivantes :

$$S = (0.1 \times 1.2) + \frac{0.03 \times 0.1}{2} + (0.07 \times 0.1)$$

$$S = 0.128 \text{ m}^2$$

#### a. Evaluation des charges

La charge d'exploitation :  $Q = 1.5 \text{ kn}$

Poids propre :  $G_1 = 25 \times 0.128 = 3.21 \text{ kn}$

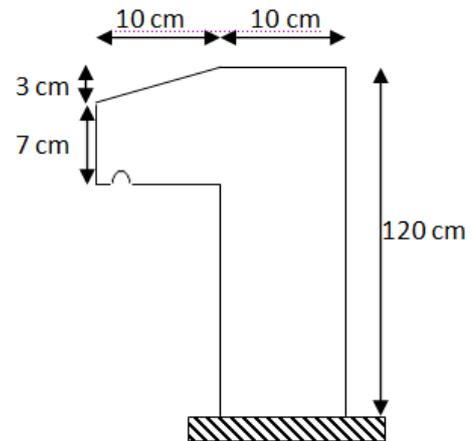


Figure 3.14. Coupe transversal de l'acrotère

Poids d'enduit de ciment :  $G_2 = 20 \times 0.035 \times 1.2 = 0.84 \text{ Kn}$

$W_p = G_1 + G_2 = 4.05 \text{ kn}$  (poids total).

La force sismique:  $F_p = 4.A.C_p.W_p$

RPA99 (Art 6.2.3)

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone, pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8

**W<sub>p</sub>** : poids de l'élément considéré.

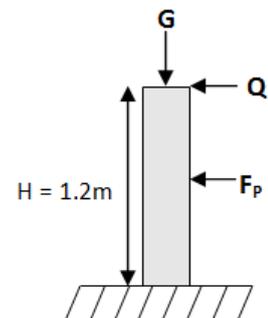
$$\text{Pour notre cas : } \begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ W_p = 4.05 \text{ kn} \end{cases}$$

Donc  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 4.05 \Rightarrow F_p = 1.94 \text{ kn}$ .

**NB** : La section de calcul sera de  $(100 \times 10) \text{ cm}^2$ .

Le centre de gravité de la section G ( $X_g ; Y_g$ )

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{10 \times 120 \times 5 + 7 \times 10 \times 15 + 15 \times 13.33}{1285} = 5.64 \text{ cm}$$



$$Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{10 \times 120 \times 60 + 7 \times 10 \times 113.5 + 15 \times 118}{1285} = 63.59 \text{ cm}$$

- **b. Calcul des sollicitations**

L'acrotère est sollicité par:

$$N_G = 4.05 \text{ kn} \quad ; \quad M_G = 0 \text{ kn.m}$$

$$N_Q = 0 \text{ kn} \quad ; \quad M_Q = Q \times h = 1.5 \times 1.2 = 1.8 \text{ kn.m}$$

$$N_{FP} = 0 \text{ kn} \quad ; \quad M_{FP} = F_p \times Y_g = 1.94 \times 0.6359 = 1.23 \text{ kn.m}$$

### Les combinaisons d'actions

Tableau 3.48. Combinaisons de calcul

	ELU <sub>accidentel</sub>	ELU <sub>fondamentale</sub>	ELS
Combinaison des charges	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (kn)	4.05	5.47	4.05
M (kn.m)	3.03	2.7	1.8

### Calcul de l'excentricité à l'ELU

$$\text{On a: } \begin{cases} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.7}{5.47} = 0.49 \text{ m} \\ \frac{H}{6} = \frac{1.2}{6} = 0.2 \text{ m} \end{cases}$$

$e_0 > \frac{H}{6}$ , La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple pour une section rectangulaire  $b \times h$ .

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter  $e_a$  et  $e_2$  tel que  $e = e_0 + e_a + e_2$  **BAEL99 (art A.4.4)**

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$e_a = \max(2\text{cm} ; \frac{h}{250}) = 2\text{cm}$ . Avec,  $h$  : hauteur de l'acrotère.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}, \text{ avec } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \text{ tel que } M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

$\emptyset$  : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement pris égale à 2

$l_f$  : Longueur de flambement qui est égale à  $2 \times l_0$

$h_0$  : La hauteur de la section qui est égale à 10 cm

$$\text{Donc : } e_2 = \frac{3 \times 2,4^2 \times (2 + 0)}{0,1 \times 10^4} = 0,0345 \text{ m}$$

$$e = e_0 + e_a + e_2 = 0,49 + 0,02 + 0,0345 = 0,54 \text{ m.}$$

- **c. Ferrailage de la section**

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

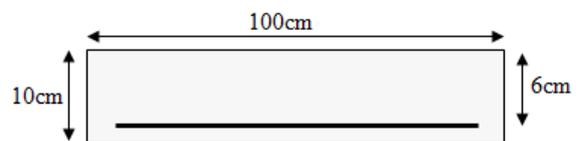


Figure 3.15. Section de calcul de l'acrotère

$$f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$Nu = 5,47 \text{ kn}$$

$$Mu = Nu \times e = 2,95 \text{ kn.m}$$

$e_0 > \frac{H}{6}$ , La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple pour une section rectangulaire  $b \times h$ .

$$M_f = Mu + Nu \times (d - \frac{h}{2}) = 2,95 + 5,47 \times (0,06 - \frac{0,1}{2}) \Rightarrow M_f = 3 \text{ kn.m}$$

$$\xi_{bu} = \frac{M_f}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{3 \times 10^{-3}}{1 \times 0.06^2 \times 14.2} = 0.058 < \xi_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\xi_{bu}}) = 0.075; \quad z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.058 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_f}{f_{st} \times z} \Rightarrow A_t = \frac{3 \times 10^{-3}}{348 \times 0.058} \Rightarrow A_t = 1.48 \text{ cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera :  $A_s = A_t - \frac{Nu}{f_{st}} = 1.33 \text{ cm}^2$

- **d. Vérification à l'ELU**
- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.06 \times \frac{2.1}{400} = 0.72 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{min} \Rightarrow$  On ferraille avec  $A_s$  et on adopte 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml.

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2. \quad \text{On ferraille avec 4 } \emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

- **Espacement**

Armatures principales :  $St \leq (100/4 = 25 \text{ cm}) \dots \dots \dots$  On adopte  $St = 25 \text{ cm}$ .

Armature de répartition :  $St \leq (100/4 = 25 \text{ cm}) \dots \dots \dots$  On adopte  $St = 25 \text{ cm}$ .

- **Vérification au cisaillement**

$$\overline{\tau}_v = \min(0.1 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.94 + 1.5 = 3.44 \text{ kn}$$

$$\tau_U = \frac{V_u}{b.d} = \frac{3.44 \times 10^{-3}}{1 \times 0.06} = 0.057 \text{ MPa}$$

$\tau_U < \bar{\tau}_U \Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement.

- e. Vérification à l'ELS

$$N_{ser} = 4.05 \text{ kn}; M_{ser} = 1.8 \text{ kn.m}; d = 0.06 \text{ m}$$

- Vérification des contraintes

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

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{A_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

- Calcul de l'excentricité

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.8}{4.05} = 0.44 \text{ m}; \quad e_G > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$$y_{ser} = y_c + c; \quad c = d - e_G = -0.38 \text{ m} (c < 0 \text{ et } y_c > 0);$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0; \text{ Avec : } \begin{cases} p = -3C^2 + 90 \frac{A}{b} (d - C) = -0.425 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - 90 \frac{A}{b} (d - C)^2 = 0.106 \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$\Delta = \frac{4p^3}{27} + q^2 \quad ; \quad \Delta = -1.37 \times 10^{-4}$$

$\Delta < 0$ , l'équation admet trois solutions :

$$y_{c1} = a \cos \frac{\varphi}{3}; \quad y_{c2} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120\right); \quad y_{c3} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 0.75; \quad \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}}; \quad \varphi = 173.7^\circ$$

$$y_{c1} = 39.85 \text{ cm} ; \quad y_{c1} = -74.94 \text{ cm} ; \quad y_{c1} = 35.09 \text{ cm}$$

$$0 \leq y_c + c \leq h = 10 \text{ cm} ; \quad 0 \leq y_c + c = 39.85 - 38 = 1.85 \text{ cm} \leq 10 \text{ cm}$$

$$\text{Alors } y_c = 39.85 \text{ cm} \text{ et } y_{ser} = y_c + c = 39.85 - 38 = 1.85 \text{ cm}$$

$$\mathbb{I}t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) \Rightarrow \mathbb{I}t = 4.6 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mathbb{I}t} y = \frac{4.05 \times 10^{-3}}{4.6 \times 10^{-5}} \times 1.85 \times 10^{-2} = 1.63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mathbb{I}t} (d - y) = 15 \times \frac{4.05 \times 10^{-3}}{4.6 \times 10^{-5}} (6 - 1.85) 10^{-2} = 54.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

#### f. Schéma de ferrailage

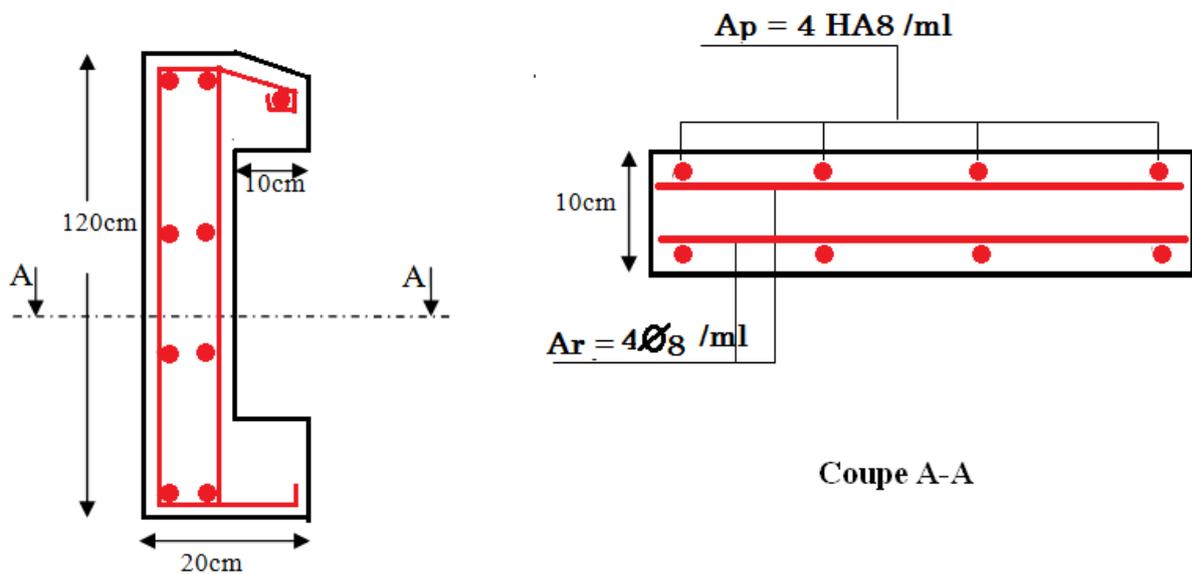


Figure 3.16. Schéma de ferrailage de l'acrotère

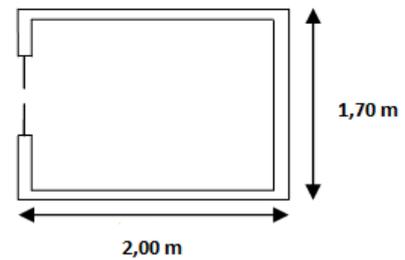
### 3.4. Etude de l'ascenseur

#### 1. Définition :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes vers les différents niveaux de la construction.

#### 2. Caractéristique de l'ascenseur :

- $F_c$  : charge due à la cuvette = 145 kn
- $P_m$  : charge due à la salle machine = 82 kn
- $D_m$  : charge due à l'ascenseur = 15 kn
- Poids de 8 personnes = 630 kg
- $V$  : la vitesse de levage = 1m/s



$$P = 1500 + 8200 + 630 = 103,3 \text{ kn.}$$

#### 3. Etude de la dalle d'ascenseur

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes.

On a  $l_x = 1.70 \text{ m}$  et  $l_y = 2.00 \text{ m}$  donc une surface  $S = 3.4 \text{ m}^2$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}; \text{ Soit } e = 15 \text{ cm.}$$

#### 4. Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

Poids de la dalle en béton armé.

$u \times v$  : Surface d'impact.

$a_0$  et  $u$  : Dimensions suivant le sens  $x-x'$ .

$b_0$  et  $v$  : Dimensions suivant le sens  $y-y'$ .

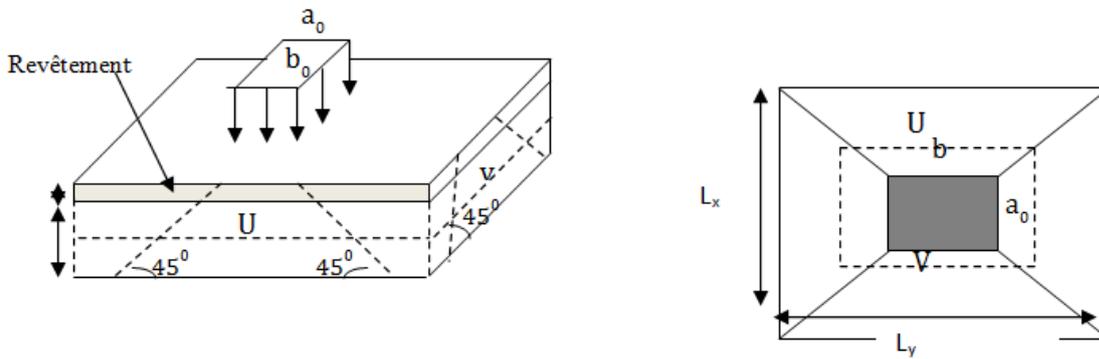


Figure 3.17. Schéma représentant la surface d'impacte

$$\text{On a : } V = 1m/s; \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur :  $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$ .

$$\text{Donc : } \begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm. \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm. \end{cases}$$

- Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_{y1} = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$g = D_m + P_m + P_{personnes} = 15 + 82 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 \Rightarrow P_u = 139.45 \text{ KN}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} ; \quad \frac{u}{l_x} ; \quad \frac{v}{l_y} ; \quad \rho = 0.85 ; \quad \frac{u}{l_x} = \frac{105}{170} = 0,61 ; \quad \frac{v}{l_y} = \frac{105}{200} = 0,52$$

En utilisant l'abaque de **Pigeaud** on obtient :

$$M_1 = 0.089 ; \quad M_2 = 0.073$$

- **Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{x2}$  du système de levage**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 139.45 \times 0.089 = 12.41 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 139.45 \times 0.073 = 10.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle**

$$q_u = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8.25 \text{ kn/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.21 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.83 \text{ KNm}$$

- **Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.62 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11.01 \text{ KNm} \end{cases}$$

**En travée :**  $M_t^x = 0.85 \times 13.62 = 11.58 \text{ kn.m} ; M_t^y = 0.85 \times 11.01 = 9.36 \text{ kn.m}$

En appuis :  $M_a^x = M_a^y = -0.4 \times 13.62 = -5.45 \text{ kn.m}$

- **Ferraillage**

Tableau 3.51. Ferraillage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée

Sens	Mt (kn.m)	Ma (kn.m)	At (cm <sup>2</sup> /ml)	Aa (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
x-x	11.58	5.45	2.62	1.21	1.29
y-y	9.36	5.45	2.12	1.21	1.2

- **Choix des barres**

En travée

$$A_t^x = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}; \quad A_t^y = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appui

$$A_a^x = A_a^y = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification à l'ELU

- **Vérification au poinçonnement**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$P_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$h$  : Épaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (105 + 105)$$

$$U_c = 420 \text{ cm.}$$

$$P_u = 139.45 \text{ KN}; \gamma_b = 1.5$$

Après calcul on constate que  $P_u = 139.45 \text{ kn} < 472.5 \text{ kn}$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 * f_c 28 = 1.25 \text{ MPa}$$

On a  $u = v$  ;  $V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 44.23 \text{ KN}$  alors,  $\tau_u = 0.34 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots$  Vérifiée

### Vérification à l'ELS

Les moments engendrés par le système de levage :  $q_{ser} = g = 103.3 \text{ kn}$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 10.70 \text{ KNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 9.38 \text{ KNm.} \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle :  $q_{ser} = 5 + 1 = 6 \text{ kn}$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.88 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.60 \text{ KNm}$$

$$\text{Superposition des moments : } \begin{cases} M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 11.58 \text{ KNm} \\ M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 9.98 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Les moments en travées et en appuis : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_{0x} = 9.84 \text{ KNm} \\ M_{ty} = 0.85 * M_{0y} = 8.48 \text{ KNm} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.4 * M_{0x} = -4.63 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes**

Tableau 3.52. Vérification de l'état limite de compression du béton

	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	3.03	5609.05	5.31	15	Vérifiée

En appui	2.21	2996.80	3.41	15	Vérifiée
----------	------	---------	------	----	----------

• Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} = 0.088 > \frac{M_t}{20M_0} = 0.037 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0.0024 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage

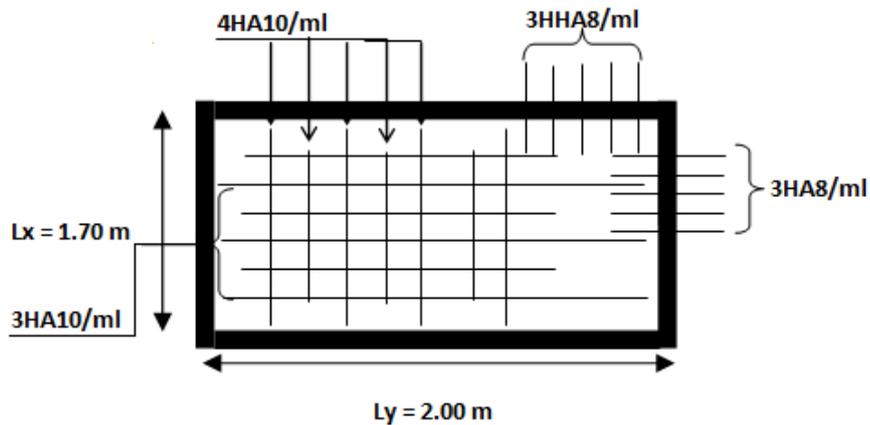


Figure3.18. Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

### 3.5. Etude des escaliers

#### 3.5.1. Etude de l'escalier type 1 (du RDC vers s.pente)

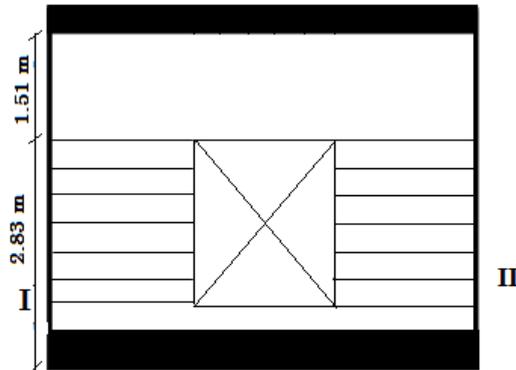


Figure 3.19. Escalier type 1 (RDC)

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre sur deux appuis uniformément chargée.

Ce type d'escalier est composé de : palier ( $e = 16$  cm) ; volée ( $e = 16$  cm).

- a. Etude de la Volée (I et II)

On a:  $G_v = 8.1$  kn/m<sup>2</sup>;  $G_p = 5.36$  kn/m<sup>2</sup>;  $Q = 2.5$

#### a.1. Combinaison de charge

ELU:  $q_v = 1.35 G_v + 1.5 Q = 14.68$  kn/m;

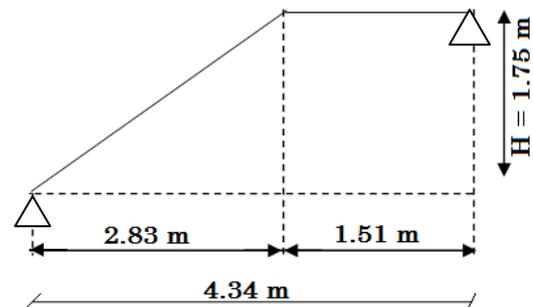
$q_p = 1.35 G_p + 1.5 Q = 10.98$  kn/m.

ELS:  $q_v = G_v + Q = 10.6$  kn/m;

$q_p = G_p + Q = 7.86$  kn/m.

#### a.2. Les sollicitations

- L'ELU :



Après utilisation de la méthode RDM, on trouve :

$$R_A = 30.88 \text{ kn}$$

$$R_B = 27.24 \text{ kn}$$

$$M_0 = 32.48 \text{ kn.m}$$

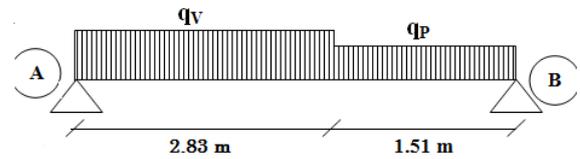


Figure 3.20. Schéma statique de l'escalier type 1

$$M_t^{\max} = 0.85 M_0 = 27.61 \text{ kn.m}$$

$$M_a = - 0.5 M_0 = - 16.24 \text{ kn.m}$$

$$V_{ELU} = 30.88 \text{ kn}$$

- **L'ELS :**

Après calcul on trouve :

$$\begin{cases} R_A = 22.29 \text{ kn} \\ R_B = 19.58 \text{ kn} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0 = 23.43 \text{ kn.m} \\ M_t = 0.85M_0 = 19.92 \text{ kn.m} \\ M_a = -0.5M_0 = -11.72 \text{ kn.m} \\ V_{ser} = 22.29 \text{ kn} \end{cases}$$

### a.3. Calcul du ferrailage

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

Avec :

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 16 \text{ cm} \\ d = 14 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} M_t = 27.61 \text{ kn.m} \\ M_a = 16.24 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.53. Résumé des résultats de ferrailage

	M (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adpt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	27.61	0.099	0.130	0.132	5.98	4HA14=6.16
En appuis	16.24	0.058	0.075	0.136	3.44	5HA10=3.93

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

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28} / f_e = 0,23.1.0,14.2,1 / 400 = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On a :  $A > A_{\min}$  ..... Condition vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_U \leq \overline{\tau_U} \quad \overline{\tau_U} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{30.88}{1 \times 0.14} \times 10^{-3} = 0.22 \text{ MPa} < \overline{\tau_U} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \qquad \text{BAEL99 art (A.5.2.2)}$$

$\tau_U = 0.2 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- **Calcul des armatures de répartition**

En travée :  $A_r \geq \frac{At}{4}$  ;  $\frac{At}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; on choisit 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml

En appuis :  $A_r \geq \frac{Aa}{4}$  ;  $\frac{Aa}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; on choisit 3HA8 = 1.51 cm<sup>2</sup>/ml

- **Espacement des barres**

Armatures principales :  $St \leq \min(3 \times h ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$  ; On adopte  $\begin{cases} 25 \text{ cm en travée} \\ 20 \text{ cm en appuis} \end{cases}$

Armature de répartition :  $St \leq \min(4 \times h ; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$  ; On adopte  $\begin{cases} 25 \text{ cm en travée} \\ 33 \text{ cm en appuis} \end{cases}$

#### a.4. Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- **Vérification de l'état limite de compression du béton**

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.54. vérification de l'état limite de compression du béton**

	Ms (kn.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
En travée	19.92	4.245	11342.62	7.46	15	Vérifiée
En travée	11.72	3.516	7928.3	5.20	15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivante sont vérifiées, il n'ya pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l} = 0.037 < \frac{M_t}{20M_0} = 0.042 \dots \dots \dots \text{Condition non-vérifié.}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0.0044 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, on procède à la vérification de la flèche.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.55. Vérification de la flèche pour la volée I**

<b>Evaluation des charges</b>						
q <sub>jser</sub> (kn/ml)		q <sub>gser</sub> (kn/ml)			q <sub>pser</sub> (kn/ml)	
5.10		6.50			9.00	
<b>Evaluation des moments en travées</b>						
M <sub>jser</sub> (kn.m)		M <sub>gser</sub> (kn.m)			M <sub>pser</sub> (kn.m)	
11.2		14.03			19.02	
<b>Propriétés de la section</b>						
Y (cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	$\rho$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	E <sub>i</sub> (MPa)	E <sub>v</sub> (MPa)
4.245	11342.6	0.0044	4.772	1.909	32456.59	10818.86
<b>Contraintes</b>						
$\sigma_{sj}$ (MPa)		$\sigma_{sg}$ (MPa)			$\sigma_{sp}$ (MPa)	
144.58		181.01			245.42	
<b>Inerties fictives</b>						
U <sub>j</sub>	U <sub>g</sub>	U <sub>p</sub>	I <sub>fi<sub>j</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi<sub>g</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi<sub>p</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi<sub>vg</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )
0.2087	0.3047	0.4275	119378	97102	78385	150672

Evaluation des flèches			
$f_{ij}$ (cm)	$f_{ig}$ (cm)	$f_{ip}$ (cm)	$f_{vg}$ (cm)
0.054	0.083	0.141	0.162
$\Delta f_t = 1.646 \text{ mm} < f_{adm} = 8.68 \text{ mm}$			

a.5. Schéma de ferrailage

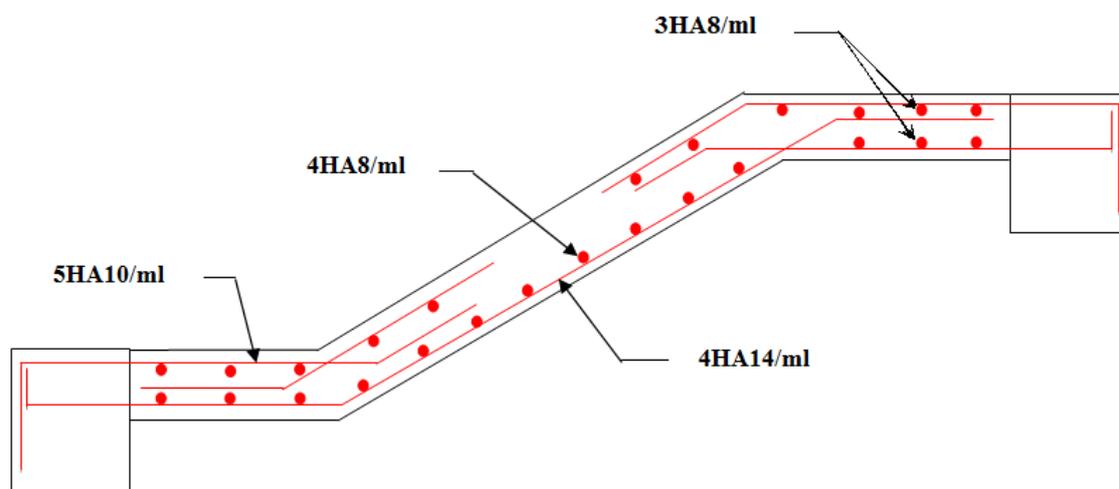


Figure 3.21. Schéma de ferrailage de la volée I

### 3.5.2. Etude de l'escalier type 2 (de la s.pente vers les autres niveaux)

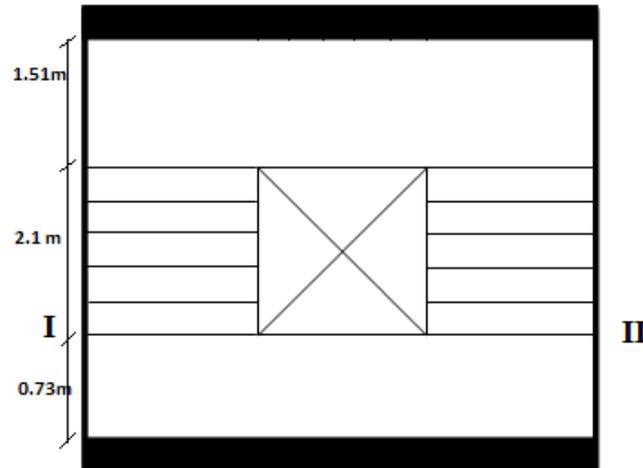


Figure 3.22. Escalier type 2

Ce type d'escalier est composé de : palier ( $e = 16 \text{ cm}$ ) ; volée ( $e = 16 \text{ cm}$ ).

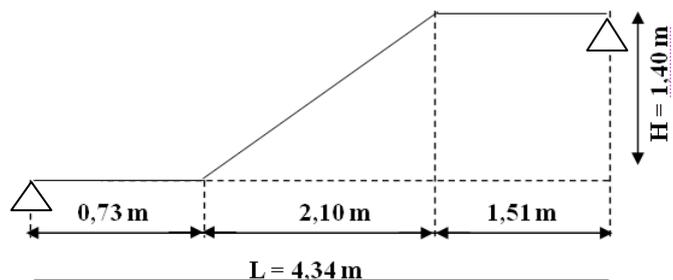
#### Etude de la Volée (I et II)

On a:  $G_v = 8.43 \text{ kn/m}^2$ ;  $G_p = 5.36 \text{ kn/m}^2$ ;  $Q = 2.5 \text{ kn/m}^2$

- a. Combinaison de charge

ELU:  $q_v = 1.35 G_v + 1.5 Q = 15.13 \text{ kn/m}$ ;  $q_p = 1.35 G_p + 1.5 Q = 10.98 \text{ kn/m}$

ELS:  $q_v = G_v + Q = 10.93 \text{ kn}$  ;  $q_p = G_p + Q = 7.86 \text{ kn/m}$



- b. Les sollicitations
- L'ELU :

Après utilisation de la méthode RDM, on trouve :

$$R_A = 28.96 \text{ kn}$$

$$R_B = 27.4 \text{ kn}$$

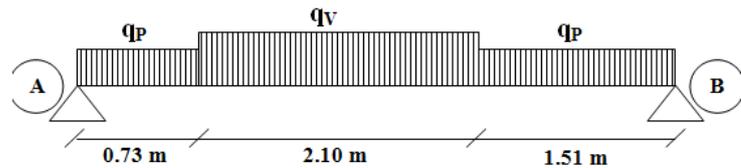


Figure 3.23. Schéma statique de l'escalier type 2

$$M_0 = 32.74 \text{ kn.m}$$

$$M_t^{\max} = 0.85 M_0 = 27.83 \text{ kn.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -16.37 \text{ kn.m}$$

$$V_{ELU} = 28.96 \text{ kn}$$

- L'ELS :

Après calcul on trouve :

$$\begin{cases} R_A = 20.86 \text{ kn} \\ R_B = 19.7 \text{ kn} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0 = 23.63 \text{ kn.m} \\ M_t = 0.85 M_0 = 20.08 \text{ kn.m} \\ M_a = -0.5 M_0 = -11.81 \text{ kn.m} \\ V_{ser} = 20.86 \text{ kn} \end{cases}$$

- c. Calcul du ferrailage

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

Avec :

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 16 \text{ cm} \\ d = 14 \text{ cm} \end{cases} \text{ et } \begin{cases} M_t = 27.83 \text{ kn.m} \\ M_a = 16.37 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.56. Résumé des résultats de ferrailage

	M (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adpt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	27.83	0.1	0.132	0.132	6.06	4HA14=6.16

En appuis	16.37	0.059	0.076	0.135	3.48	5HAA10=3.93
-----------	-------	-------	-------	-------	------	-------------

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

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 1,0 \cdot 14,2,1 / 400 = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On a :  $A > A_{\min}$  ..... Condition vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_U \leq \overline{\tau_U} \quad \overline{\tau_U} = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{28,96}{1 \times 0,14} \times 10^{-3} = 0,2 \text{ MPa} < \overline{\tau_U} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa} \quad \text{BAEL99 art (A.5.2.2)}$$

$\tau_U = 0,2 \text{ MPa} < 1,16 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- **Calcul des armatures de répartition**

$$\text{En travée : } A_r \geq \frac{At}{4} \quad ; \quad \frac{At}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad \text{on choisit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{En appuis : } A_r \geq \frac{Aa}{4} \quad ; \quad \frac{Aa}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad \text{on choisit } 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement des barres**

Armatures principales :  $St \leq \min(3 \times h ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$  ; On adopte  $\begin{cases} 25 \text{ cm en travée} \\ 20 \text{ cm en appuis} \end{cases}$

Armature de répartition :  $St \leq \min(4 \times h ; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$  ; On adopte  $\begin{cases} 25 \text{ cm en travée} \\ 33 \text{ cm en appuis} \end{cases}$

- d. Vérification à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- Vérification de l'état limite de compression du béton**

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.57. vérification de l'état limite de compression du béton**

	Ms (kn.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
En travée	20.08	4.245	11342.62	7.51	15	Vérifiée
En appui	11.81	3.516	7928.3	5.23	15	Vérifiée

- Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivante sont vérifiées, il n'ya pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l} = 0.037 < \frac{M_t}{20M_0} = 0.042 \dots \dots \dots \text{Condition non-vérifié.}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0.0044 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, on procède à la vérification de la flèche.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.58. Vérification de la flèche pour l'escalier type 2**

Evaluation des charges		
q <sub>jser</sub> (kn/ml)	q <sub>gser</sub> (kn/ml)	q <sub>pser</sub> (kn/ml)
5.45	6.84	9.34
Evaluation des moments en travées		

$M_{jser}$ (kn.m)		$M_{gser}$ (kn.m)			$M_{pser}$ (kn.m)	
12.23		15.05			20.05	
<b>Propriétés de la section</b>						
Y (cm)	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$\rho$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$E_i$ (MPa)	$E_v$ (MPa)
4.24	11342.6	0.0044	4.772	1.909	32456.59	10818.86
<b>Contraintes</b>						
$\sigma_{sj}$ (MPa)		$\sigma_{sg}$ (MPa)			$\sigma_{sp}$ (MPa)	
157.86		194.20			258.68	
<b>Inerties fictives</b>						
$U_j$	$U_g$	$U_p$	$I_{fij}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fig}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fip}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fvg}$ (cm <sup>4</sup> )
0.246	0.334	0.447	109458	91874	7599	145532
<b>Evaluation des flèches</b>						
$f_{ij}$ (cm)	$f_{ig}$ (cm)		$f_{ip}$ (cm)		$f_{vg}$ (cm)	
0.065	0.095		0.153		0.180	
$\Delta f_t = 1.73 \text{ mm} < f_{adm} = 8.68 \text{ mm}$						





e. Schéma de ferrailage

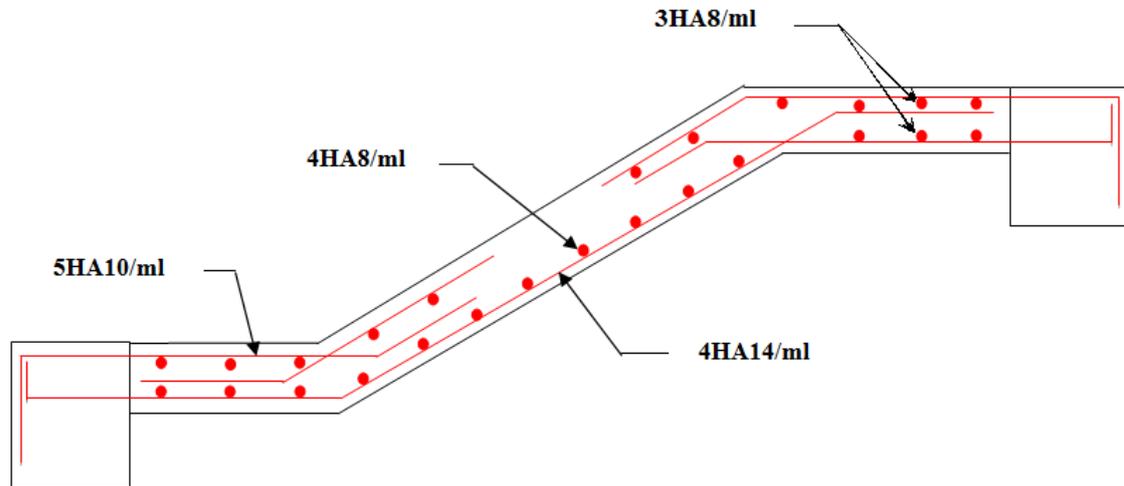


Figure 3.24. Schéma de ferrailage de l'escalier type 2

3.5.3. Étude de la poutre palière

1. Dimensionnement

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 35.33 \text{ cm} < h < 53 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases}$$

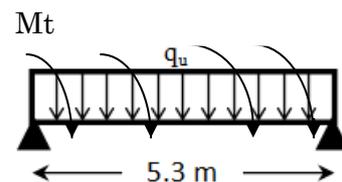
RPA99/2003 (Art: 7.5.1)

On prend:  $h = 45 \text{ cm}$ ;  $b = 40 \text{ cm}$ .

2. Les charges sur la poutre

$g_0$  : poids propre de la poutre ; avec  $g_0 = 25 \times 0.4 \times 0.45 = 4.5 \text{ kn/ml}$

$P_{mur}$  : Poids des cloisons sur la poutre ;  $P_{mur} = 2.8 \times 1.4 = 3.92 \text{ kn/ml}$



• 3. Les sollicitations sur la poutre palière

L'ensemble des sollicitations sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 3.59. Récapitulation de l'ensemble des sollicitations

ELU	ELS
$R_B = 27.4 \text{ kn/ml}$	$R_B = 19.17 \text{ kn/ml}$
$g_0 = 4.5 \text{ kn/ml}$	$g_0 = 4.5 \text{ kn/ml}$
$P_{mur} = 3.92 \text{ kn/ml}$	$P_{mur} = 3.92 \text{ kn/ml}$
$P_u = 1.35 (g_0 + P_{mur}) + R_B$	$P_s = g_0 + P_{mur} + R_B$
$P_u = 38.76 \text{ kn/ml}$	$P_s = 28.12 \text{ kn/ml}$
$M_0 = (P_u * L^2) / 8 = 136.1 \text{ kn.m}$	$M_0 = (P_u * L^2) / 8 = 98.73 \text{ kn.m}$
$M_t = 0.85 * M_0 = 115.68 \text{ kn.m}$	$M_t = 0.85 * M_0 = 83.92 \text{ kn.m}$
$M_a = -0.4 * M_0 = -54.44 \text{ kn.m}$	$M_a = -0.4 * M_0 = -39.49 \text{ kn.m}$
$V_u = (P_u * L) / 2 = 102.71 \text{ kn}$	

• 4. Calcul de la section d'armature à la flexion simple

Tableau 3.60. Section d'armature à la flexion simple

	M (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{flexion} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$
En travée	115.68	0.115	0.153	0.394	8.30	2.02
En appuis	54.44	0.055	0.070	0.408	3.83	2.02

• armatures transversales à la flexion simple

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e \quad \Leftrightarrow \quad A_t \geq 0.4 \times 0.4 \times 0.2 / 400 = 0.8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Avec,  $S_t = 20 \text{ cm}$

RPA99 (Art 7.5.2.2)

• 5. Calcul de la section d'armature à la torsion

Le moment dans la paillasse  $M_a$  (au niveau de l'appui), engendre une torsion dans la poutre palière.

$$M_{tor} = M_a = 16.37 \text{ kn.m/ml} ; \quad M_{tor}^{max} = M_{tor} \times \frac{L}{2} = 43.3 \text{ kn.m}$$

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

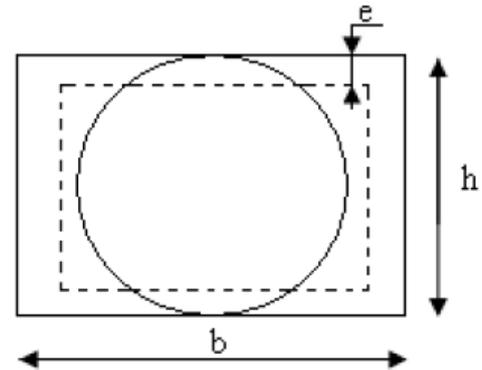
BAEL (Art A.5.4.22)

$U$  : Périmètre de la section de la poutre palière.

$\Omega$  : Air du contour tracé à mi hauteur.

$e$  : Épaisseur de la paroi.

$$e = \frac{\phi}{6} = \frac{b}{6} = 6.66 \text{ cm} .$$



$$\Omega = [b - e] \times [h - e] = 1278.25 \text{ cm}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 143.36 \text{ cm}$$

- **Armatures longitudinales en torsion**

$$A_{long}^{tors} = \frac{M_{tor}^{max} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{43.3 \times 10^{-3} \times 1.43 \times 1.15}{2 \times 0.1278 \times 348} = 8.00 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales en torsion**

$$A_t^{tors} = \frac{M_{tor}^{max} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$\text{Si on fixe } S_t \text{ à } 20 \text{ cm} ; \quad A_t^{tors} = \frac{43.38 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 0.1278 \times 348} = 1.12 \text{ cm}^2$$

- 6. Section d'armatures longitudinales globale

En travée :

$$A_l^t = A_{flexion} + \frac{A_{long}^{tors}}{2} = 8.30 + \frac{8.00}{2} = 12.30 \text{ cm}^2$$

En appui

$$A^a = A_a + \frac{A_{torsion}}{2} = 3.83 + \frac{8.00}{2} = 7.83 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \sqrt{\tau_{tors}^2 + \tau_{flex}^2} \quad \text{or } \tau_{flex} = 0.61 \text{ MPa}$$

$$\tau_{tors} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{43.3}{2 \times 0.1278 \times 0.066} = 2.57 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } \tau_u = 2.64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

- Choix des armatures

Pour  $A_l^t$  on choisit 8HA14 = 12.32 cm<sup>2</sup>

Pour  $A^a$  on choisit 4HA14+2HA12 = 8.42 cm<sup>2</sup>

Pour  $A_{trans}$  on choisit 2 cadre  $\Phi 8$  = 2.01 cm<sup>2</sup>

- Exigence du RPA

$$A_{min} = 0.5\% b \times h = 9 \text{ cm}^2 < A = A_t + A_a = 20.74 \text{ cm}^2$$

RPA (Art 7.5.2.1)

- 7. Schéma de ferrailage

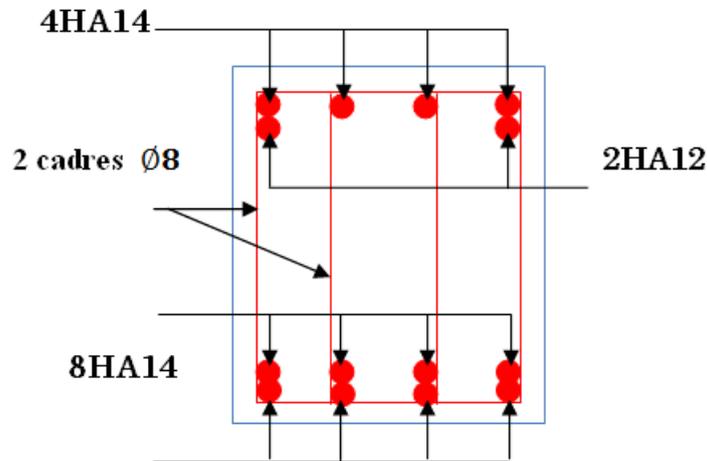


Figure 3.25. Schéma de ferrailage de la poutre palière

- 8. Vérification à l'ELS
- Vérification des contraintes

Tableau 3.61. Vérification des contraintes

Mser (kn)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
83.92	13.85	177237.6	6.55	15

- Evaluation de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.085 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.075 \dots \dots \dots \text{vérifier} \\ \frac{A_t}{b \times d} = 0.0073 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifier} \end{array} \right.$$

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

## Chapitre 4 Étude sismique

Le séisme est un phénomène naturel, qui correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante. Il peut causer d'importants dégâts ou la ruine des constructions selon son intensité.

Alors les constructions se comportent comme une console, encastées à la base lors des sollicitations sismique, qui s'applique comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations.

Selon le **RPA99/ version 2003**, tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou quatorze mètre (14m) de hauteur dans la zone IIa, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à l'**article (3. 4. A. 1. a) du RPA99/ version 2003**, la structure sera mixte (voiles+portiques), par conséquent elle présente un aspect intéressant du point de vue économique.

### 4.1. Méthodes de calcul des forces sismiques

Les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003) préconisent trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### 4.1.1. La méthode statique équivalente

##### Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

**Condition d'application de la méthode :**

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plans et en élévation avec une hauteur au plus de 65 m en zone I et IIa et 30 m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99 (Article 4. 1. 2)**.

**Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W \quad (\text{RPA99 Art 4.2.3})$$

**A** : coefficient d'accélération de zone, selon la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas **A = 0.15** (groupe d'usage 2 ; zone sismique II).

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 s \\ 2.5 \eta (T_2/3)^{\frac{2}{3}} (3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 s \end{cases} \quad (\text{RPA99 Art 4.2.3})$$

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le RPA99. Tableau 4.7.

Dans notre cas le sol est meuble (site S3) :  $\begin{cases} T_1 = 0.15 s \\ T_2 = 0.50 s \end{cases}$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad (\text{RPA99 Art 4.2.3})$$

On prend  $\xi = 8.5 \%$   $\Rightarrow \eta = 0.816$

$T$  : période fondamentale de la structure donnée par les deux formules empiriques suivantes :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_N^{3/4} \\ 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \end{array} \right. \quad (\text{RPA99 Art 4.2.4})$$

$h_N$ : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. Pour notre cas  $h_N = 42.8 \text{ m}$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Pour notre cas  $C_T = 0.050$  (tableau 4.6 du RPA 99/2003)

$L$ : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\begin{cases} L_X = 14.69 \text{ m} \\ L_Y = 18.38 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_X = 1.005 \text{ s} \\ T_Y = 0.898 \text{ s} \end{cases}$$

Donc, la période fondamentale statique est :

$$\begin{cases} T_{SX} = \min(1.005; 0.84) = 0.84 \text{ s} \\ T_{SY} = \min(0.898; 0.84) = 0.84 \text{ s} \end{cases}$$

$$D = 2.5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} \quad \text{car: } T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} D_X = 1.448 \\ D_Y = 1.448 \end{cases}$$

$Q$  : facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99 (Formule 4-4)}$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

**Tableau 4.1. Facteur de qualité**

Critère Q	Observé		Observé	
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Oui	0.00	Oui	0.00
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0.00	Oui	0.00
6- Contrôle de qualité d'exécution	Oui	0.00	Oui	0.00
Total		<b>1.15</b>		<b>1.15</b>

$W$  : Poids total de la structure.

$$W = \sum_i^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Pour notre cas :  $W = 31297.66 \text{ kn}$

$R$  : coefficient de comportement global de la structure. Pour notre cas (système mixte portique/voile avec interaction) ;  $R = 5$

Alors, La force sismique totale à la base de la structure est :  $V = \frac{A * D * Q}{R} * W$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.448 \times 1.15}{5} \times 31297.66 = 1563.5 \text{ kn}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.448 \times 1.15}{5} \times 31297.66 = 1563.5 \text{ kn}$$

Les résultats de la vérification de la résultante sismique sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 4.2. Vérification de la résultante sismique**

Résultante des forces sismiques	$V_{dyn}$ (kn)	$V_{st}$ (kn)		Observation
Sens x-x	1503.27	1563.5	0.96	vérifiée
Sens y-y	1567.20	1563.5	1.00	vérifiée

#### 4.1.2. Les méthodes dynamiques

##### A. La méthode d'analyse par accélérogramme

Cette méthode peut être utilisée au 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'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

##### B. La méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans ce cas l'action sismique est présentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

## 4.2. Disposition des voiles

Plusieurs dispositions ont été testées afin d'obtenir un bon comportement de la structure tout en essayant de respecter l'aspect architecturale qui est un point important dans notre ouvrage et aussi satisfaire les conditions du RPA99/2003.

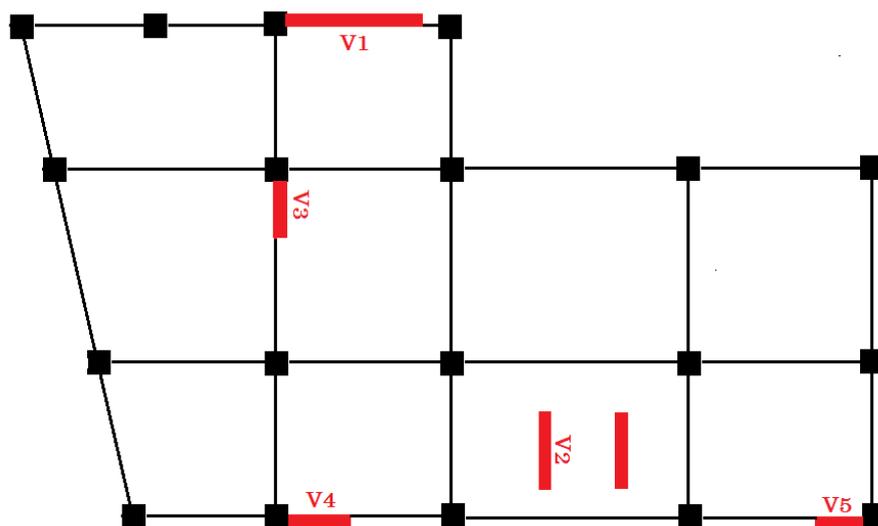


Figure 4.1. Disposition des voiles

### 4.3. Modes de vibration et taux de participation des masses

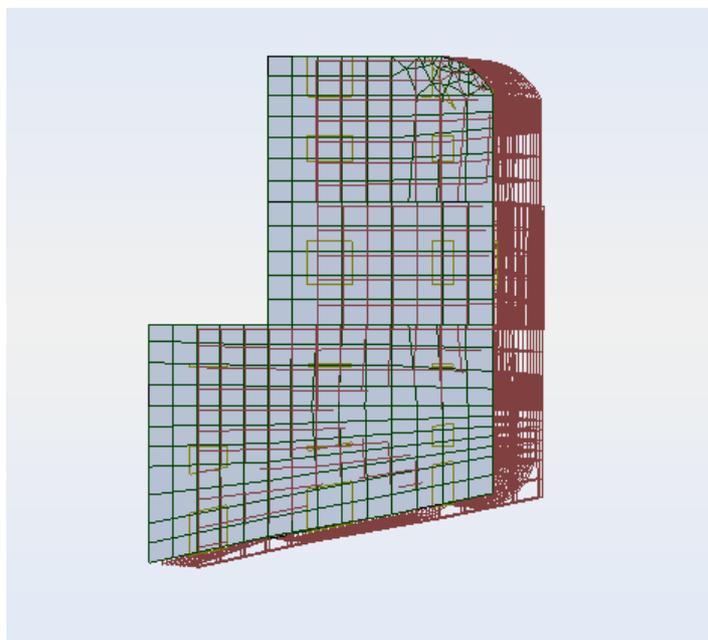
D'après le (RPA99/2003 Art.4.3.4) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Le tableau suivant illustre les résultats des dix premiers modes de vibration obtenus :

**Tableau 4.3. Période et taux de participation massique**

Mode	Période (s)	Masses modales		Masses modales cumulées	
		U <sub>x</sub> (%)	U <sub>y</sub> (%)	U <sub>x</sub> (%)	U <sub>y</sub> (%)
1	1.10	73.02	0.12	73,02	0,12
2	1.00	0.13	71.98	73,15	72,1
3	0.90	0.01	0.01	73,16	72,11
<b>7</b>	<b>0.17</b>	<b>4.66</b>	0.01	<b>90,03</b>	85,42
8	0.16	0.01	3.36	90,04	88,78
<b>9</b>	<b>0.13</b>	0.02	<b>1.43</b>	90,05	<b>90,21</b>
10	0.12	1.69	0.00	91,74	90,21

Les modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :



**Figure 4.2. 1<sup>er</sup> mode de vibration (translation selon l'axe X)**

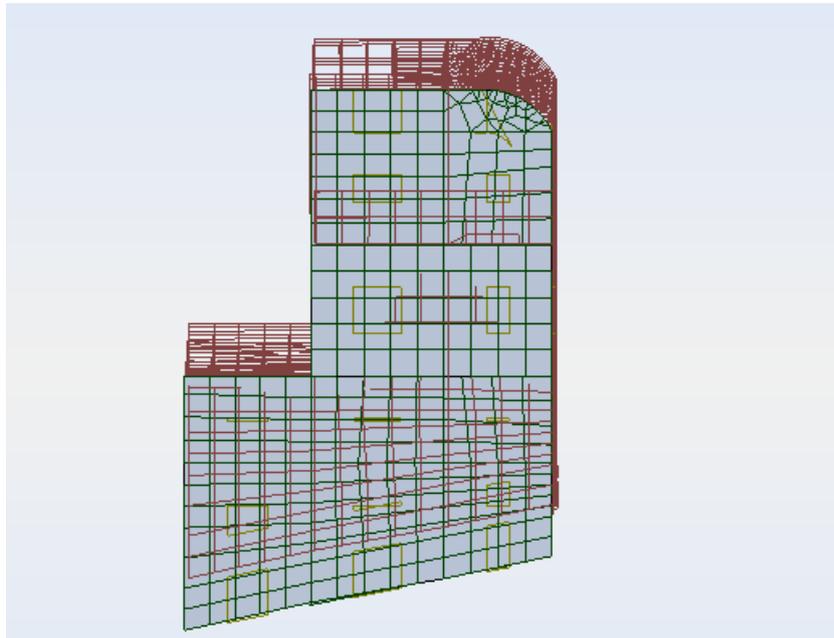


Figure4.3. 2<sup>ème</sup> mode de vibration (translation selon l'axe Y)

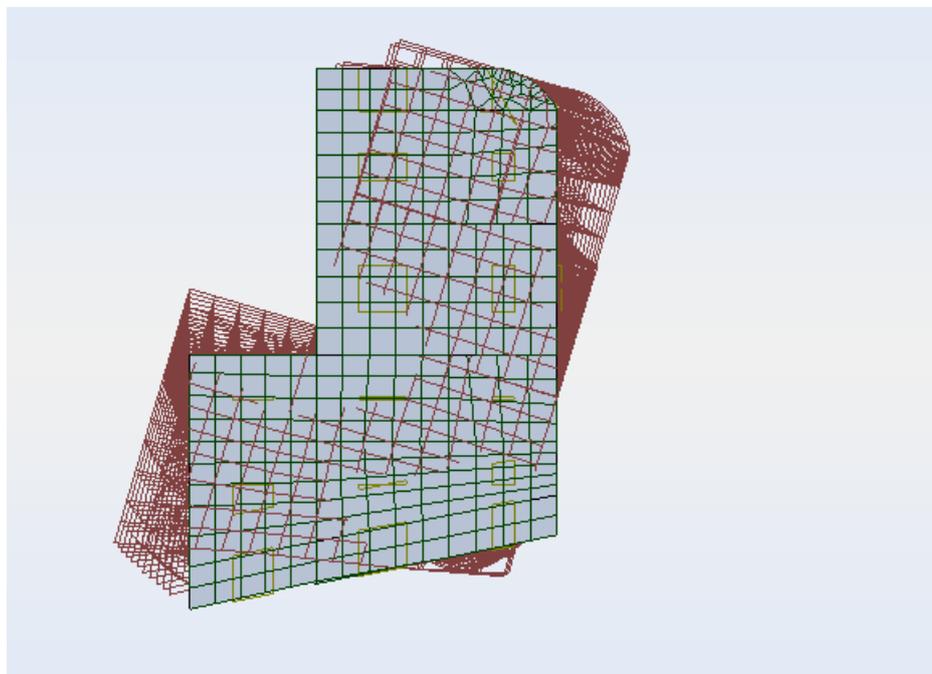


Figure4.4. 3<sup>ème</sup> mode de vibration (torsion autour de l'axe Z)

#### 4.4. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, le **RPA99 (Art 7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

B : air de la section transversale du poteau considéré.

N<sub>d</sub> : effort normal de compression de calcul sous combinaisons accidentelles (sismique).

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau 4.4. Vérification de l'effort normal réduit**

Etages	Section (m <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (kn)	Combinaison		Observation
S.sol 1 et 2	75*75	3320.26	G+Q+Ex	0.236	Vérifiée
RDC et s.pente	70*70	2417.29	G+Q+Ey	0.197	Vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages	65*65	2033.63	G+Q+Ey	0.193	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup> étage	60*60	1603.10	G+Q+Ey	0.178	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	55*55	587.12	G+Q+Ey	0.078	Vérifiée
9 <sup>ème</sup> étage	50*50	446.89	G+Q+Ey	0.072	Vérifiée
10 <sup>ème</sup> étage	45*45	343.71	G+Q+Ey	0.068	Vérifiée
Cage d'escalier	40*40	160.47	G+Q+Ex	0.040	Vérifiée

#### 4.5. Justification de l'interaction voiles-portiques

- **Sous charges verticales**

Pour la structure soit classée en système de contreventement mixte il faut que :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

**RPA99/2003 (Art 4.a)**

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les résultats obtenus à partir du logiciel « ROBOT » sont illustrés dans le tableau si dessous :

**Tableau 4.5. Justification de l'interaction sous charges verticales**

Niveaux	Charges reprises (kn)		Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques $\geq$ 80%	Voiles $\leq$ 20%	
S.sol 2	33110,60	6702,15	83,16	16,84	Vérifiée
S.sol 1	30893,10	6017,09	83,69	16,31	Vérifiée
RDC	27686,50	5698,14	82,93	17,07	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	25444,50	5416,97	82,44	17,56	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	22753,30	5145,70	81,55	18,45	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	20268,60	4720,63	81,11	18,89	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	17833,00	4391,36	80,24	19,76	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	15602,50	3905,70	79,97	20,03	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	13442,30	3349,83	80,05	19,95	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	11298,10	2777,78	80,26	19,74	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	9163,62	2196,15	80,66	19,34	Vérifiée
9 <sup>ème</sup> étage	6983,05	1690,84	80,50	19,50	Vérifiée
10 <sup>ème</sup> étage	4809,14	1158,27	80,59	19,41	Vérifiée
11 <sup>ème</sup> étage	2785,80	565,53	83,12	16,88	Vérifiée
Cage d'escalier	657,69	9,87	98,52	1,48	Vérifiée

- **Sous charges horizontales**

Il faut que :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau ci dessous :

**Tableau 4.6. Justification de l'interaction sous charges horizontales**

	Charges reprises (kn)				Pourcentages repris (kn)			
	Portiques		Voiles		Portiques $\geq 25\%$		Voiles $\leq 75\%$	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
S.sol 2	918,32	1013,82	584,94	553,36	61,08	64,69	38,92	35,31
S.sol 1	922,56	823,87	568,24	731,02	61,88	52,98	38,12	47,02
RDC	616,96	686,92	832,98	829,72	42,55	45,29	57,45	54,71
1 <sup>er</sup> étage	931,83	696,60	473,46	776,35	66,30	47,29	33,70	52,71
2 <sup>ème</sup> étage	903,65	745,45	434,56	660,81	67,52	53,00	32,48	46,00
3 <sup>ème</sup> étage	908,61	765,71	352,27	562,02	72,06	57,67	27,94	42,33
4 <sup>ème</sup> étage	817,00	695,93	362,61	546,97	69,26	55,99	30,74	44,01
5 <sup>ème</sup> étage	788,03	685,36	303,48	464,68	72,19	59,59	27,81	40,41
6 <sup>ème</sup> étage	729,11	639,75	264,69	406,73	73,36	61,13	26,64	38,87
7 <sup>ème</sup> étage	661,35	586,09	225,30	344,92	74,59	62,95	25,41	37,05
8 <sup>ème</sup> étage	594,90	532,23	171,00	267,97	77,67	66,51	22,33	33,49
9 <sup>ème</sup> étage	486,54	436,91	143,72	216,72	77,19	66,84	22,81	33,16
10 <sup>ème</sup> étage	390,1	349,54	85,68	136,39	81,99	71,93	18,01	28,07
11 <sup>ème</sup> étage	345,95	317,92	48,45	20,97	87,71	93,81	12,29	6,19
Cage d'escalier	78,85	70,58	3,45	4,27	95,81	94,28	4,19	5,72

#### Observation :

Après satisfaction de l'interaction voiles-portiques sous charge horizontales et verticales nous pouvons dire que le système approprié est un système mixte avec interaction voiles-portiques.

#### 4.6. Vérification vis-à-vis des déformations

Selon le **RPA99 (Art.5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau K-1 est égale à :

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_K = R \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$\delta_K$  : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure.

R : coefficient de comportement globale.

Dans ce cas  $R = 5$ , et tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 4.7. Vérification vis-à-vis des déformations**

Niveaux	Sens x-x						Sens y-y				
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)
S.sol 1	0.08	0,4	0	0.4	285	0.140	0.08	0,4	0	0.4	0.140
S.sol 2	0.24	1,2	0.4	0.7	285	0.281	0.22	1,1	0.4	0.7	0.246
RDC	0.50	2,5	1.2	1.3	350	0.371	0.46	2,3	1,1	1.2	0.343
1 <sup>er</sup> étage	0.74	3,7	2.5	1.2	280	0.429	0.68	3,4	2,3	1.1	0.393
2 <sup>ème</sup> étage	0.98	4,9	3.7	1.2	280	0.429	0.90	4,5	3,4	1.1	0.393
3 <sup>ème</sup> étage	1.22	6,1	4.9	1.2	280	0.429	1.10	5,5	4,5	1.0	0.357
4 <sup>ème</sup> étage	1.46	7,3	6.1	1.2	280	0.429	1.30	6,5	5,5	1.0	0.357
5 <sup>ème</sup> étage	1.68	8,4	7.3	1.1	280	0.393	1.48	7,4	6,5	0.9	0.321
6 <sup>ème</sup> étage	1.90	9,5	8.4	1.1	280	0.393	1.66	8,3	7,4	0.9	0.321
7 <sup>ème</sup> étage	2.08	10,4	9.5	0.9	280	0.321	1.84	9,2	8,3	0.9	0.321
8 <sup>ème</sup> étage	2.24	11,2	10.4	0.8	280	0.286	1,98	9,9	9,2	0.7	0.250
9 <sup>ème</sup> étage	2.40	12,0	11.2	0.8	280	0.286	2.12	10,6	9,9	0.7	0.250
10 <sup>ème</sup> étage	2.54	12,7	12.0	0.7	280	0.250	2.24	11,2	10,6	0.6	0.214
11 <sup>ème</sup> étage	2.66	13,3	12.7	0.6	280	0.214	2.36	11,8	11,2	0.6	0.214
Cage d'escalier	2.74	13,7	13.3	0.4	280	0.143	2.42	12,1	11,8	0.3	0.107

D'après le tableau ci-dessus, nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k^{max} = 1.3 \text{ cm} < 0.01 \times h_k = 3.5 \text{ cm}$$

#### 4.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du second 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 :

$$\theta_K = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0.1$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k.

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau k.

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

$h_K$  : Hauteur d'étage.

Si  $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta_K}$

Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 4.8. Vérification des effets P- $\Delta$**

Hauteurs (m)	$h_K$ (cm)	$P_K$ (kn)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_K$ (cm)	$V_K$ (kn)		$\Delta_K$ (cm)	$V_K$ (kn)	
S.sol 1	285	35156.58	0.4	1503,26	0.032	0.4	1567,18	0.031
S.sol 2	285	32651.42	0.7	1490,80	0.054	0.7	1554,89	0.052
RDC	350	29830.23	1.3	1449,94	0.076	1.2	1516,63	0.067
1 <sup>er</sup> étage	280	27521.04	1.2	1405,29	0.084	1.1	1472,95	0.073
2 <sup>ème</sup> étage	280	24877.84	1.2	1338,20	0.080	1.1	1406,26	0.069
3 <sup>ème</sup> étage	280	22287.19	1.2	1260,88	0.076	1.0	1327,73	0.060
4 <sup>ème</sup> étage	280	19815.39	1.2	1179,61	0.072	1.0	1242,9	0.057
5 <sup>ème</sup> étage	280	17392.24	1.1	1091,51	0.062	0.9	1150,04	0.049
6 <sup>ème</sup> étage	280	14969.10	1.1	993,79	0.060	0.9	1046,48	0.046
7 <sup>ème</sup> étage	280	12545.95	0.9	886,64	0.045	0.9	931,01	0.043
8 <sup>ème</sup> étage	280	10122.80	0.8	765,90	0.038	0.7	800,19	0.032
9 <sup>ème</sup> étage	280	7729.93	0.8	630,26	0.035	0.7	653,63	0.030
10 <sup>ème</sup> étage	280	5330.56	0.7	475,78	0.028	0.6	485,93	0.024
11 <sup>ème</sup> étage	280	3014.38	0.6	394,4	0.016	0.6	338,89	0.019
Cage d'escalier	280	606.95	0.4	82,29	0.011	0.3	74,86	0.009

La condition  $\theta_k < 0.1$  est satisfaite, d'où les effets de second ordre peuvent être négligés.

## Conclusion

Après plusieurs essais de disposition des voiles et augmentation des dimensions des poteaux par rapport au premier dimensionnement, on a pu satisfaire les conditions exigées par le RPA99/2003 (justification d'interaction voiles-portiques, effort normal réduit,...), ce qui nous permet de passer au calcul des éléments structuraux et de conclure ce chapitre.

**Tableau 4. Les sections finales des poteaux**

Etages	s-sols 1+2	RDC+ s.pente	1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup> étages	3 <sup>ème</sup> au 7 <sup>èmes</sup> étages	8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> étage	10 <sup>ème</sup> étage	Toiture de CE
Sections (a*b)	75*75	70*70	65*65	60*60	55*55	50*50	45*45	40*40

## Chapitre 5 Ferrailage des éléments structuraux

Dans ce chapitre nous allons présenter les dimensions retenus et le ferrailage des éléments structuraux de notre bloc. Les différentes sollicitations qui seront utilisées pour le ferrailage sont tirées de l'analyse sismique de la structure réalisée par le logiciel « ROBOT ».

### 5.1. Etude des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, ils sont donc calculés à la flexion composée. Les efforts normaux (N) et les moments fléchissant (M) sont donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans ROBOT comme suit :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Les sollicitations à considérer sont :  $N_{max} \rightarrow M_{corr}$  ;  $N_{min} \rightarrow M_{corr}$  ;  $M_{max} \rightarrow N_{corr}$

**Tableau 5.1. Les différentes sollicitations dans les poteaux**

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	
	N (kn)	M (kn.m)	N (kn)	M (kn.m)	M (kn.m)	N (kn)
S.sol 1 et 2	3320.26	-245.28	-1242.75	189.45	-245.28	3320.26
RDC et s.pente	2817.30	-93.88	-975.69	107.55	184.28	2186.89

1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages	2468.49	-111.24	-455.7	-67.97	-154.71	1553.03
3 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup> étage	1455.88	-88.92	-168.89	66.25	125.17	1033.06
8 <sup>ème</sup> étage	731.78	69.39	-81.96	78.57	105.90	690.56
9 <sup>ème</sup> étage	532.66	-71.58	-86.77	59.86	92.53	509.08
10 <sup>ème</sup> étage	419.56	-61.64	-48.56	96.57	118.06	202.81
Cage d'escalier	195.54	-57.03	-14.84	-21.56	-57.03	195.54

### ❖ Recommandation du RPA 99/ version 2003

#### a). Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

$A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa).

$A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).

$A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).

$\phi_{min} = 12 \text{ mm}$  (Diamètre minimale utilisée pour les barres longitudinales).

La longueur minimale de recouvrement ( $l_{min}$ ) est de  $40\phi$  en zone IIa.

L'espacement ( $S_t$ ) entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm. (en zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  :

$$l' = 2h ; \quad h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 concernant notre ouvrage sont apportées dans le tableau ci-après :

**Tableau 5.2. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux**

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
S.sol 1 et 2	75*75	45.0	225	337.5
RDC et s.pente	70*70	39.2	196	294
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages	65*65	33.8	169	253.5
3 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup> étage	60*60	28.8	144	216
8 <sup>ème</sup> étage	55*55	24.2	121	181.5
9 <sup>ème</sup> étage	50*50	20	100	150
10 <sup>ème</sup> étage	45*45	16.2	81	121.5
Cage d'escalier	40*40	12.8	64	96

### b). Les armatures transversales

Les armatures transversales dans les poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Un Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique «  $\lambda_g$  » dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_l^{min}; 15 \text{ cm})$  (en zone IIa).

Dans la zone courante :  $t \leq 15\phi_l^{min}$  (en zone IIa).

La quantité d'armature transversale minimale  $A_t/t.b_1$  en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{si } \lambda_g \geq 5; A_t/t.b_1 = 0.3\% \\ \text{si } \lambda_g \leq 3; A_t/t.b_1 = 0.8\% \\ \text{si } 3 \leq \lambda_g \leq 5; \text{interpoler entre les valeurs précédentes} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimums.

### 5.1.1. Calcul du ferrailage

- **Ferrailage longitudinale**

Tableau 5.3. Armatures longitudinales dans les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
S.sol 1 et 2	75*75	31.07	45.0	4HA25+4HA20+8HA16 = 48.29
RDC et s.pente	70*70	21.89	39.2	8HA20+8HA16 = 41.22
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages	65*65	11.39	33.8	4HA20+12HA16 = 36.69
3 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup> étage	60*60	4.22	28.8	16HA16 = 32.17
8 <sup>ème</sup> étage	55*55	2.05	24.2	16HA14 = 24.63
9 <sup>ème</sup> étage	50*50	2.16	20	16HA14 = 24.63
10 <sup>ème</sup> étage	45*45	1.21	16.2	16HA12 = 18.10
Cage d'escalier	40*40	0.37	12.8	16HA12 = 18.10

- **Ferrailage transversale**

Niveau	B (cm <sup>2</sup> )	$\phi_l^{min}$ (cm)	$l_f$ (cm)	$\lambda_g$	$V_u$ (kn)	$l_r$ (cm)	St zone nodale (cm)	St zone courante (cm)	$A_t^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{adtp}$ (cm <sup>2</sup> )
S. sol 1	75*75	1.6	199.5	2.66	147.01	100	10	15	2.76	6.00	8HA10

et 2											= 6.28
RDC et s.pente	70*70	1.6	245.0	3.50	153.41	80	10	15	3.08	4.72	8HA10 = 6.28
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages	65*65	1.6	196.0	3.02	140.32	80	10	15	3.04	5.17	8HA10 = 6.28
3 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup> étage	60*60	1.6	196.0	3.27	114.31	70	10	15	2.68	4.40	6HA10 = 4.71
8 <sup>ème</sup> étage	55*55	1.4	196.0	3.56	103.82	60	10	15	2.65	3.63	6HA10 = 4.71
9 <sup>ème</sup> étage	50*50	1.4	196.0	3.92	93.56	60	10	15	2.63	2.85	6HA8 = 3.02
10 <sup>ème</sup> étage	45*45	1.2	196.0	4.36	91.09	50	10	15	2.84	2.07	6HA8 = 3.02
Cage d'escalier	40*40	1.2	196.0	4.9	32.6	50	10	15	1.15	1.30	6HA8 = 3.02

Conformément au **CBA93 (Art A.7.1.3)**, le diamètre des armatures transversales est :

$$\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_l^{max}}{3} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

❖ **Vérifications**

- **Vérification au flambement (effort normal ultime)**

Selon le **CBA99 (Art B.8.2.1.)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le poteau du sous-sol avec  $l_0 = 2.85$  m

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

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élanement  $\lambda$ .  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{Si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 2.85 = 1.995 \text{ m (Longueur de flambement).}$$

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}} = 0.216 \text{ m (Rayon de giration).}$$

$$\lambda = 9.236 \rightarrow \alpha = 0.838$$

$$B_r = (75 - 2) \times (75 - 2) = 5329 \text{ cm}^2 \quad (\text{Section réduite})$$

$$N_u = 0.838 \times \left[ \frac{0.5329 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{48.29 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 9.67 \text{ MN}$$

$$N_d = 3.32 \text{ MN} < N_u = 9.67 \text{ MN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement}$$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul pour l'ensemble des poteaux

**Tableau 5.4. Vérification du flambement pour l'ensemble des poteaux**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_0$ (m)	$l_f$ (m)	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	$N_u$ (MN)	$N_d$ (MN)	observ
S.sol 1 et 2	75*75	2.85	1.995	9.23	0.840	48.29	5329	9.67	3.32	vérifiée
RDC et s.pente	70*70	3.50	2.450	12.12	0.830	41.22	4624	7.11	2.82	vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages	65*65	2.80	1.960	10.45	0.696	36,69	3969	5.12	2.46	vérifiée
3 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup> étage	60*60	2.80	1.960	11.32	0.694	32.17	3364	3.89	1.45	vérifiée

8ème étage	55*55	2.80	1.960	12.34	0.691	24.63	2809	3.24	0.73	vérifiée
9ème étage	50*50	2.80	1.960	13.58	0.688	24.63	2304	2.64	0.53	vérifiée
10ème étage	45*45	2.80	1.960	15.09	0.683	18.10	1849	2.11	0.41	vérifiée
Cage d'escalier	40*40	2.80	1.960	16.97	0.677	18.10	1444	1.63	0.19	vérifiée

D'après les résultats obtenus, il n'y a pas de risque de flambement.

• **Vérification des contraintes**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau :

$$\begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v' \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S}$$

$$V' = h - V$$

$$S = b \times h + 15 \times (A + A'), \text{ (Section homogène).}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

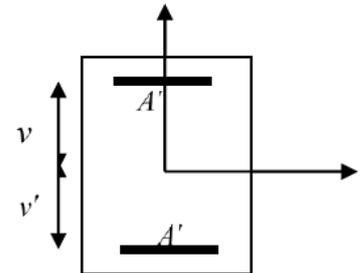


Tableau 5.5. Vérification des contraintes dans le béton des poteaux

Niveau	B (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	V (cm)	V' (cm)	I <sub>gg'</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (kn)	M <sub>serG</sub> (kn.m)	σ <sub>b1</sub> (MPa)	σ <sub>b2</sub> (MPa)
S.sol 1 et 2	75*75	72	48.29	37.5	37.5	0.035	2367.84	70.26	4.96	3.46
RDC et s.pente	70*70	67	41.22	35	35	0.026	2049.26	64.85	5.05	3.31
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages	65*65	62	36.69	32.5	32.5	0.019	1800.53	64.35	5.36	3.16
3 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup> étage	60*60	57	32.17	30	30	0.014	1422.76	50.52	5.03	2.87
8 <sup>ème</sup> étage	55*55	52	24.63	27.5	27.5	0.009	533.48	59.07	3.57	-0.04
9 <sup>ème</sup> étage	50*50	47	24.63	25	25	0.0067	388.86	53.25	3.54	0.43
10 <sup>ème</sup> étage	45*45	42	18.10	22.5	22.5	0.0043	306.70	85.72	5.99	-2.97
Cage d'escalier	40*40	37	18.10	20	20	0.0029	134.42	41.64	3.71	-2.03

On voit bien que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

- **Vérification aux sollicitations tangentes**

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)** la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur

limite suivante :  $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$  Tel que :  $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$  avec :  $\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous:

**Tableau 5.6. Vérification des sollicitations tangentés dans les poteaux**

Niveau	B (cm <sup>2</sup> )	$l_f$ (cm)	$\lambda_g$	$\rho_d$	d (cm)	Vu (kn)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	observation
S.sol 1 et 2	75*75	199.5	2.66	0.04	72	147.01	0.27	1	Vérifiée
RDC et s.pente	70*70	245.0	3.50	0.04	67	153.41	0.33	1	Vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages	65*65	196.0	3.02	0.04	62	140.32	0.35	1	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup> étage	60*60	196.0	3.27	0.04	57	114.31	0.33	1	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	55*55	196.0	3.56	0.04	52	103.82	0.36	1	Vérifiée
9 <sup>ème</sup> étage	50*50	196.0	3.92	0.04	47	93.56	0.40	1	Vérifiée
10 <sup>ème</sup> étage	45*45	196.0	4.36	0.04	42	91.09	0.48	1	Vérifier
Cage d'escalier	40*40	196.0	4.9	0.04	37	32.6	0.22	1	Vérifier

### ❖ Dispositions constructives

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Longueur des crochets :  $L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$

Longueur de recouvrement :  $L_r \geq 40 \times \phi$

$\phi = 25 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2.5 = 100 \text{ cm}$  ; On adopte  $L_r = 100 \text{ cm}$

$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$  ; On adopte  $L_r = 80 \text{ cm}$

$\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$  ; On adopte  $L_r = 70 \text{ cm}$

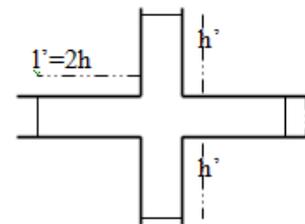
$\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$  ; On adopte  $L_r = 60 \text{ cm}$

$\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 4.8 \text{ cm}$  ; On adopte  $L_r = 50 \text{ cm}$

❖ **Détermination de la zone nodale (zone critique)**

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

La longueur à prendre pour chaque barre est donnée comme suit :



$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \text{ cm}\right), l' = 2h$$

$h$  : Hauteur de la poutre principale ( $h = 45 \text{ cm}$ )

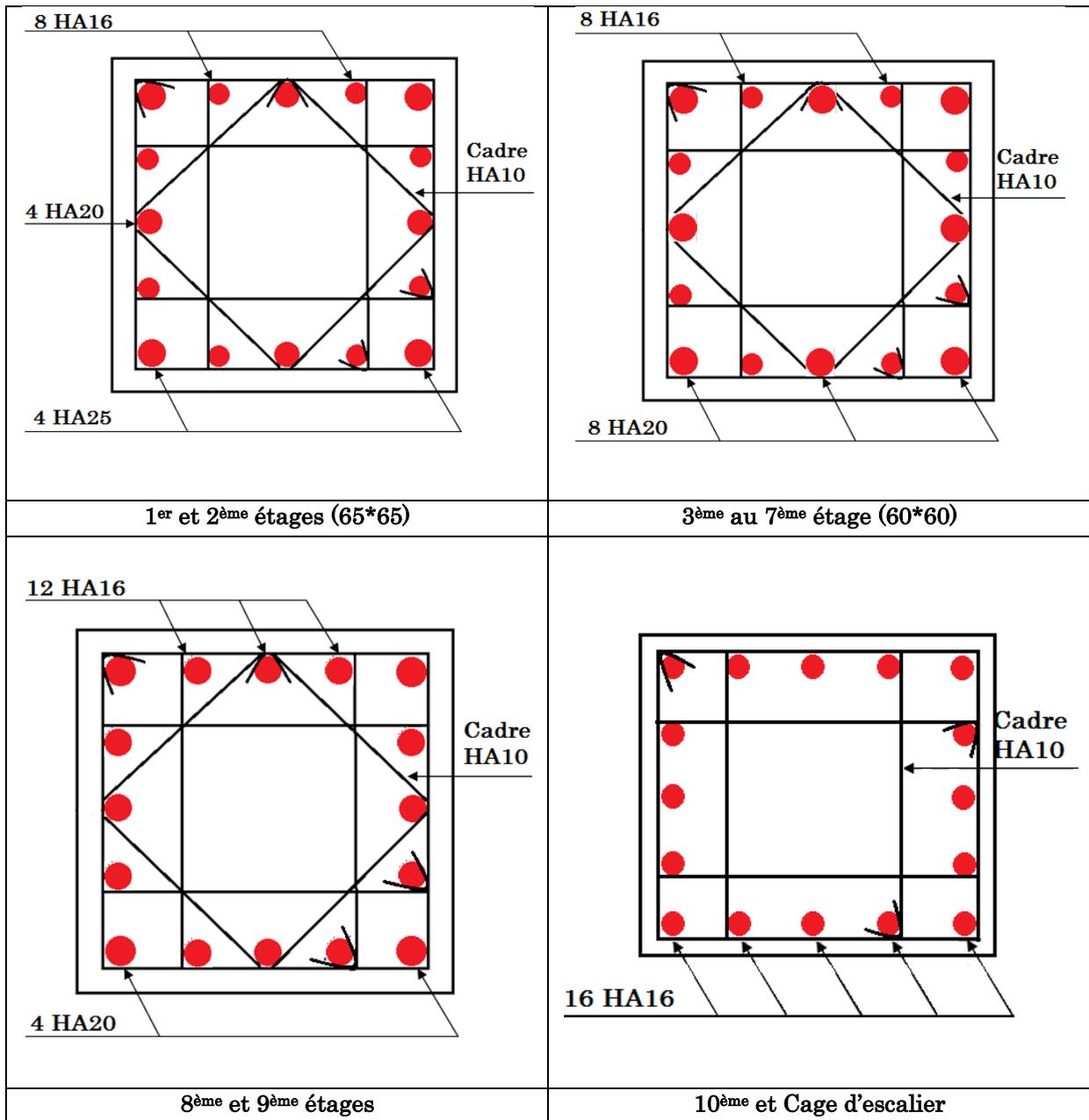
$h_e$  : Hauteur de chaque niveau

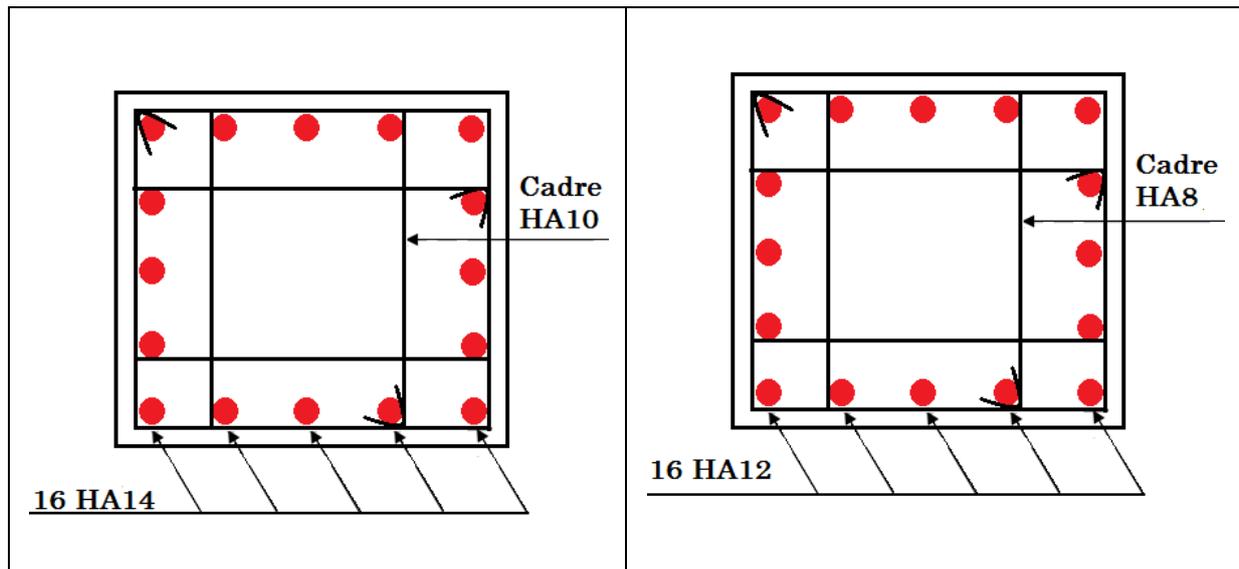
S.sols  $\begin{cases} h' = 75 \text{ cm} \\ l' = 90 \text{ cm} \end{cases}$  ; RDC  $\begin{cases} h' = 70 \text{ cm} \\ l' = 90 \text{ cm} \end{cases}$  ; 1 et 2<sup>ème</sup> étages  $\begin{cases} h' = 65 \text{ cm} \\ l' = 90 \text{ cm} \end{cases}$  ; autre étages  $\begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 90 \text{ cm} \end{cases}$

**5.1.2. Schéma de ferrailage des poteaux**

Tableau 5.7. Schéma de ferrailage des poteaux de chaque niveau

Sous-sol 1 et 2 (75*75)	RDC et s.pente (70*70)





## 5.2. Étude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Comme la fissuration est jugée peu nuisible, le ferrailage se fera à l'ELU et les contraintes seront vérifiées à l'ELS.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ROBOT, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/2003** :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

❖ **Recommandations du RPA99/ version2003**

### a). Les armatures longitudinales (art 7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre.  $A_l^{min} = 0.5\% b * h$ .

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% de la section de la poutre en zone courante.

6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.

La longueur minimale des recouvrements est de :  $40\phi$  En zone II<sub>a</sub>.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

#### b). Les armatures transversales (Art 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $0.3\% S_t \times h$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{zone nodale (zone II)}.$$

$$S \leq \min\frac{h}{2} \quad \text{zone courante (zone II)}.$$

La valeur du diamètre  $\phi_l$  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.

### 5.2.1. Calcul du ferrailage

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 5.8. Armatures longitudinales des poutres**

Plancher	Type de poutre	Section (cm <sup>2</sup> )	Loca	M (kn.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adpt</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
S.sol	Poutre	30*45	appuis	91.64	5.75	6.75	6.88	3HA14+2HA12

	principale		travée	54.04	3.31		4.62	3HA14
	Poutre secondaire	30*40	appuis	94.63	6.87	6	6.88	3HA14+2HA12
			travée	90.65	6.56		6.88	3HA14+2HA12
RDC	Poutre principale	30*45	appuis	154.66	10.1	6.75	10.64	3HA16+3HA14
			travée	78.34	4.87		6.02	3HA16
	Poutre secondaire	30*40	appuis	131.12	9.83	6	10.64	3HA16+3HA14
			travée	127	9.48		10.64	3HA16+3HA14
Etages courants	Poutre principale	30*45	appuis	139.43	9.02	6.75	10.64	3HA16+3HA12
			travée	103.42	6.53		6.88	3HA14+2HA12
	Poutre secondaire	30*40	appuis	150.00	11.4	6	12.05	6HA16
			travée	153.25	11.7		12.05	6HA16
Terrasse accessible	Poutre principale	30*45	appuis	116.99	7.45	6.75	8.01	3HA14+3HA12
			travée	21.05	1.27		3.38	3HA12
	Poutre secondaire	30*40	appuis	70.57	2.01	6	3.38	3HA12
			travée	75.45	5.39		6.88	3HA14+2HA12
Terrasse inaccessible	Poutre principale	30*45	appuis	107.29	6.79	6.75	6.88	3HA14+2HA12
			travée	22.27	1.34		3.38	3HA12
	Poutre secondaire	30*40	appuis	29.14	2.01	6	3.38	3HA12
			travée	15.95	1.09		3.38	3HA12

❖ Vérification des armatures selon le RPA99/2003

1. Armatures longitudinales

- Pourcentage maximum des armatures longitudinales

*poutre principale*  $\begin{cases} \text{en zone courante: } A_{max} = 4\%b.d = 54 \text{ cm}^2 > A_{adpt} \dots \text{vérifier} \\ \text{en zone de recouvrement: } A_{max} = 6\%b.d = 81 \text{ cm}^2 > A_{adpt} \dots \text{vérifier} \end{cases}$

$$\text{poutre secondaire} \begin{cases} \text{en zone courante: } A_{max} = 4\%b.d = 48 \text{ cm}^2 > A_{adpt} \dots \text{vérifier} \\ \text{en zone de recouvrement: } A_{max} = 6\%b.d = 72 \text{ cm}^2 > A_{adpt} \dots \text{vérifier} \end{cases}$$

- **Les longueurs de recouvrement**

$$L_r > 40\phi_l$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} ; \text{ On adopte } L_r = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} ; \text{ On adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} ; \text{ On adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

## 2. Les armatures transversales

- **Calcul de  $\phi_t$  :**

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_{l \min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

**Poutre principale:**  $\phi \leq \min(12; 15; 30)$  soit  $\phi \leq 12 \text{ mm}$

Donc on adopte un cadre et un étrier de HA8 d'où  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

**Poutre principale:**  $\phi \leq \min(12; 11.4; 30)$  soit  $\phi \leq 11.4 \text{ mm}$

Donc on adopte un cadre et un étrier de HA8 d'où  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Calcul des espacements des armatures transversales**

Selon le **RPA99/2003** :

Zone nodale :  $S_t \leq \min(h/4; 12\phi_{l\ min})$  (Art 7.5.2.2)

On adopte un espacement de  $S_t = 10$  cm pour toutes les poutres.

Zone courante :  $S_t \leq h/2$  (Art 7.5.2.2)

Pour toutes les poutres on adopte un espacement  $S_t = 15$  cm.

- **Vérification des sections d'armatures transversales**

$A_{t\ min} = 2.01\text{cm}^2 > 0.003 \times S_t \times b = 1.35\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

❖ **Vérification à l'ELU**

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

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

**Tableau 5.9. Vérification de la section minimale**

Poutres	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adpt</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales	1.52	2.01	Vérifiée
Secondaires	1.34	2.01	Vérifiée

- **Vérification des contraintes tangentielles**

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau} = \min(0,13 \times f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$

**Tableau 5.10. Vérification des contraintes tangentielles**

Poutres	Vu (kn)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principales	159.78	1.26	3.33	Vérifiée
Secondaires	296.49	2.67	3.33	Vérifiée

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

Appuis de rives :  $A_l \geq \frac{V \times \gamma_s}{f_e}$

Appuis intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V - \frac{Ma}{0.9.d})$

**Tableau 5.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

Poutres	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	Vu (kn)	Ma (kn.m)	$A_{l\text{rive}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{l\text{int}}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales	10.64	159.78	139.43	4.59	0	Vérifiée
Secondaires	12.05	296.49	150.00	8.52	0	Vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS**

- **Etat limite de compression du béton**

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

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 ; \quad \frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

**Tableau 5.12. Vérification de l'état limite de compression du béton**

Type de poutre	Section	Localisation	$M_{ser}$ (kn.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Observation
Principale	30*45	Appui	97.65	16.5	148701.15	10.8	Vérifiée
		Travée	10.15	10.3	61875.19	1.69	Vérifiée
Secondaire		Appui	58.44	15.2	110966.38	8.00	Vérifiée

	30*40	Travée	24.92	15.9	120668.49	3.28	Vérifiée
--	-------	--------	-------	------	-----------	------	----------

- **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

Selon le BAEL99, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées.

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

**Poutre principale :**

$$\frac{h}{l} = 0.085 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \dots \dots \dots \text{vérifiée} ; \frac{A_t}{b \times d} = 0.01 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Poutre secondaire :**

$$\frac{h}{l} = 0.085 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \dots \dots \dots \text{vérifiée} ; \frac{A_t}{b \times d} = 0.01 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

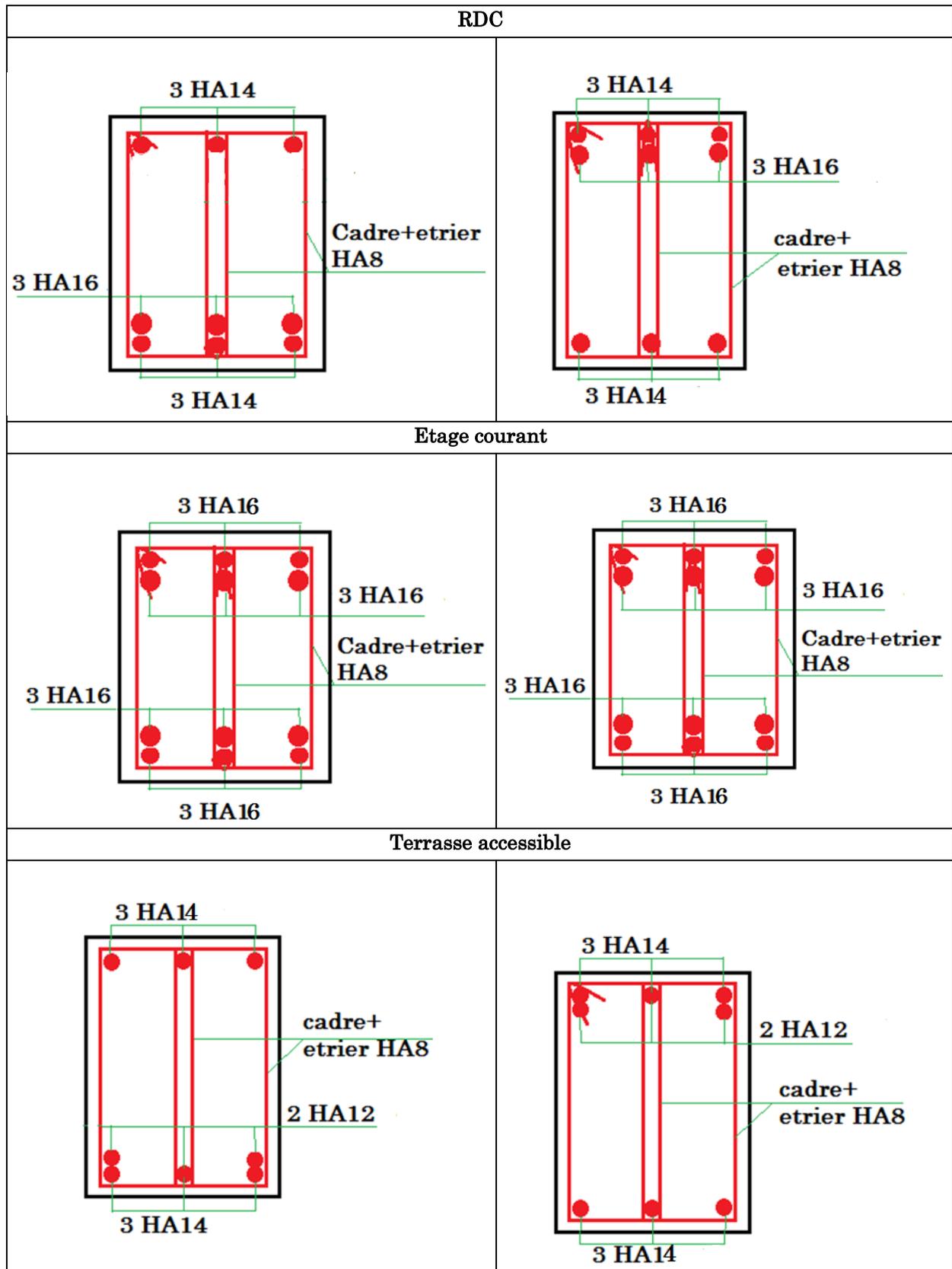
### 5.2.2. Schéma de ferrailage des poutres

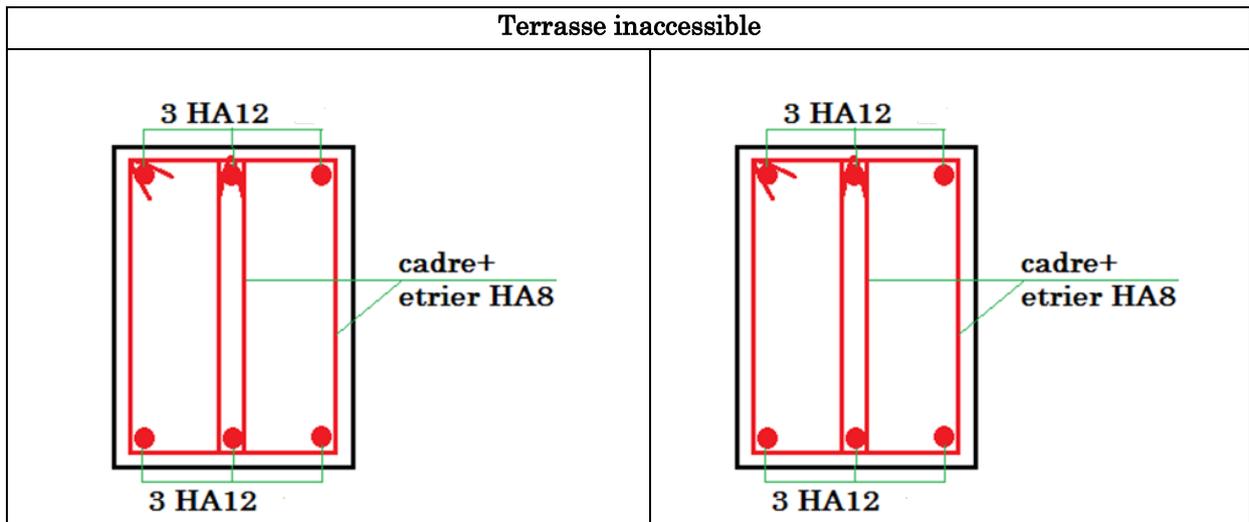
**Remarque :** selon le RPA99 (Art 7.5.2.1), les poutres secondaires (dans notre cas, celles du plancher étage courant, terrasse accessible et inaccessible) doivent avoir des armatures symétriques.

Tableau 5.13. Schéma de ferrailage des poutres

Poutres principales	
Travée	Appui
Sous.sol	
<p>3 HA14</p> <p>cadre+ etrier HA8</p> <p>3 HA14</p>	<p>3 HA14</p> <p>2 HA12</p> <p>cadre+ etrier HA8</p> <p>3 HA14</p>
RDC	
<p>3 HA14</p> <p>cadre+ etrier HA8</p> <p>3 HA16</p>	<p>3 HA14</p> <p>3 HA16</p> <p>cadre+ etrier HA8</p> <p>3 HA16</p>
Etage courant	
<p>3 HA12</p> <p>cadre+ etrier HA8</p> <p>2 HA12</p> <p>3 HA14 fil</p>	<p>3 HA12</p> <p>3 HA16</p> <p>Cadre + etrier HA8</p> <p>3 HA14</p>

Terrasse accessible	
<p>3 HA12</p> <p>cadre+étrier HA8</p> <p>3 HA12</p>	<p>3 HA12</p> <p>3 HA12 fil</p> <p>3 HA14</p> <p>cadre+étrier HA8</p>
Terrasse inaccessible	
<p>3 HA14</p> <p>cadre+étrier HA8</p> <p>3 HA14</p>	<p>3 HA14</p> <p>3 HA14</p> <p>2 HA12</p> <p>cadre+étrier HA8</p>
Poutres secondaires	
Travée	Appui
Sous.sol	
<p>3 HA14</p> <p>cadre+étrier HA8</p> <p>2 HA12</p> <p>3 HA14</p>	<p>3 HA14</p> <p>3 HA14</p> <p>2 HA12</p> <p>cadre+étrier HA8</p>

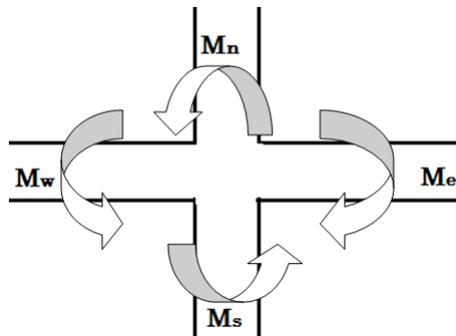




### 5.2.3. Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99/2003 (Art 7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$



➤ **Détermination du moment résistant**

Le moment résistant (MR) d'une section dépend essentiellement :

Des dimensions de la section du béton, de la contrainte limite élastique des aciers et de la quantité d'armature dans la section.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

$$Z = 0.85h; \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- Les poteaux

Tableau 5.14. Moments résistant dans les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	Mn (kn.m)	Ms (kn.m)	Mn +Ms (kn.m)
S.sol 1 et 2	75*75	0.64	48.29	1075.51	1075.51	2151.02
RDC et s.pente	70*70	0.60	41.22	860.67	860.67	1721.34
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages	65*65	0.55	36,69	702.25	702.25	1404.5
3 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup> étage	60*60	0.51	32.17	570.95	570.95	1141.9
8 <sup>ème</sup> étage	55*55	0.47	24.63	402.85	570.95	973.8
9 <sup>ème</sup> étage	50*50	0.43	24.63	368.56	402.85	771.41

- Les poutres

Tableau 5.14. Moments résistant dans les poutres

Niveau	Poutre principale (30*45)				Poutre secondaire (30*40)			
	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	Me = Mw (kn.m)	1.25 (Me +Mw) (kn.m)	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	Me = Mw (kn.m)	1.25 (Me +Mw) (kn.m)
S.sol	0.38	4.62	61.09	152.72	0.34	6.88	81.4	203.5
RDC et s.pente	0.38	6.02	79.61	199.02	0.34	10.64	125.89	314.62
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages	0.38	6.88	90.98	227.45	0.34	12.05	142.58	356.45
3 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup> étage	0.38	6.88	90.98	227.45	0.34	12.05	142.58	356.45
8 <sup>ème</sup> étage	0.38	6.88	90.98	227.45	0.34	12.05	142.58	356.45
9 <sup>ème</sup>	0.38	6.88	90.98	227.45	0.34	12.05	142.58	356.45

étage								
-------	--	--	--	--	--	--	--	--

D'après les résultats obtenus, la vérification des zones nodales est justifiée donc les rotules plastiques se formeront dans les poutres.

### 5.3. Les voiles

Le **RPA99/2003 (Art 3.4.A.1.a)**, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou quatorze mètres de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles travaillent comme des consoles encastrées à la base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

#### ❖ **Recommandation du RPA99/2003**

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

#### **a. armatures verticales**

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elle sont disposée en deux nappes parallèles aux faces du voile. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{min} = 0.2 \times L_t \times e$ .

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $S_t < e$  ( $e$  : épaisseur de voile).

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

#### **b. armatures horizontales**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi_l$ , les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par  $m^2$ . Elles doivent être placées à l'extérieur.

#### **d. règle communes (armatures verticales et horizontales) :**

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{min} = 0.15\% e . h \dots \dots \dots \text{dans la section du voile.} \quad \text{RPA99 (Art 7.7.4.3)}$$

$$A_{min} = 0.10\% e . h \dots \dots \dots \text{dans la zone courante.}$$

$$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (exception faite pour les zones d'about).}$$

L'espacement :  $S_t \leq \min(11.5e; 30 \text{ cm})$  (pour les armatures verticales et horizontale)

### 5.3.1. Calcul du ferrailage

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

$A_v^{min} / \text{voile} = 0.15\% \times b \times L_t$  : Section d'armatures verticale minimales dans le voile.

$A_v^{cal} / \text{face}$  : Section d'armature verticale calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{adpt} / \text{face}$  : Section d'armature verticale adoptée pour une seule face du voile.

$N^{br} / \text{face}$  : Nombre de barres adoptées par face.

$A_h^{min} / \text{voile} = 0.15\% \times b \times t$  : Section d'armatures horizontale minimales dans le voile.

$A_h^{cal} / \text{face}$  : Section d'armature horizontale calculée pour une seule face du voile.

$A_h^{adpt} / \text{face}$  : Section d'armature horizontale adoptée pour une seule face du voile.

**Tableau 5.15. Récapitulation du ferrailage du voile V1**

Niveau	Sous sol 1 et 2, RDC	S.pente, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étages
L (cm)	230	230	230
e (cm)	20	20	20
M (kn.m)	1052.84	537.84	168.42
N (kn)	-174.99	-43.97	-52.59
Section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (kn)	680.55	667.88	404.18
$\tau = 1.4 V / e . d$ (MPa)	2.094	2.06	1.24
$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)/face	14.020	6.975	6.975
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	6.975	6.975	6.975
$A_v^{adpt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	15.4	7.85	7.85
$N^{br}$ /face	10HA14	10HA10	10HA10

St (cm)	23	23	23
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	2.62	2.58	1.55
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adpt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	3.08	3.14	2.01
$N^{br}$ /plan	2HA14	2HA14	2HA10
St (cm)	20	20	20

Tableau 5.16. Récapitulation du voile V2

Niveau	Sous sol 1 et 2, RDC	S.pente, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étages
L (cm)	210	210	210
e (cm)	20	20	20
M (kn.m)	730.19	3.26	2.77
N (kn)	-358.66	-204.16	0
Section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (kn)	508.88	324.46	207.11
$\tau = 1.4 V/e.d$ (MPa)	1.87	1.19	0.76
$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)/face	14.29	5.10	3.02
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	5.85	5.85	5.85
$A_v^{adpt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	15.4	7.85	7.85
$N^{br}$ /face	10HA14	10HA10	10HA10
St (cm)	21	21	21
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	1.75	1.48	0.95
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adpt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	2.26	1.57	1.01
$N^{br}$ / plan	2HA12	2HA10	2HA8
St (cm)	15	20	20

Tableau 5.17. Récapitulation du voile V3

Niveau	Sous sol 1 et 2, RDC	S.pente, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étages
L (cm)	150	150	150
e (cm)	20	20	20
M (kn.m)	585.62	332.99	223.32
N (kn)	-265.00	-19.15	-24.61

Section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (kn)	812.99	626.09	578.69
$\tau = 1.4 V/e.d$ (MPa)	3.86	2.97	2.75
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)/face	13.53	5.53	5.45
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	4.125	4.125	4.125
$A_v^{adpt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	13.86	7.06	7.06
N <sup>br</sup> /face	9HA14	9HA10	9HA10
St (cm)	17	17	17
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	2.89	2.78	2.58
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adpt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	3.08	3.08	3.08
N <sup>br</sup> /plan	2HA14	2HA14	2HA14
St (cm)	12	15	15

Tableau 5.18. Récapitulation du voile V4

Niveau	Sous sol 1 et 2, RDC	S.pente, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étages
L (cm)	140	140	140
e (cm)	20	20	20
M (kn.m)	461.94	331.20	158.12
N (kn)	-203.58	-13.28	-29.89
Section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (kn)	742.35	722.15	572.60
$\tau = 1.4 V/e.d$ (MPa)	3.92	3.82	3.03
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)/face	11.53	7.37	5.88
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	4.125	4.125	4.125
$A_v^{adpt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	12.32	9.03	6.28
N <sup>br</sup> /face	8HA14	8HA12	8HA10
St (cm)	18	18	18
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	3.675	3.581	2.88
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adpt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	3.08	3.08	3.08
N <sup>br</sup> /plan	2HA14	2HA14	2HA14
St (cm)	12	12	15

Tableau 5.19. Récapitulation du voile V5

Niveau	Sous sol 1 et 2, RDC	S.pente, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étages
L (cm)	110	110	110
e (cm)	20	20	20
M (kn.m)	293.58	254.86	177.46
N (kn)	-199.14	-1.33	-28.97
Section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (kn)	528.60	496.39	469.26
$\tau = 1.4 V / e . d$ (MPa)	3.44	3.23	3.06
$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)/face	10.70	6.27	6.01
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	3.375	3.375	3.375
$A_v^{adpt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	10.78	7.9	6.87
N <sup>br</sup> /face	7HA14	7HA12	4HA12+3HA10
St (cm)	15	15	15
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	2.58	3.03	2.87
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adpt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	3.08	3.08	3.08
N <sup>br</sup> /plan	2HA14	2HA14	2HA14
St (cm)	12	15	15

5.3.2. Exemple de schéma de ferrailage du voile -V1-

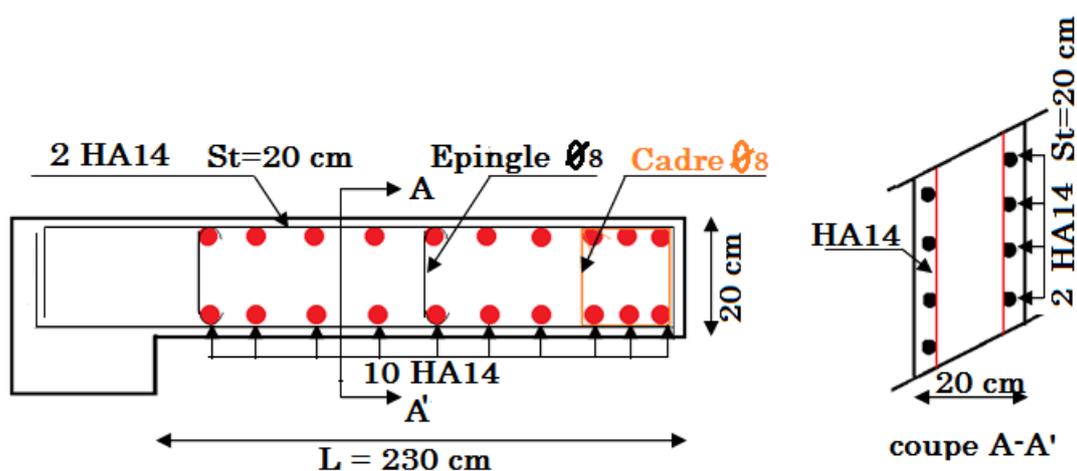


Figure 4. Schéma de ferrailage du voile V1 au niveau sous-sol

## Chapitre 6 Etude de l'infrastructure

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

### 6.1. Choix de type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivant :

- La capacité portante du sol ;
- Les charges transmises au sol ;
- La distance entre axe des poteaux ;
- La profondeur du bon sol.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est **1.20 bar** à une profondeur de 4.20 m.

D'après le **RPA99/2003 (Art 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8G \pm E$
- $G + Q$

### 6.2. Etude des fondations

#### ❖ Le choix des fondations

$$S_{cal} = \frac{N}{\bar{\sigma}} = \frac{39812.72}{0.12} = 331.77 \text{ m}^2 \quad \text{et } S_{bat} = 230.98 \text{ m}^2$$

On voit bien que  $S_{cal} = 1.44 S_{bat}$ , d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier qui déborde.

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures.

### ❖ Prédimensionnement

#### La condition de coffrage

- Radier :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$$

$L_{max} = 5.30 \text{ m}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$h_r \geq 26.5 \text{ cm}$  soit:  $h_r = 40 \text{ cm}$ .

- Vérification de la condition de rigidité

$$\frac{\pi}{2} * L_e \geq L_{max} \quad \text{Avec :} \quad L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}}$$

E : module d'élasticité du béton.

I : inertie de la section.

K : coefficient de réaction du sol.

b : largeur de la semelle.

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 * K * L_{max}^4}{\pi^4 * E}} = \sqrt[3]{\frac{48 * 4 * 10^4 * 5.3^4}{\pi^4 * 3.216 * 10^7}} \geq 78.5 \text{ cm}$$

On opte pour les épaisseurs suivantes :  $\begin{cases} h_t = 80 \text{ cm} \\ h_r = 40 \text{ cm} \end{cases}$

### ❖ Les vérifications nécessaires

- Vérification au poinçonnement

D'après le CBA93 (Art A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante.

$$N_u \leq 0.045 * \mu_c * h * \frac{f_c 28}{\gamma_b}$$

$N_u$  : Effort normal de calcul ;

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier ;

$$\mu_c = 2. (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.75 + 0.80 = 1.55 \text{ m} \\ B = b + h = 0.75 + 0.80 = 1.55 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mu_c = 6.2 \text{ m}$$

$$N_u = 3259.33 \text{ kn} \leq 0.045 \times 6.2 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 3720 \text{ kn} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_U = \frac{V_U}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.15 * f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de  $b = 1 \text{ m}$ , de longueur  $d = 0.35 \text{ m}$ .

$$V_U = \frac{N'_U * L_{\max}}{2 * S} = \frac{59099.1 * 5.30}{2 * 331.77} = 472.05 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{472.05 * 10^{-3}}{1 * 0.35} = 1.35 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$N'_u = N_u + 1.35 g_0 = 54620.2 + (0.4 \times 25 \times 331.77) = 59099.1 \text{ kn}$$

$g_0$  : Poids propre du radier.

- **Vérification des contraintes dans le sol**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}$$

On a  $M_x = 43388.29 \text{ kn.m}$  et  $M_y = 42069.63 \text{ kn.m}$

D'après le programme AUTOCAD, on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 16398.82 \text{ m}^4; \quad X_G = 10.66 \text{ m}$$

$$I_y = 15417.92 \text{ m}^4; \quad Y_G = 12.10 \text{ m}$$

## ➤ Sens xx

$$\sigma_x = \frac{N'_s}{S_{radier}} \pm \frac{M_x}{I_x} Y_G$$

$$N'_s = N_s + g_0 = 39812.72 + (0.4 \times 25 \times 331.77) = 43130.42 \text{ kn}$$

$g_0$  : Poids propre du radier

$$\sigma_1 = \frac{N'_s}{S_{radier}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{43.13}{331.77} + \frac{43.39}{16398.82} \times 12.1 = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N'_s}{S_{radier}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{43.13}{331.77} - \frac{43.39}{16398.82} \times 12.1 = 0.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.14 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma} = 0.12 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte dans le sens x-x n'est pas vérifiée.

## ➤ Sens yy

$$\sigma_y = \frac{N'_s}{S_{radier}} \pm \frac{M_y}{I_y} X_G$$

$$\sigma_1 = \frac{N'_s}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{43.13}{331.77} + \frac{42.07}{15417.92} \times 10.66 = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N'_s}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{43.13}{331.77} - \frac{42.07}{15417.92} \times 10.66 = 0.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.14 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma} = 0.12 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon les deux sens, on doit augmenter la surface du radier jusqu'à :

$$S_{radier} = \frac{4N'_s}{4\bar{\sigma} - 2\frac{M_y}{I_y} \times X_G} = 414.71 \text{ m}^2$$

**Remarque :** la longueur du débord D à prendre est :

Pour  $D = 2.2 \text{ m}$  on a  $S_{radier} = S_{bat} + P \times D = 417.72 \text{ m}^2$

D : débord ; P : périmètre du radier.

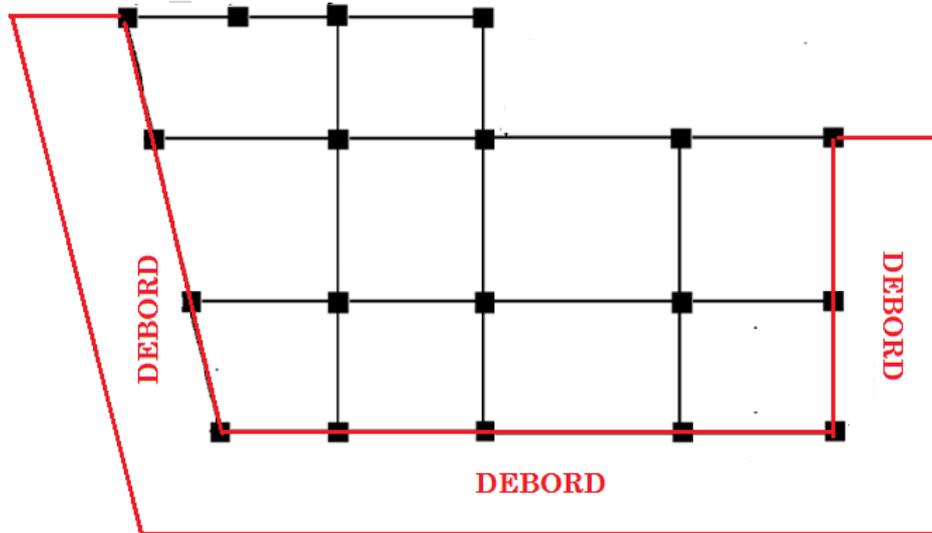


Figure 6.1. Schéma représentatif du radier avec débord

- **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le **RPA99/2003 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$B$  : Longueur, largeur du radier

$$\text{Sens xx : } e = \frac{43.39}{43.13} = 1.01 \text{ m} < \frac{17.92}{4} = 4.48 \text{ m}$$

$$\text{Sens yy : } e = \frac{43.39}{43.13} = 0.98 \text{ m} < \frac{23.53}{4} = 5.88 \text{ m}$$

- **Vérification de la poussée hydrostatique**

Il faut s'assurer que  $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

$F_s$  : Coefficient de sécurité = 1.5

$H$  : La hauteur d'ancrage du bâtiment = 5.7 m

$S_{rad}$  : Surface du radier = 417.72 m<sup>2</sup>

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau = 10 kn/m<sup>3</sup>

$N = 43130.42 \text{ kn} \geq 1.5 \times 5.7 \times 417.72 \times 10 = 35715.06 \text{ kn} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$

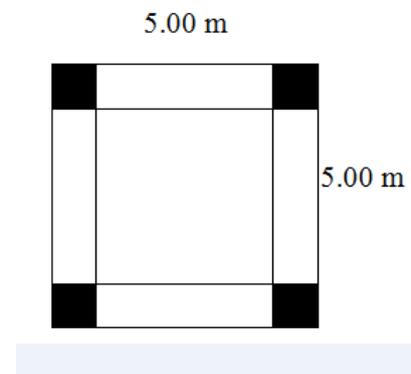
### 6.2.1. Ferrailage du radier général

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

#### a. calcul des sollicitations

##### ➤ A L'ELU

$$\begin{aligned} Q_u &= \frac{N'_u}{S_{radier}} = \frac{N_u + 1.35g_0}{417.72} \\ &= \frac{54620.2 + 1.35 \times (25 \times 0.4 \times 417.72)}{417.72} \\ &= \frac{60259.42}{417.72} = 144.28 \text{ kn/m}^2 \end{aligned}$$



Avec  $N_u$  : l'effort normal ramené par la superstructure.

$g_0$  : Poids propre du radier

$L_x = 5.30 \text{ m} ; L_y = 5.30 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.0000 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 = 0.0368 \times 144.28 \times 5.3^2 = 149.14 \text{ kn.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 1 \times 149.14 = 149.14 \text{ kn.m}$$

$$\text{Moments en travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x = 111.86 \text{ kn.m} \\ M_{ty} = 0.75M_y = 111.86 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Moments en appuis :  $M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_x = -74.57 \text{ kn.m}$

### b. Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0.40) \text{ m}^2$

#### Condition de non fragilité :

Pour une dalle d'épaisseur  $e \geq 12 \text{ cm}$  et  $\rho > 0.4$  la valeur minimale des armatures est :

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{minx} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{(3-\rho)}{2} = 0.0008 \times 1 \times 0.4 \times \frac{(3-1)}{2} = 3.2 \text{ cm}^2 \\ A_{miny} = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 1 \times 0.4 = 3.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{En appui : } A_{minx} = A_{miny} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.23 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 6.1. Sections des armatures du radier**

Localisation		$M_t$ (kn.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adpt}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	X_X	111.86	9.54	3.2	5 HA16 = 10.04
	Y_Y	111.86	9.54	3.2	5 HA16 = 10.04
Appui		74.57	6.26	4.23	5 HA14 = 7.70

- **Vérification au cisaillement**

$$V_u = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{144.28 \times 5}{2} \times \frac{5.3^4}{5.3^4 + 5.3^4} = 191.17 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{180.35}{1 \times 0.35} = 0.54 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc y a pas risque de cisaillement.

➤ A l'ELS

$$Q_s = \frac{N'_s}{S_{radier}} = \frac{N_s + g_0}{417.72} = \frac{39812.72 + (25 \times 0.4 \times 417.72)}{417.72} = \frac{43989.92}{417.72} = 105.31 \text{ kn/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1.0000 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times Q_s \times L_x^2 = 130.45 \text{ kn.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 130.45 \text{ kn.m}$$

$$\text{Moments en travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x = 97.84 \text{ kn.m} \\ M_{ty} = 0.75M_y = 97.84 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis : } M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_x = -65.22 \text{ kn.m}$$

• Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

Tableau 6.2. Vérification des contraintes

Localisation		Mser (kn.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Travée	X_X	97.84	117799	8.56	7.11	329.40
	Y_Y	97.84	117799	8.56	7.11	329.40
Appui		65.22	77869.75	6.90	5.78	353.03

On remarque que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6.3. Choix des armatures et revérification des contraintes

Localisation		As (cm <sup>2</sup> /ml)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Travée	X_X	7 HA16 = 14.06	165084.9	10.22	6.06	196.02
	Y_Y	7 HA16 = 14.06	165084.9	10.22	6.06	196.02
Appui		6 HA14 = 9.24	117799	8.56	4.74	195.44

c. Schéma de ferrailage du radier

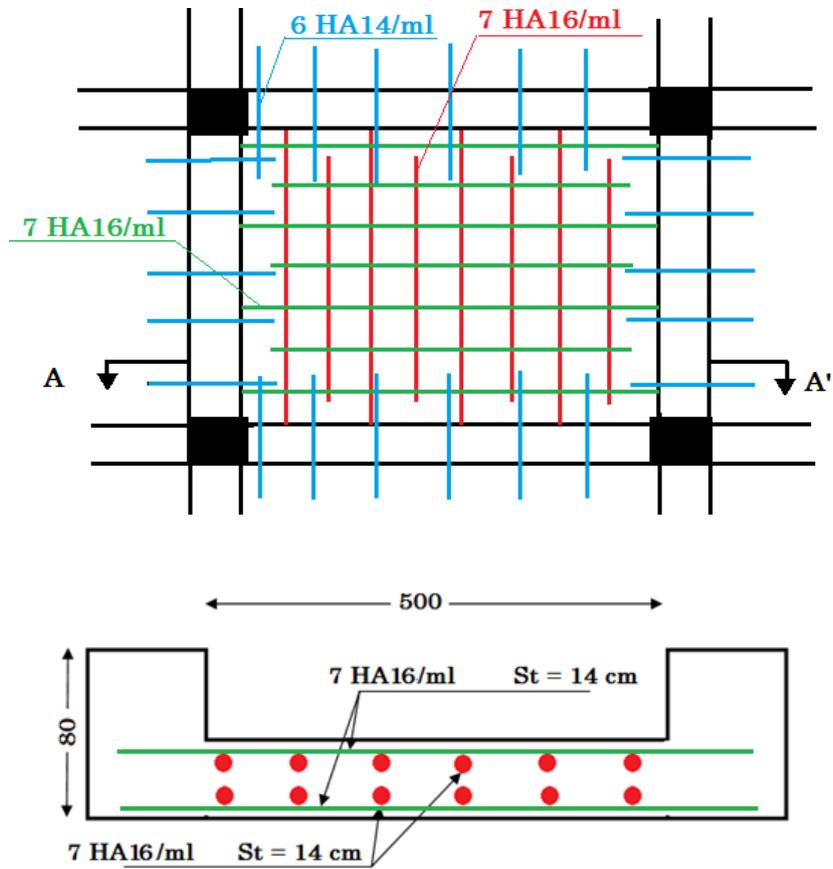


Figure 6.1. Schéma de ferrailage du radier

6.2.2. Ferrailage du débord

Il est assimilé à un consol de 1 m de largeur.

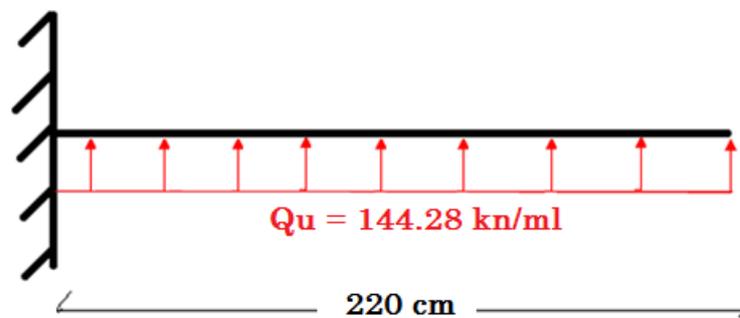


Figure 5.2. Schéma statique du débord

$$M_u = Q_u \times \frac{L^2}{2} = 144.28 \times \frac{2.2^2}{2} = 349.16 \text{ kn.m}$$

Tableau 6.4. Section d'armature du débord

M (kn.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adpt</sub> (cm <sup>2</sup> )	St (cm)	A <sub>rep</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>rep</sub> <sup>adpt</sup> (cm <sup>2</sup> )
349.16	32.32	4.23	7 HA25 = 34.36	14	8.59	6 HA14 = 9.24

- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$b = 1\text{ m}; d = 0.35\text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$V_u = Q_u \times L = 317.46 \text{ kn} \Rightarrow \tau_u = 0.91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

- Schéma de ferrailage du débord

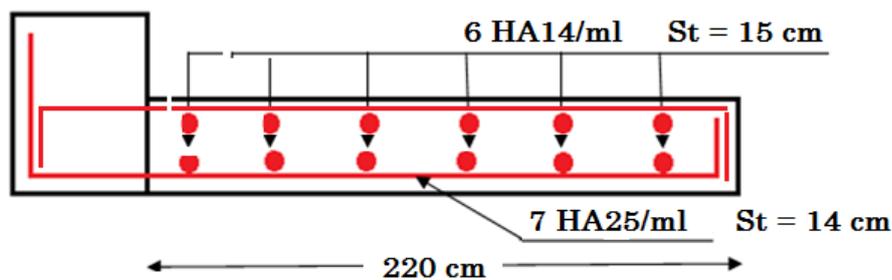


Figure 6.3. Schéma de ferrailage du débord

### 6.2.3. Ferrailage des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appui pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures.

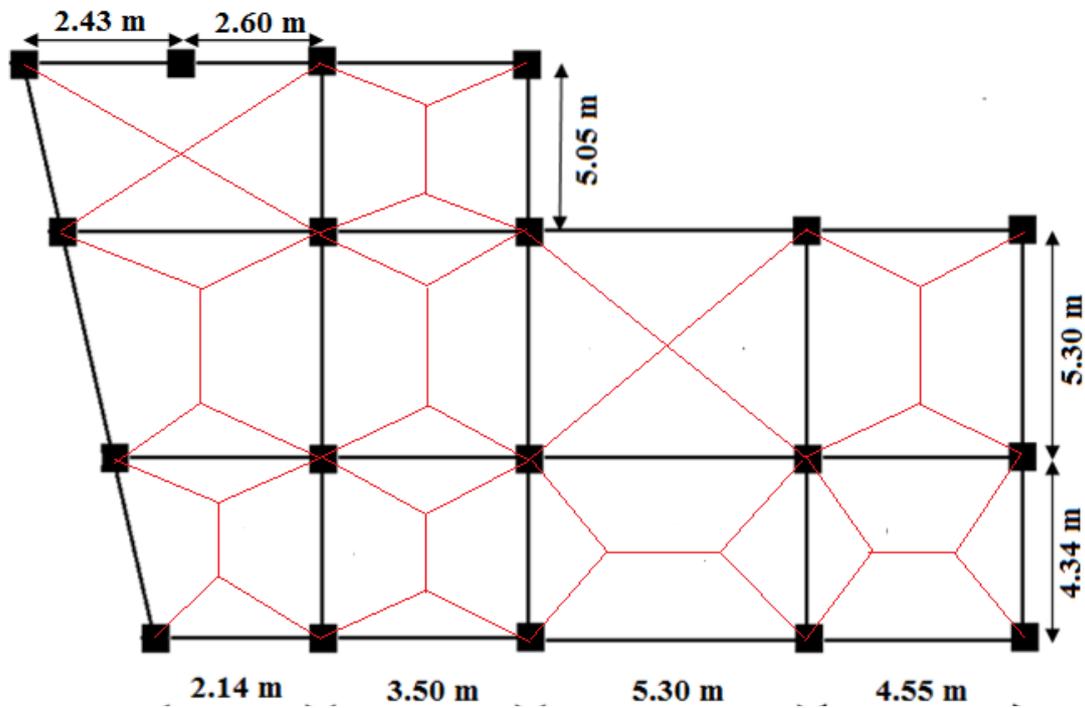


Figure 6.4. Schéma des lignes de ruptures

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

$P_m$  : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réel.

$P_v$  : charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réel.

### Charge trapézoïdale

$$P_m = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$$

**Charge triangulaire**

$$P'_v = P_v = \frac{q}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \text{ et } \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y} *$$

**a. Calcul des sollicitations****Moments aux appuis**

$$M_a = \begin{cases} \frac{P_g \times L_g'^3 \times P_d \times L_d'^3}{8.5(L_g' + L_d')} & \text{appui intermediaire} \\ 0.15 \times M_0 & \text{appui de rive} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } L' = \begin{cases} L & \text{si } c' \text{ est une travée de rive} \\ 0.8L & \text{si } c' \text{ est une travée intermediaire} \end{cases}$$

**Moment en travée**

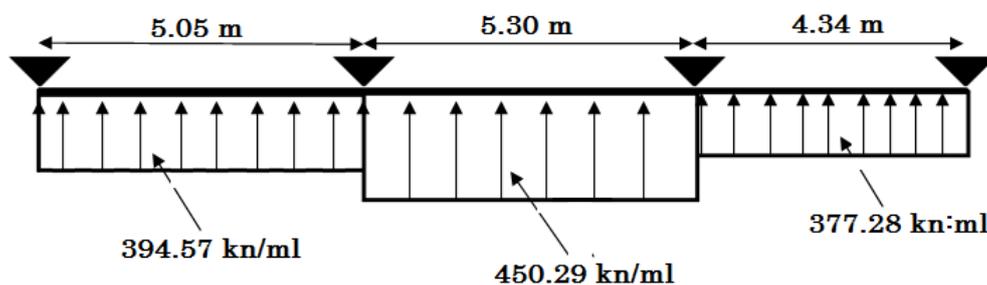
$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

- **Schéma statique équivalent**



Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

➤ **ELU**

**Tableau 6.5. Résultats de calcul des sollicitations à l'ELU dans le sens X\_X**

Travée	Lx (m)	L'x (m)	q (kn/ml)	Ma (kn.m)	X (cm)	Mt (kn.m)	V kn)
AB	5.05	5.05	394.57	MA= 188.67	3.07	776.48	961.07
				MB= 1078.2			
BC	5.30	4.24	450.29	MB= 1078.2	2.57	596.57	
				MC= 893.52			
CD	4.34	4.34	377.28	MC= 893.52	1.62	497.70	
				MD= 188.67			

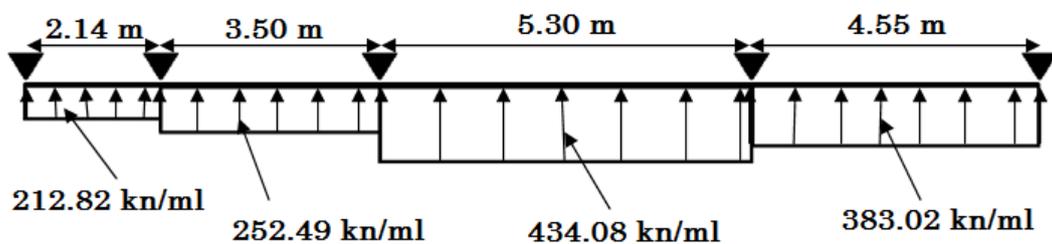
➤ **ELS**

**Tableau 6.6. Résultats de calcul des sollicitations à l'ELS dans le sens X\_X**

Travée	Lx (m)	L'x (m)	q (kn/ml)	Ma (kn.m)	X (cm)	Mt (kn.m)
AB	5.05	5.05	288	MA= 137.71	3.07	567.52
				MB= 786.96		
BC	5.30	4.24	328.66	MB= 786.96	2.57	435.95
				MC= 653.30		
CD	4.34	4.34	276.38	MC= 653.30	1.62	365.06
				MD= 137.71		

**Sens Y\_Y**

- Schéma statique équivalent



Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

➤ **ELU**

**Tableau 6.7. Résultats de calcul des sollicitations à l'ELU dans le sens Y\_Y**

Travée	Lx (m)	L'x (m)	q (kn/ml)	Ma (kn.m)	X (cm)	Mt (kn.m)	V (kn)
AB	2.95	2.95	212.82	MA= 148.68	1.12	132.60	1049.58
				MB= 225.19			
BC	3.50	2.80	252.49	MB= 225.19	1.27	-20.18	
				MC= 645.56			
CD	5.30	4.24	434.08	MC= 645.56	2.53	741.73	
				MD= 925.74			
DE	4.55	4.55	383.02	MD= 925.74	2.80	582.35	
				ME= 148.68			

➤ **ELS**

**Tableau 6.8. Résultats de calcul des sollicitations à l'ELS dans le sens Y\_Y**

Travée	Lx (m)	L'x (m)	q (kn/ml)	Ma (kn.m)	X (cm)	Mt (kn.m)
AB	2.95	2.95	155.33	MA= 108.51	1.12	96.78
				MB= 164.36		
BC	3.50	2.80	184.29	MB= 164.36	1.27	-14.73
				MC= 471.2		
CD	5.30	4.24	316.84	MC= 471.2	2.53	596.43
				MD= 561.86		
DE	4.55	4.55	279.55	MD= 561.86	2.80	468.93
				ME= 108.51		

**b. Ferrailage des nervures**

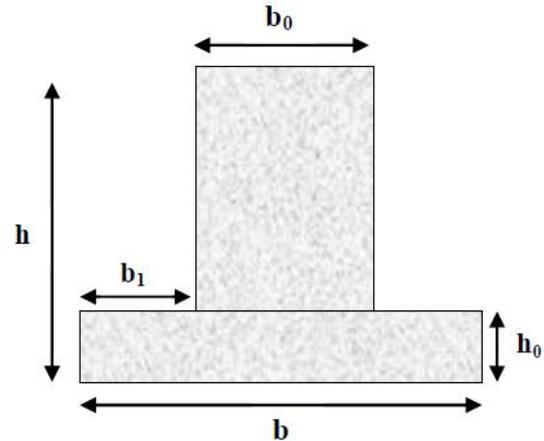
Le ferrailage se fera pour une section en "T" en flexion simple.

$h = 80 \text{ cm}$

$b_0 = 75 \text{ cm}$

$h_0 = 40 \text{ cm}$

$d = 75 \text{ cm}$



$b_1 \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) \rightarrow b_1 = 13 \text{ cm et } b = 2b_1 + b_0 = 100 \text{ cm}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 6.9. Section de ferrailage des nervures**

Localisation		Mu (kn.m)	Acal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadpt (cm <sup>2</sup> )
X_X	Travée	776.48	31.37	9.06	10 HA20 = 31.40
	Appui	1078.19	45.91	6.79	10 HA25 = 49.1
Y_Y	Travée	741.73	29.88	9.06	10 HA20 = 31.40
	Appui	925.74	38.74	6.79	5 HA25 +5 HA20 = 40.25

• **Vérification de l'effort tranchant**

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1.86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right] = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

- Vérification des contraintes

### Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y \langle \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

### Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) \langle \bar{\sigma}_{st} = 201.63MPa$$

Avec :

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

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau 6.10. Vérification des contraintes**

Localisation		Mser (kn.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	observation
X_X	Travée	365.06	22.28	1677755.2	4.85	172.07	Vérifiée
	Appui	786.96	29.8	2166288.8	10.82	246.30	Non vérifiée
Y_Y	Travée	596.43	22.28	1677755.2	7.92	281.12	Non vérifiée
	Appui	561.86	27.62	1882057	8.25	212.17	Non vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 6.11. Choix des armatures et vérification des contraintes**

Localisation		Choix des armatures (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
X_X	Travée	10HA20 = 31.40	22.28	1677755.2	4.85	172.07
	Appui	5 HA32 + 5 HA25 = 64.76	32.99	2611873.74	9.94	189.87
Y_Y	Travée	10 HA25 = 49.1	26.68	2352644.09	6.76	183.75
	Appui	10 HA25 = 49.1	29.8	2166026.5	7.73	175.87

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_t^{max} \right] \leq 22.85 \text{ mm, Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

- **Espacement des aciers transversaux**

Pour les armatures transversales, on a :

$$A_t = 2 \text{ Cadres HA10} + 1 \text{ epingle HA10} = 5 \text{ HA10} = 3.92 \text{ cm}^2.$$

$$1). S_{t1} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq 40 \text{ cm.}$$

$$2). S_{t2} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_U - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t2} \leq 13.3 \text{ cm}$$

$$3). S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t3} \leq 52.27 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

c. Schéma de ferrailage des nervures

Tableau 6.12. Schéma de ferrailage des nervures

Sens X_X	
Travée	Appui
<p>10 HA20</p> <p>2 cadres + epingle HA10</p> <p>4 HA10 + 2 epingles HA8</p> <p>0.80 m</p> <p>5 HA 25</p> <p>0.75 m</p>	<p>5 HA20</p> <p>2 cadres + epingle HA10</p> <p>4 HA10 + 2 epingles HA8</p> <p>0.80 m</p> <p>5 (HA25+HA32)</p> <p>0.75 m</p>
Sens Y_Y	
Travée	Appui
<p>10 HA25</p> <p>2 cadres + epingle HA10</p> <p>4 HA10 + 2 epingles HA8</p> <p>0.80 m</p> <p>5 HA 25</p> <p>0.75 m</p>	<p>5 HA25</p> <p>2 cadres + epingle HA10</p> <p>4 HA10 + 2 epingles HA8</p> <p>0.80 m</p> <p>10 HA25</p> <p>0.75 m</p>

### 6.3. Etude du mur adossé

Le mur adossé est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Dans notre cas le mur adossé est soumis uniquement qu'à la poussée des terres.

- **Dimensionnement du mur**

- La hauteur :  $h = 5.70 \text{ m}$
- La longueur :  $L = 5.30 \text{ m}$
- L'épaisseur :  $e = 15 \text{ cm}$
- **Caractéristique du sol**
- Poids spécifique :  $\gamma_h = 15.5 \text{ kn/m}^2$
- Angle de frottement :  $\phi = 40^\circ$
- Cohésion :  $c = 0.15 \text{ bar}$

#### 6.3.1. Evaluation des charges et surcharges

Le mur adossé est soumis à :

**La poussée des terres :**

$$G = h * (\gamma * \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})) - 2 * c * \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$$

**Remarque :** pour plus de sécurité on néglige l'effet de la cohésion car elle est favorable et elle disparaît à long terme.

$$G1 = 2.85 * (15.5 * \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{40}{2}))$$

$$G1 = 9.61 \text{ kn/m}^2$$

$$G2 = 5.70 * (15.5 * \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{40}{2}))$$

$$G2 = 19.22 \text{ kn/m}^2$$

### Charge due à la Surcharge

Au vu du plan de masse annexé au plan de notre structure, il existe un terrain qui peut être exploitable dans le futur. Pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendrer ; on prévoit le calcul de notre mur en tenant compte d'une surcharges  $q=10\text{KN/m}^2$ .

$$Q = q * tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 2.17 \text{ kn/m}^2$$

### 6.3.2. Ferrailage du mur adossé

Le mur adossé sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargé.

#### ➤ A l'ELU

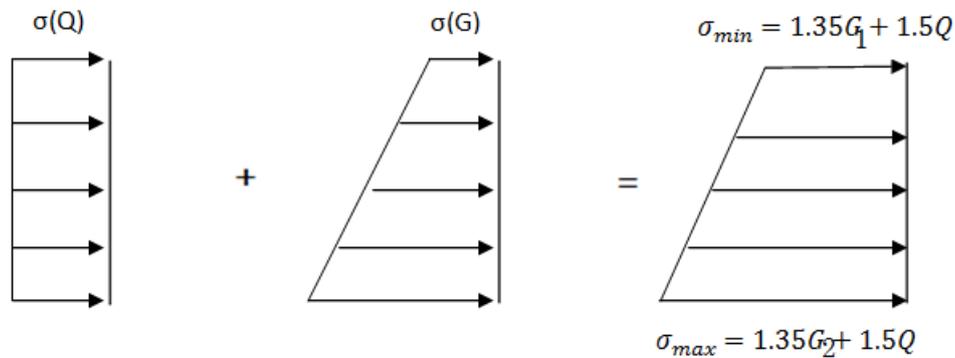


Figure 6.5. Répartition des contraintes sur le mur

$$\sigma_{max} = 29.2 \text{ kn/m}^2; \quad \sigma_{min} = 16.23 \text{ kn/m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.85 \text{ m}; L_y = 5.30 \text{ m}; E_p = 15 \text{ cm}$$

$$q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 25.96 \text{ kn/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.54 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y \begin{cases} \mu_x = 0.0908 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 19.15 \text{ kn.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 4.79 \text{ kn.m} \end{cases}$$

**Moments en travées**  $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 16.28 \text{ kn.m} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} = 3.59 \text{ kn.m} \end{cases}$

**Moments aux appuis**  $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{0x} = 9.57 \text{ kn.m}$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 6.13. Sections de ferrailage**

		M (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adpt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
En travée	X_X	16.28	0.079	0.104	0.12	4.07	1.48	6 HA12 = 6.79	15
	Y_Y	3.59	0.018	0.022	0.12	0.87	1.2	4 HA8 = 2.01	25
En appuis		9.57	0.046	0.058	0.12	2.35	1.45	5 HA10 = 3.93	15

- **Condition de non fragilité**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \cdot \frac{(3 - \rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_{min}^y = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases} \text{ et } A_{min}^a = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ti}}{f_e}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que  $\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \cdot f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$ , fissuration nuisible.

$$\text{On a } V_u = \frac{q_u \cdot L}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{25.96 \cdot 5.30}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0.54}{2}} = 54.17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.45 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **A L'ELS**

$$\sigma_{max} = G2 + Q = 21.39 \text{ kn/m}^2 \quad \sigma_{min} = G1 + Q = 11.78 \text{ kn/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 18.98 \text{ kn/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.54 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0948 \\ \mu_y = 0.4050 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 14.62 \text{ kn.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 5.92 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travées} \quad \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 12.43 \text{ kn.m} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} = 4.44 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments aux appuis } M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{0x} = 7.31 \text{ kn.m}$$

- **Vérification des contraintes**

On doit vérifier que :

**Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**Les contraintes dans l'acier**

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) < \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec :

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

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.14. Vérification des contraintes

Localisation		Mser (kn.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
Travée	X_X	12.43	4.03	8651.30	5.79	171.77	Vérifiée
	Y_Y	4.44	2.40	3239.42	3.29	197.36	Vérifiée
Appuis		7.31	3.21	5667.59	4.14	170.06	Vérifiée

### 6.3.3. Schéma de ferrailage du mur adossé

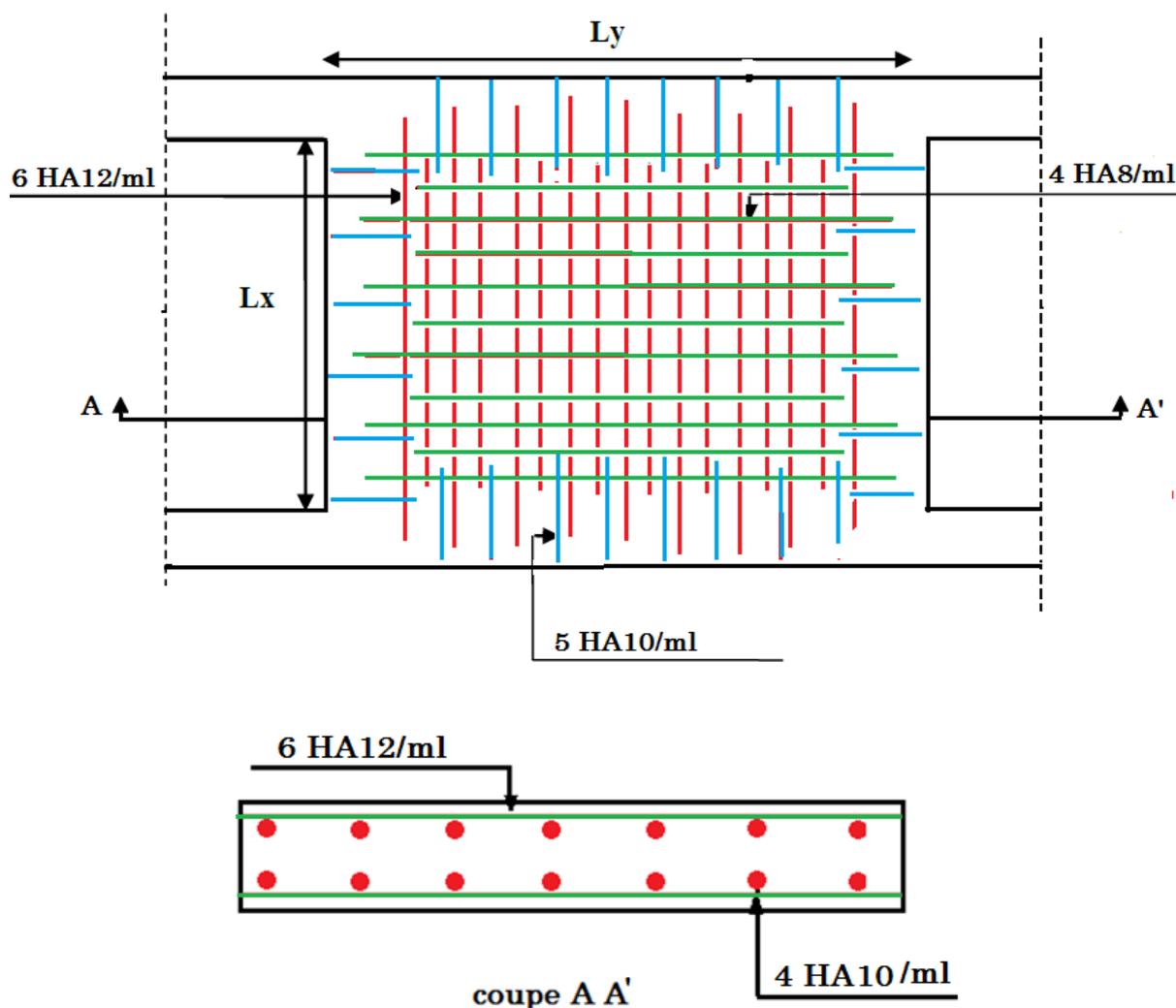


Figure 6. Schéma de ferrailage du mur adossé

# Conclusion générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissance des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi nous familiariser avec le logiciel de calcul et d'analyse « ROBOT ».

Cette étude nous a permise de consolider et d'enrichir les connaissances déjà acquises tout au long de notre cursus et de faire un certains nombres de conclusions. Parmi celles-ci on a pu retenir ce qui suit :

1. La modélisation doit, autant que possible englobé tous les éléments de la structure secondaires soient-ils ou structuraux, car ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. La disposition des voiles est souvent compromise par l'architecture.
3. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur le comportement de la structure face aux sollicitations dynamiques, ainsi que sur la justification de l'interaction (voiles- portiques).
4. L'existence des voiles dans la structure a permis la diminution des efforts internes dans les poteaux, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des sollicitations relativement faibles.

# Bibliographie

---

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.