



جامعة بجاية  
Tasdawit n'Bgayet  
Université de Béjaïa

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche  
Scientifique*

*Université Abderrahmane MIRA-Bejaia*  
*Faculté de Technologie*  
*Département de Génie Civil*

## Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Option : Structure

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+7) + entre-sol à usage multiple  
Contreventé par un système mixte (voiles-portiques)**

**Réalisé par :**

- TAYEBI DJAMEL
- MARKHOUF NOURDINE

**Encadré par :**

M<sup>me</sup> : DJERROUD.T

**Membres de Jury :**

Membre 1 M<sup>me</sup> : CHIKH AMER

Membre 2 M<sup>f</sup> : MEZIANI

**Promotion 2023-2024**

# ***Remerciements***

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

***Nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragements durant tout le parcours des études.***

***Sans oublier notre promotrice Madame DJERROUD de nous avoir aidée et encadrée.***

***Nous tenons également à remercier les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.***

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

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents qui ont été toujours présent à mes côtés pour m'encourager et soutenir. vos prières et votre bénédiction m'ont été d'un grand secours tout au long de ma vie*

*A ma chère et unique sœur « **Lila** », que dieu la protège.*

*A mes amis en particulier « **Abderrahmane et islâm** »*

*A toute ma famille sans exception.*

*Et sans oublier mon binôme « **djimi** » à qui je dis merci pour tout le sérieux et la patience aucours de ces mois.*

# Dédicace

Tous les mots que je puisse dire ne peuvent être suffisants pour exprimer ma gratitude et mes remerciements à tous ceux qui m'ont aidé et assisté au cours de mon projet fin d'études et mon parcours d'étudiant.

Je dédie ce mémoire à :

- Ma chère mère « **temine malika** » qui as sacrifié sa vie afin de me voir réussir dans mes études et devenir ce que je suis aujourd'hui, et notre chère secrétaire « **madame Hassiba** » qui as fait l'impossible pour me voir réussir et heureux et qui as veillé à ma réussite dans mon parcours d'étudiant et au niveau personnel surtout.
- Mes chers enseignants qui m'ont beaucoup aidé « **madame souidi** » et tout le reste du personnel d'enseignants qui ont été patientes et intuitives à tous mes besoins.
- Sans oublier mon cher ami et frère « **nadir ounas** » qui m'a soutenu dans tous mon travail de près et de loin.

En brefs mots je vous aime tous.

**djamel**

# Sommaire

<b>I. Chapitre 1</b> .....	<b>2</b>
<b>I.1. Introduction</b> .....	<b>2</b>
<b>I.2. Présentation de l'ouvrage</b> .....	<b>2</b>
<b>I.2.1. Caractéristiques géotechniques du site</b> .....	<b>2</b>
<b>I.2.2. Caractéristiques géométrique de l'ouvrage</b> .....	<b>2</b>
<b>I.2.3. Conception structurelle</b> .....	<b>2</b>
<b>I.2.3.1. Les éléments secondaires</b> .....	<b>2</b>
<b>I.2.3.2. Les éléments principaux</b> .....	<b>3</b>
<b>I.2.3.3. L'infrastructure</b> .....	<b>3</b>
<b>I.3. Choix de contreventement</b> .....	<b>4</b>
<b>I.4. Les règlements et normes utilisés</b> .....	<b>4</b>
<b>I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux</b> .....	<b>4</b>
<b>I.5.1. Le béton</b> .....	<b>4</b>
<b>I.5.2. L'acier</b> .....	<b>5</b>
<b>I.5.2.1 Caractéristiques des aciers utilisés</b> .....	<b>5</b>
<b>I.4. Conclusion</b> .....	<b>7</b>
<b>II. Chapitre 2</b> .....	<b>8</b>
<b>II.1. Introduction</b> .....	<b>8</b>
<b>II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux</b> .....	<b>8</b>
<b>II.2.1 Planchers</b> .....	<b>8</b>
<b>1. Plancher à corps creux</b> .....	<b>8</b>
<b>II.2.2. Etude de poutrelles différentes types de poutrelles</b> .....	<b>11</b>
<b>II.2.2.2. Ferrailage des poutrelles</b> .....	<b>17</b>
<b>II.2.3 Ferrailage de la dalle de compression</b> .....	<b>25</b>
<b>II.2.4. les planchers en dalle pleine</b> .....	<b>25</b>
<b>II.2.4.1. type des dalles pleines</b> .....	<b>25</b>
<b>II.2.4.2 calcul des sollicitations</b> .....	<b>28</b>
<b>II.2.4.3 Ferrailage de la dalle pleine</b> .....	<b>28</b>
<b>II.2.4.4 Vérification de cisaillement</b> .....	<b>29</b>
<b>II.2.4.5 vérification a Els</b> .....	<b>29</b>

II.2.4.6	calcul de la flèche des dalles pleines .....	30
II.2.5	Les escalier .....	33
II.2.5.1	Evaluation des charges et surcharges .....	35
II.2.5.2	Etude des escaliers .....	36
II.2.5.3	Calcul des sollicitations .....	36
II.2.5.4	Calcul de ferrailage .....	37
II.2.5.5	Calculs a l'ELS .....	38
II.2.5.6	calcul de la flèche d'escalier .....	38
II.2.6	Etude de la poutre palière .....	39
II.2.7	Calcul de l'acrotère .....	40
II.2.8	Etude de la dalle locale machines .....	43
II.2.9.	Les poutres .....	49
II.2.9.1	les poutres principales .....	49
II.2.9.2	les poutres secondaire .....	49
II.2.10.	Les voile .....	50
II.2.11.	Les poteaux .....	51
II.2	Conclusion .....	56
III.	Chapitre 3 .....	57
III.1	Introduction .....	57
III.2.	Modélisation .....	57
III.3.	Choix de l méthode de calcul.....	58
III.3.1	Méthode statique équivalente .....	58
III.3.2	Méthode dynamique .....	58
III.4.	Période de vibration et participation massique .....	59
III.5.	calcul des forces sismiques totale .....	61
III.5.1	Spectre de réponse de calcul .....	64
III.5.2	Résultats obtenus.....	64
III.5.3	Vérification de la période .....	65
III.5.4.	Vérification de la résultante des forces sismiques .....	65
III.6.	Vérification de l'effort normale réduit .....	65

III.7. Vérification de l'interaction voile portiques.....	66
III.8. Vérification vis a vie des déplacement .....	67
III.9. Justification vis a vie de l'effet P- $\Delta$ .....	69
III.10. CONCLUSION .....	70
<b>IV. Chapitre 4 :.....</b>	<b>71</b>
IV.1 Etude des poteaux .....	71
IV.1.1 Recommandations du RPA99 (version 2003) .....	71
IV.1.1.1 Les armatures longitudinales .....	71
IV.1.2 ferrailage des poteaux .....	73
IV.1.2.1 Ferrailage longitudinal.....	73
IV.1.2.2 Les armatures transversales .....	75
IV.1.3 Vérifications .....	78
IV.1.3.1 Vérification des armatures transversales .....	78
IV.1.3.2 Vérification au flambement (effort normal ultime) .....	78
IV.1.3.3 Vérification des contraintes : .....	79
IV.1.3.4 Vérification au cisaillement :.....	80
IV.1.3.5 Schémas de ferrailages des poteaux :.....	81
IV.2. Etude des poutres :.....	82
V.2.1 Recommandation du RPA99/2003 .....	82
IV.2.2 les sollicitations maximales : .....	84
IV.2.2.1 Sollicitations de calculs :.....	84
IV.2.2.2 Ferrailage longitudinal :.....	84
IV.2.2.3 Les armatures transversales : .....	85
IV.2.2.5 Les longueurs de recouvrement .....	85
IV.2.3 Vérification BAEL 91.....	86
IV.2.3.1 Vérification des contraintes tangentielles .....	86
IV.2.3.2 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement : .....	87
IV.2.4 Vérification à l'ELS .....	87
IV.2.4.1 Etat limite de compression du béton :.....	88
IV.2.4.2 Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) .....	89
IV.2.5 Schéma de ferrailage :.....	89
IV.2.6 Vérification des zones nodales .....	91
IV.2.6.1 Détermination des moments résistants :.....	92
IV.2.6.2 Détermination des moments résistants dans les Poteaux :.....	92
IV.2.6.3 Détermination des moments résistants dans les Poutres :.....	92

IV.2.6.4 Vérification des zones nodales :.....	93
IV.3 ETUDE DES VOILES :.....	93
IV.3.1 Recommandation du RPA : .....	94
IV.3.2 Ferrailage des voiles .....	95
IV.3.2.1 Armatures horizontales .....	97
IV.3.3 Schéma de ferrailage .....	101
IV.3 Ferrailage de la poutre palière .....	101
➤ Conclusion .....	103
V1. Introduction .....	104
V2. Choix du type des fondations .....	104
V3. Combinaisons de calcul.....	104
V4. Choix du type de fondation d'entre sol 2 .....	104
V4.1. Vérification de la semelle isolée .....	104
V4.3. Radier général :.....	106
V5. Ferrailage du radier: .....	109

## Tableaux

<b>Tableau I.1 :</b> Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés .....	5
<b>Tableau I.2:</b> Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	6
<b>Tableau II.1 :</b> évaluation des charges du plancher d'étage courant.....	10
<b>Tableau II.2 :</b> évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	10
<b>Tableau II.3 :</b> Evaluation des charges du plancher terrasse accessible .....	10
<b>Tableau II.4 :</b> Surcharge sur les plancher .....	11
<b>Tableau II.5 :</b> Différent type des poutrelles dans les plancher .....	11
<b>Tableau II.6 :</b> Les moments statiques de la poutre type 2 .....	15
<b>Tableau II.7 :</b> les moments au appui intermédiaire et effort tranchant.....	15
<b>Tableau II.8 :</b> les moments en travée typa 2 .....	16
<b>Tableau II.9:</b> les moments au appui intermédiaire et effort tranchant type 2 (commerce).....	16
<b>Tableau II.10 :</b> les moments en travée typa 2 (commerce).....	17
<b>Tableau II. 11 :</b> les sollicitations les plus défavorables .....	17
<b>Tableau II.12 :</b> caractéristique des poutrelles.....	18
<b>Tableau II.13 :</b> évaluation de la flèche .....	24
<b>Tableau II.14 :</b> schéma de ferrailage des poutrelles .....	24
<b>Tableau II.15 :</b> pré dimensionnement des panneaux à dalles pleines.....	26
<b>Tableau II.16 :</b> Evaluation des charges sur la dalle pleine .....	27
<b>Tableau II.17 :</b> Evaluation des charges revenant au mur extérieur .....	28
<b>Tableau II.18 :</b> Calcule d'armatures principales pour la dalle sur 1 appui .....	29
<b>Tableau II.19 :</b> vérification de la flèche de la dalle sur 1 appui .....	30
<b>Tableau II.20 :</b> les sollicitations maximales dans les dalles pleines .....	31
<b>Tableau II.21 :</b> Vérification des efforts tranchant .....	31
<b>Tableau II.22 :</b> Calcule de ferrailage à l'ELU. ....	31
<b>Tableau II.23 :</b> Vérification des contraintes à L'Els : .....	32
<b>Tableau II.24 :</b> Schéma statique d'escalier .....	34
<b>Tableau II.25 :</b> Evaluation des charges du palier .....	35
<b>Tableau II.26 :</b> Evaluation des charges de la volée. ....	35
<b>Tableau II.27 :</b> les efforts tranchant et les moments fléchissant de l'escalier .....	37

<b>Tableau II.28</b> : Résultat de ferrailage longitudinal d'escalier .....	37
<b>Tableau II.29</b> : Vérification de la contrainte dans le béton .....	38
<b>Tableau II.30</b> : Calcule de la flèche d'escalier .....	39
<b>Tableau II.31</b> : Evaluation des charges de l'acrotère .....	41
<b>Tableau II.32</b> : les sollicitations de calcul sur l'acrotère. ....	42
<b>Tableau II.33</b> : Caractéristique de l'acrotère .....	42
<b>Tableau II.34</b> : Calcul de ferrailage de la dalle locale machines. .....	44
<b>Tableau II.35</b> : résultats de vérification des contraintes à l'Els de la dalle de l'ascenseur.....	45
<b>Tableau II.36</b> : Calcule des moments $M_{x1}$ et $M_{y1}$ dans la dalle locale machines .....	46
<b>Tableau II.37</b> : ferrailage de la dalle de l'ascenseur .....	47
<b>Tableau II.38</b> : résultat de vérification des contraintes à L'ELS de la dalle de l'ascenseur...	49
<b>Tableau II.39</b> : Valeur des dimensions des voiles .....	50
<b>Tableau II.40</b> : les surface afférant et les (charges, surcharges) applique sur le poteau .....	52
<b>Tableau II.41</b> : Descente charge pour de poteau .....	52
<b>Tableau III.1</b> : Période de vibration et taux de participation massique.....	59
<b>Tableau III.2</b> : Valeurs des pénalités $Pq$ .....	62
<b>Tableau III.3</b> : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	65
<b>Tableau III.4</b> : Vérification de l'effort normal réduit.....	66
<b>Tableau III.5</b> : Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	66
<b>Tableau III.6</b> : Vérification de l'interaction sous charges horizontales .....	67
<b>Tableau III.7</b> : Vérification des déplacements pour le sens x-x' .....	68
<b>Tableau III.8</b> : Vérification des déplacements pour le sens y-y' .....	68
<b>Table III.9</b> : Vérification à L'effet P- $\Delta$ .....	69
<b>Tableaux IV.1</b> : armatures longitudinales minimales dans les poteaux.....	72
<b>Tableau IV.2</b> : Sollicitations dans les poteaux.....	73
<b>Tableau IV.3</b> : sections de Ferrailage longitudinal des poteaux .....	74
<b>Tableau IV.4</b> : Les Armatures transversales dans les poteaux. ....	77

<b>Tableau IV.5</b> : vérification des armatures transversales pour chaque étage.....	78
<b>Tableau IV.6</b> : Vérification des poteaux au flambement a chaque étage .....	79
<b>Tableau IV. 7</b> : Vérification des contraintes dans le béton.....	80
<b>Tableau IV.8</b> : Vérification des contraintes tangentielles.....	81
<b>Tableau IV.9</b> : armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/23	83
<b>Tableau V.10</b> : les sollicitations les plus défavorables. ....	84
<b>Tableau IV.11</b> : Résultats de calculs de ferrailages des poutres .....	84
<b>Tableau IV.12</b> : Vérification des contraintes tangentielles.....	87
<b>Tableau IV.13</b> : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement .....	87
<b>Tableau IV.14</b> : Vérification de l'état limite de compression .....	88
<b>Tableau IV.15</b> : Vérification -des conditions de la flèche .....	89
<b>Tableau IV.16</b> : les moments résistant dans les poteaux .....	92
<b>Tableau IV.17</b> : les moments résistant dans les poutres. ....	92
<b>Tableau IV.18</b> : Vérification de la zone nodale dans les différents étages.....	93
<b>Tableaux IV.19</b> : Sollicitation maximale dans le voile $V_x = 1,8$ m.....	96
<b>Tableaux IV.20</b> : Sollicitation maximale dans 6le voile $V_Y = 1,6$ m .....	96
<b>Tableau IV.21</b> : Ferrailage du voile $V_x$ .....	100
<b>Tableau IV.22</b> : les moments et l'effort tranchant sur la poutre palière .....	101
<b>Tableau IV.23</b> : le ferrailage la poutre palière.....	101
<b>Tableau IV.24</b> : vérification BAEL .....	102
<b>Tableau VI.1</b> . Section d'armateur du radier .....	110
<b>Tableau VI.2</b> . Sollicitation dans le radier.....	111
<b>Tableau VI.3</b> . Vérifications des contraintes à l'ELS.....	111
<b>Tableau VI.4</b> . Section d'armateur du radier à l'ELS.....	111
<b>Tab.VI.8</b> : Résultats de ferrailage du voile périphérique .....	114
<b>Tab.VI.9</b> : Résultats de ferrailage du voile périphérique .....	114
<b>Tab.VI.10</b> : Vérification des contraintes .....	115

## Figure

<b>Fig.II.1</b> : coupe transversale sur un plancher à corps creux. ....	8
<b>Fig .II.2:</b> schéma statique de la disposition des poutrelles .....	9
<b>Fig .II.3</b> : Coupe transversale d'une poutrelle .....	9
<b>Figure II.4</b> : Schéma statique de la poutrelle type 1 .....	12
<b>Fig .II.5</b> : Schéma statique de la poutrelle type 2 .....	14
<b>Fig .II.6</b> : Schéma statique de la poutrelle type 2 (commerce) .....	16
<b>Fig .II.7</b> : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	25
<b>Fig .II.8</b> : Schéma de ferrailage de la dalle sur 1 appui .....	33
<b>Fig .II.9</b> : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	33
<b>Fig. II.10</b> : Détail d'un escalier.....	34
<b>Fig. II.11</b> : Schéma statique de l'escalier .....	<b>36</b>
<b>Fig. II.12</b> : Schéma de ferrailage de l'escalier .....	39
<b>Fig. II.13</b> : Schéma statique de l'escalier.....	39
<b>Fig. II.14</b> : Schémas représentatif de l'acrotère.....	40
<b>Fig.II.15</b> : Schéma statique de l'acrotère.....	41
<b>Fig.II.16</b> : Schéma de ferrailage l'acrotère.....	43
<b>Fig II.17</b> : dimension d'un voile .....	50
<b>FigureIII.1</b> : La vue en 3D de la structure. ....	58
<b>FIGURE III.2</b> : mode 1 translation selon x-x'(Tx=0.714 s).....	60
<b>FIGURE III.3</b> : mode 2 translation selon y-y'(Ty=0.679s).....	60
<b>Figure III.4</b> : mode 3 rotation autour de z-z' .....	61
<b>Figure III.5</b> : spectre de réponse selon x.....	64
<b>Figure III.6</b> : spectre de réponse selon y.....	64
<b>Figure IV.1</b> : zone nodale.....	72
<b>Figure IV.2</b> : schéma de ferrailage de la poutre principale.....	89
<b>Figure IV.3</b> : schéma de ferrailage de la poutre principale.....	90
<b>Figure IV.3:</b> schéma de ferrailage de la poutre secondaire.....	90
<b>Figure IV.4</b> : schéma de ferrailage de la poutre secondaire.....	91
<b>Figure IV.5</b> : Zone nodale.....	91

<b>Figure IV.6 :</b> Disposition des armatures verticales (vue en plan) .....	94
<b>Figure IV.7 :</b> Schéma d'un voile plein.....	96
<b>Figure IV.8 :</b> schéma de ferrailage du voile Vx2 de l'entre sole 2 .....	101
<b>Figure IV.9 :</b> schéma de ferrailage de la poutre palière.....	102
<b>Figure V.1.</b> Semelle filante.....	105
<b>Figure VI.2:</b> Schéma du poinçonnement .....	107
<b>Figure VI.3.</b> Schéma d'une dalle sur quatre appuis. ....	110
<b>Figure VI.4.</b> Schéma de ferrailage du radier .....	112
<b>Figure VI.16 :</b> Schéma de ferrailage du voile Périphérique.....	116

# INDEXE

## Symboles et Notations :

Symboles	notations
$A', A_{ser}$	Section des aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.
$A_t$	Section d'un cours d'armature transversale.
$A$	Coefficient d'accélération de zone.
$\alpha$	Coefficient de la fibre neutre.
$B$	Aire d'une section du béton.
$B_r$	Section réduite.
$b$	la largeur en générale.
$c$	Cohésion du sol.
$D$	Facteur d'amplification dynamique.
$E$	Module d'élasticité longitudinale.
$E_i$	Module de Young instantané.
$E_U$	Module de Young différé.
$E_s$	Module d'élasticité de l'acier.
<b>ELU</b>	Etat limite ultime.
<b>ELS</b>	Etat limite de service.
$f_{bu}$	Contrainte de compression de béton.
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier.
$f_{c28}$	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
$f_{t28}$	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
$f_{ji}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
$f_{gi}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
$f_{qi}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
$f_{gv}$	Flèche différée due aux charges permanentes.
$\Delta f$	Flèche totale.
$\Delta f_{adm}$	Flèche admissible.
<b>G</b>	Charge permanentes.
<b>H</b>	Hauteur.
$h_t$	Hauteur totale du plancher à corps creux / hauteur des nervures du radier.

<b>h<sub>cc</sub></b>	Hauteur du corps creux.
<b>h<sub>r</sub></b>	Hauteur de la dalle du radier.
<b>h<sub>ddc</sub></b>	Hauteur de la dalle de compression.
<b>h<sub>e</sub></b>	Hauteur libre d'étage.
<b>I</b>	Moment d'inertie.
<b>I<sub>f</sub></b>	Moment d'inertie fissuré.
<b>Q</b>	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
<b>L</b>	Portée d'un élément.
<b>L<sub>max</sub></b>	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
<b>L<sub>x</sub></b>	Distance entre de deux poutrelles.
<b>L<sub>y</sub></b>	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
<b>M</b>	Moment en générale.
<b>M<sub>a</sub></b>	Moment en appuis.
<b>M<sub>t</sub></b>	Moment en travée.
<b>M<sub>0</sub></b>	Moment isostatique.
<b>N</b>	Effort normal.
<b>n</b>	Nombre de contre marche sur la volée / coefficient d'équivalence acier-béton.
<b>R</b>	Coefficient de comportement global.
<b>S</b>	Section d'un élément.
<b>S<sub>rad</sub></b>	Surface du radier.
<b>S<sub>t</sub></b>	Espacement des armatures.
<b>T<sub>1</sub>.T<sub>2</sub></b>	Périodes caractéristique associées à la catégorie du site.
<b>V</b>	Effort tranchant.
<b>W</b>	Poids de la structure.
<b>σ<sub>bc</sub></b>	Contrainte de compression du béton.
<b>σ<sub>st</sub></b>	Contrainte de traction dans l'acier.
<b>γ<sub>b</sub></b>	Coefficient de sécurité concernant le béton.
<b>γ<sub>w</sub></b>	Poids volumique de l'eau.
<b>γ<sub>s</sub></b>	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
<b>σ<sub>adm</sub></b>	Contrainte admissible.
<b>τ</b>	Contrainte de cisaillement.
<b>ξ</b>	Pourcentage d'amortissement critique.

$C_T$	Coefficient qui dépend du système de contreventement.
$\beta$	Coefficient de pondération.
$\lambda_i$	Coefficient instantané.
$\lambda_v$	Coefficient différé.

## Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Il inclut également les bâtiments lorsque ceux-ci, par leur conception structurelle ou leur architecture, ou encore leur impact sur la collectivité, sont exceptionnels.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment. Il comprend notamment : le gros œuvre en général, quel que soit le type de construction ou de bâtiment, comme le gratte-ciel, etc. les constructions industrielles : usines, entrepôts, réservoirs, etc. les infrastructures de transport : routes, voies ferrées, ouvrages d'art, canaux, ports, tunnels, etc. les constructions hydrauliques : barrages, digues, jetées, etc. les infrastructures urbaines : aqueducs, égouts, etc.

La conception d'un projet de génie civil s'élabore en tenant compte de la sécurité et de l'économie. Afin d'assurer cet ouvrage une étude doit être faite d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendant et après la réalisation. Pour cela des calculs doivent être vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien.

Notre projet de fin d'étude représente le calcul d'un bâtiment d'habitation (R+7 + entr-sol) implanté à Bejaia qui est classé d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité (IIa). Pour notre thématique nous avons effectué des calculs statiques et soumis la structure au spectre de calcul du règlement parasismique algérien.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR, ainsi qu'une étude numérique effectuée avec le logiciel ETABS.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :

- Généralités
- Pré dimensionnement des éléments
- Etude des éléments secondaires
- Etude dynamique
- Etude des éléments structuraux
- Etude de l'infrastructure



Chapitre I :  
généralités.

# I. Chapitre 1

## I.1. Introduction

L'analyse d'un bâtiment en béton armé requiert des données et des connaissances fondamentales sur lesquelles les ingénieurs s'appuient pour concevoir une structure à la fois sécurisée et économique. À cet égard, ce chapitre introductif présente les propriétés des matériaux employés dans la construction de notre édifice, ainsi qu'une description de celui-ci.

### I.2. Présentation de l'ouvrage :

Ce rapport de projet de fin d'études présente une analyse exhaustive des composants structurels et auxiliaires d'un immeuble résidentiel de (R+7) +entre sol Situé dans la wilaya de Bejaia, commune de Bejaia, cet immeuble, classé dans le groupe 2, est soumis au règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) et se trouve dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

#### I.2.1. Caractéristiques géotechniques du site :

Nous exploitons les données du bureau d'étude pour les données relatives au sol de fondation. Ainsi, celui-ci rapporte que la structure est implantée sur un terrain relativement plat, sol d'un taux de travail de 2 bars (contrainte admissible) qui est à une profondeur de 1.50 m. Le sol est donc classé d'après la classification du RPA2003 : sol meuble(S3).

#### I.2.2. Caractéristiques géométrique de l'ouvrage :

##### Dimensions en élévation :

Hauteur du RDC	-----	<b>4.08m</b>
Hauteur étage courant	-----	<b>3.06m</b>
Hauteur totale y compris l'acrotère	-----	<b>32.64m</b>
Hauteur du entre sol	-----	<b>4.08m</b>

##### *Dimension en plan:*

Longueur en plan	-----	<b>26.95m</b>
Largeur en plan	-----	<b>12m</b>

#### I.2.3. Conception structurelle :

##### I.2.3.1. Les éléments secondaires :

Eléments n'intervenant pas dans la résistance de la structure face aux charges sismiques ni leur distribution.

Les Planchers :

Notre structure comporte deux types de planchers : on a utilisé des

Planchers en corps creux.

Plancher en dalle pleine pour le RDC.

### **Escaliers :**

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter-étages.

Le bâtiment présente un seul type d'escalier, escalier droit en béton armé coulé sur place.

### **Maçonnerie :**

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

**Murs extérieurs** : ils sont constitués en deux rangées

Brique creuse de 15cm d'épaisseur.

L'âme d'air de 5cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10cm d'épaisseur.

**Murs intérieurs (cloisons de séparation)** : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

### **Balcons :**

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine

### **Revêtement :**

Les revêtements sont comme suit :

Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.

Plâtre pour les cloisons et les plafonds.

#### **I.2.3.2. Les éléments principaux**

Eléments intervenants dans la résistance aux actions verticales (poids de la structure) et les actions horizontales (séisme) ; les distribuant au sein de l'ouvrage et les transmettant par la suite aux fondations.

##### ➤ **Les poutres :**

Sont des éléments qui assurent la transmission des charges horizontales, soit à une autre poutre, soit à un élément porteur vertical, des charges qui lui sont appliquées. Dans cette fonction, elle est soumise à la flexion simple.

##### ➤ **Les poteaux :**

Sont des éléments qui assurent la transmission des charges verticales des charges d'une structure soit à un autre élément porteur, soit à une fondation. Ils sont destinés à reprendre et transmettre les sollicitations horizontales et verticales, ils sont sollicités à la flexion composée bi axiale (effort normal, effort tranchant et deux moments fléchissant) à la base de la structure.

#### **I.2.3.3. L'infrastructure :**

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
- Limitation des tassements différentiels en cas d'utilisation de radier générale.
- Limitation des tassements.

### I.3. Choix de contreventement

En se basant sur le RPA99/version 2003 (Article 3-4 A-1-a) qui nous exige d'adopter un contreventement mixte lorsqu'on dépasse (14m) en zone IIa, nous proposons donc l'utilisation d'un contreventement mixte (portiques-voiles).

Ce choix sera justifier lors de la modélisation du bâtiment.

### I.4. Les règlements et normes utilisés

**CBA93** (Code de Béton Armé).

**RPA 99/version2003** (Règlement Parasismique Algérien).

**BAEL 91**(Béton Armé Aux Etats Limites).

**DTR-BC2.2** (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).

**DTR-BC2.331** (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

### I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

#### I.5.1. Le béton :

Le béton est un matériau de construction composé de ciment, de granulats (sable, gravier) et d'eau, offrant résistance et durabilité de la structure.

Comportement expérimentale :

- **Essai de compression** : Le béton présente une relative bonne résistance à la compression contrairement à la traction, cette résistance ( $f_{cj}$  en MPa) est obtenue avec des essais de compression jusqu'à la rupture sur des éprouvettes normalisées.

#### a) Résistance caractéristique à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{c28}$  à 28 jours d'âge est déterminée à partir des essais sur éprouvettes. En pratique, le nombre limité d'essais réalisés ne permet pas un traitement statistique adéquat. Pour le projet en cours, les normes (BAEL 91 modifié 99, art-2.1, 12) nous ont permis d'adopter une résistance caractéristique pour le béton à la compression de 25 MPa pour les ouvrages d'habitation et de commerce.

#### b) Résistance caractéristique à la traction : (art A-2.12 BAEL 99)

Définie par la relation suivante ;

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ d'où : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

#### c) Modules d'élasticité : (art A-2.1.21 BAEL 99).

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

Module D'élasticité Différée  $E_{vj}=10819$  MPA Module D'élasticité Instantanée  $E_{ij}=32164$  MPA

#### d) Contraintes limites

- **Contrainte limite de compression :**

$$F_{c28} = 0.85 * f_{c28} / \theta \gamma_b \text{ [Mpa]}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,50$  en situation courante  $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$  en situation accidentelle  $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$

$\theta = 0,85 - 1$  : selon la durée d'adaptation de la combinaison d'action considérée.

• **Contrainte limite de cisaillement : (art A-5.121 BAEL 99)**

$r_u = \min [0,13 * f_{c28} ; 5 \text{ MPa}]$  pour la fissuration peu nuisible

$r_u = \min [0,10 * f_{c28} ; 4 \text{ MPa}]$  pour la fissuration préjudiciable

Contrainte de service à la compression : (art A-4.5.2 BAEL 99)

$\sigma_{bc} = 0,60 * f_{c28} \text{ [MPa]}$   $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

**e) Poids volumique de béton**

Le poids volumique de béton est de l'ordre de  $25 \text{ KN/m}^3$

**I.5.2. L'acier :**

Ce matériau se distingue par sa capacité à résister efficacement aux forces de traction et de compression, ce qui en fait un choix adapté pour cette structure, des aciers en barres et en treillis sont utilisés.

**I.5.2.1 Caractéristiques des aciers utilisés :**

**Tableau I.1** : Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés

Types d'acier	Symboles	Limites D'élasticité Fe [MPa]	Résistances à la rupture	Allongements relatifs à la rupture (%)	Coefficients de fissuration	Coefficients De Scellement ( $\Psi$ )
Treillis soudés (T S) TLE 520 ( $\Phi < 6$ )	TS	550	550	8%	1,3	1
Haute Adhérence Fe 400	HA	400	480	14%	1,6	1,5
Rond lisse Fe 235	RL	235	410-490	22%	1	1

a) **Limite d'élasticité longitudinale** : Elle est notée « Es ». Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.  $E_s = 200000 \text{ MPa}$

b) **Contrainte admissible à L'ELS** (art A.4.5 BAEL91) :

-Fissuration peu nuisible :  $\sigma_{st} = f_e$

- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} = \min \{ 2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_t 28} \}$

- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} = \min \{ 0,5 * f_e, 90 \sqrt{\eta f_t 28} \}$  Avec :

$\eta$ : Coefficient de fissuration

Avec :

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

$\eta = 1,6$  : pour les hautes adhérences (HA)

### c) Protection des armatures (art A.7.2.4 BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et pour protéger les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage « C » des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5$  cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns et pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives,
- $C \geq 3$  cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations),
- $C \geq 1$  cm : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

**Remarque :** Pour en finir nous avons résumé toutes Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisés.

Ils sont donnés par le suivant :

**Tableau I.2:** Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

Matériaux	Caractéristique mécanique		Valeurs (mpa)
Béton	Résistance caractéristique (fc28)	A la compression	25
		A la traction	2,1
	Contrainte limite en compression al'ELU <b>f<sub>bu</sub></b>	Situation accidentelle	18,48
		Situation courante	14,2
	Contrainte limite de cisaillement al'ELU	FPN	3,33
		FN	2,5
		FTN	
	Contrainte limite en compression a l'ELU $\bar{\sigma}_c$ :		15
Module de déformation longitudinale différée ( $E_{vj}$ )		10818,87	
Module de déformation longitudinale instantanée ( $E_{ij}$ )		32164,20	
Acier	Limite d'élasticité ( $f_e$ )		400
	Module d'élasticité (E)		2*10 <sup>7</sup>
	Contrainte limite à l'ELU (fst)	Situation accidentelle	400
		Situation courante	348
	Contrainte à l'ELS ( $\sigma_{st}$ )	FPN	/
		FN	201,63
FTN		164,97	

#### **I.4. Conclusion :**

Dans ce chapitre, on a pu connaître les normes utilisées pour construire un bâtiment, afin de pouvoir faire un prédimensionnement dans le chapitre suivant.

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la réalisation de notre structure sont :

$$\sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{bc} = 14.2$$

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPA}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ M}$$

➤ Chapitre II :  
pré-  
dimensionnement et  
étude des éléments  
secondaires.

## II. Chapitre 2

### II.1. INTRODUCTION

Pour identifier les parties essentielles des divers éléments de la structure afin de supporter les charges appliquées, nous effectuons une estimation préliminaire de ces éléments. Cette étape est réalisée selon les normes prescrites par les règlements en vigueur (RPA99/2003, BAEL 91, CBA 93, ...).

### II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

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

#### II.2.1. Planchers

L'épaisseur des planchers dépend des conditions de résistance et d'isolation.

##### 1. Plancher à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :  
 $h_t \geq L / 22.5$  ..... **CBA93 (Art B.6.8.4.2.4).**

Avec L : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles figure II.2.

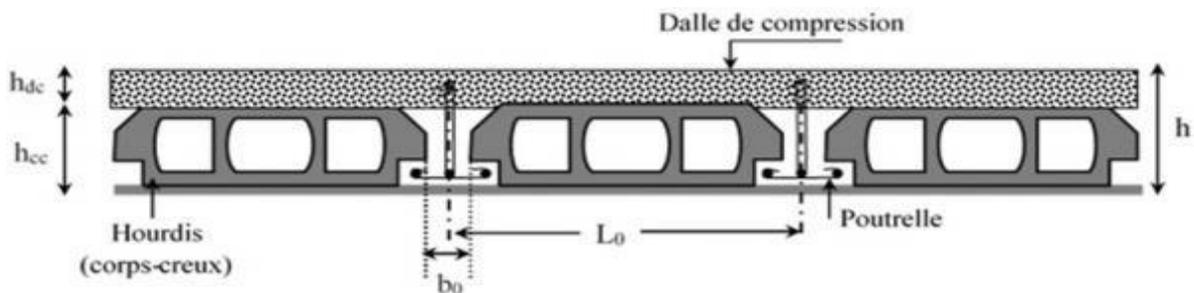
$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{480-30}{22.5}$$

On va opter pour une hauteur :  $h_t = 20\text{cm}$

On adopte un plancher d'une épaisseur de  $h_t = 20\text{ cm}$

- ✓ 16 cm: l'épaisseur de corps creux
- ✓ 4cm: dalle de compression



**Fig.II.1** : coupe transversale sur un plancher à corps creux.

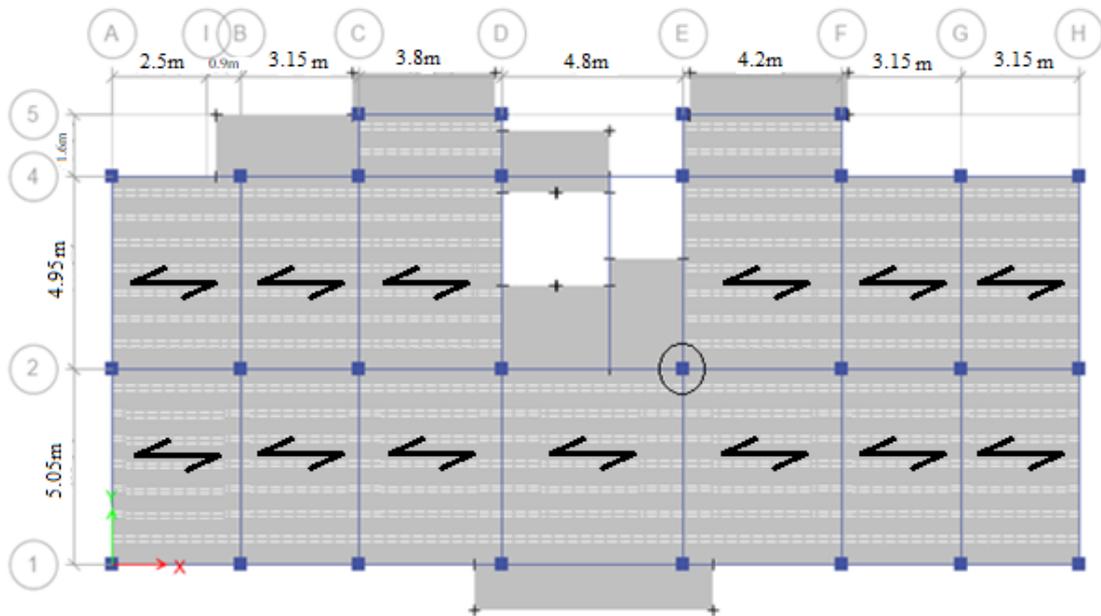
#### ❖ Les poutrelles :

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

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées

parallèlement à la plus petite portée.

- **Critère de continuité** : c'est le sens qui a le plus d'appuis.



**Fig .II.2:** schéma de disposition des poutrelles 4eme étage.

### ➤ Dimensionnement des poutrelles :

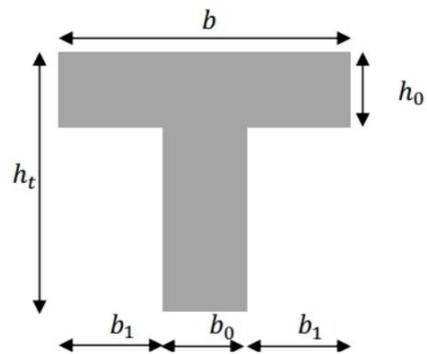
Les poutrelles sont des sections en T préfabriqués en béton armé ou coulées sur place destinées à transmettre les charges verticales aux poutres.

**b** : largeur efficace

**h<sub>t</sub>**: hauteur du plancher

**b<sub>0</sub>** : largeur de la nervure

**h<sub>0</sub>** : hauteur de la dalle de compression.



**Fig .II.3 :** Coupe transversale d'une poutrelle

On opte pour  $b_0=10\text{cm}$

$b$  est déterminée à partir de l'expression :  $(b-b_0)/2 \leq \min [(l_x/2), (l_y/10)]$

$l_x$ : distance entre nus de deux poutrelles.

$l_y$ : longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 285(b - 10)/2 \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 28,5)$$

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

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

**Tableau II.1 :** évaluation des charges du plancher d'étage courant

N°	Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	20	0,02	0,40
2	Mortiers de pose	20	0,02	0,40
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Plancher à corps creux (16+4)	-	0.20	2.85
5	Enduit de ciment	18	0,02	0.36
6	Cloison de séparation	10	0.10	1
Charge permanente totale		G = 5.37 KN/m <sup>2</sup>		

**Tableau II.2 :** évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

N°	Description	Epaisseur 'e' (m)	Densité 'y' (kn/m <sup>3</sup> )	Poids 'G' (kn/m <sup>2</sup> )
1	Protection lourde en gravier	0.04	20	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.025	4	0.1
4	Forme de pente	0.1	22	2.2
5	Plancher en corps creux (16+4)	0.20	/	2.85
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente totale		G=6.43 KN/m <sup>2</sup>		

**Tableau II.3 :** Evaluation des charges du plancher terrasse accessible

N°	Description	Epaisseur 'e' (m)	Densité 'y' (kn/m <sup>3</sup> )	Poids 'G' (kn/m <sup>2</sup> )
1	Revetment en carlage	0.02	20	0.40
2	Mortie de pose	0.02	20	0.40
3	Isolation thermique	0.025	4	0.1

4	Lit de sable	0.2	18	0.36
5	Plancher en corps creux (16+4)	0.20	/	2.85
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente totale		G=4.47 KN/m <sup>2</sup>		

Tableau II.4 : Surcharge sur les plancher

plancher	Q(kn/m <sup>2</sup> )
Etage d'habitation	1.5
Etage de service	2.5
Locaux commerce	5
Terrasse inaccessible	1
Terrasse accessible	1.5

**II.2.2 Etude des poutrelles :**

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, les deux méthodes les plus utilisées sont :

1. Méthode forfaitaire. (Annexe E.1 du BAEL91/99)
2. Méthode de CAQUOT. (BAEL91/99 art B.6.210)

**II.2.2.1 Les différents types de poutrelles :**

Tableau II.5 : Différent types des poutrelles dans les planchers

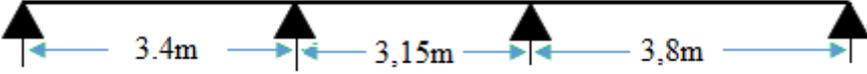
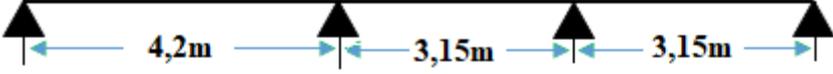
Types	Schéma statique	
Service	T1	
	T2	
	T3	
	T4	





Fig .II.5 : Schéma statique de la poutrelle T5

$$\begin{cases} G = 5.37 \\ Q = 2.5 \end{cases} \rightarrow \{G' = (2 \cdot G / 3) = 3.58\} \rightarrow \begin{cases} q'u = 5.58 \\ q's = 3.95 \end{cases}$$

- Vérification des conditions

- 1)  $Q = 2.5 \leq \min(2G ; 5 \text{kn/m}^2)$  .....C.V
- 2)  $0.8 \leq L_i/L_{i+1} = 440/315 = 1.39 \geq 1.25$  .....C. non vérifié
- 3) FPN .....C.V
- 4) I est cts .....C.V

La 2<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée d'où on applique la *méthode de Caquot minoré*.

Les longueurs fictives :

$$L'_{AB} = L_{AB} = 4.4 \text{m}$$

$$L'_{GH} = L'_{FG} = L'_{BC} = 0.8 L_{BC} = 2.52$$

$$L'_{DE} = 3.84 \text{m}$$

$$L'_{EF} = 3.36 \text{m}$$

Les moments statiques de la poutre :

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

$$M^u_0 = \frac{5.58 \cdot 4.8^2}{8} \rightarrow M^u_0 = 16.07 \text{ KN.m}$$

$$M^s_0 = \frac{3.95 \cdot 4.8^2}{8} \rightarrow M^s_0 = 11.37 \text{ KN.m}$$

Les moments en appuis :

Tableau II.6 : Les moments statiques de la poutre type 2

Travée		AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
M <sub>0</sub> (kn.m)	ELU	13.50	6.92	10.07	16.07	12.30	6.92	6.92
M <sub>0</sub> (kn.m)	ELS	9.56	4.89	7.13	11.37	8.71	4.89	4.89

• Les moments à l'appui (appui de rive) :

$M_A = M_H = 0$  (BAEL 91/99 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à  $0.15M_0$ ).

$$M_A = M_h = -0.15M_0$$

Elu :  $M_A=M_H= -2.41\text{kn.m}$

Els :  $M_A=M_H= -1.70\text{kn.m}$

- **Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_i = -q \frac{(l'g^3) + (l'd^3)}{8.5(l'g + l'd)} \text{ avec } q=q'=qg=qd$$

$$M_B = -5.579 * \frac{(4.4^3) + (2.52^3)}{8.5(4.4 + 2.52)} = -9.597\text{kn.m}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$v = v_0 - \frac{Mg - Md}{L}$$

$$v_0 = \frac{ql}{2} = \frac{5.58 * 4.4}{2} = 12.27\text{KN}$$

$$v = \frac{12.27 - (-9.59)}{4.4} = 14.45\text{KN}$$

Le tableau suivant résume tous les résultats :

**Tableau II.7 :** les moments au appui intermédiaire et effort tranchant

Appui intermédiaire		A	B	C	D	E	F	G	H
$M_{app}$	Elu	/	-9.59	-5.21	-8.1	-8.62	-6.02	-5.5	/
	Els	/	-6.8	-3.7	-5.7	-6.11	-4.3	-3.9	/
$V_u$ (kn)		14.45	-17.83	12.76	16.97	-17.2	-14.3	12.93	-9.47

- **Les moments en travée :**

$$M_t = M_{0(x)} + M_g(1-x/l) + M_d(x/l)$$

Avec  $M_0$  c'est le moment max.

$$M_0 = \frac{q * x}{2} (l - x)$$

$$X = \left( \frac{q * l}{2} - \frac{Mg}{l} + \frac{Md}{l} \right) / q$$

Nous avons calculé pour toutes les travées, puis nous avons fait les résultats dans le tableau suivant :

**Tableau II.8 :** les moments en travée de poutrelle T5

Travée		AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
$M_t$	Elu	12.75	1.56	6.23	12.13	8.39	3.08	6.3
	Els	9.15	1.16	4.50	8.74	6.05	2.24	4.52
$X$ (m)		1.89	1.77	1.79	2.38	2.18	1.6	1.81

Les sollicitations maximale des différent types des poutrelles :

**Tableau II.9:** Les sollicitations maximale des différent types des poutrelles

Type	Etagé service						
	Moment à ELU				Moment à ELS		
	$M_a^{riv}$	$M_a^{int}$	$M_{trav}$	V	$M_a^{riv}$	$M_a^{int}$	$M_{trav}$
T1	0	-7.4	10.26	15.62	0	-5.54	7.345
T2	0	-6.45	10.91	14.94	0	-4.61	7.80
T3	0	-8.13	9.09	15.65	0	-5.76	6.53
T4	0	-9.4	11.33	-17.17	0	-6.66	8.13
T5	0	-9.59	10.83	-17.83	0	-6.79	7.85
T6	0	/	13.39	15.01	0	/	9.57
T7	0	/	10.96	13.58	0	/	7.83
Terrasse inaccessible							
T8	-2.85	/	16.19	15.88	-1.83	/	10.35
Commerce							
T9	0	-10.81	15.11	21.81	0	-7.61	10.64
T10	0	-13.96	9.48	-18.26	0	-9.73	6.88
T11	0	-14.24	12.75	-18.88	0	-9.92	9.15

Après un calcul pour chaque type de poutrelle, puis nous avons fait des groupes selon les sollicitations les plus défavorables tous comme représenté sur le tableau :

**1tableau II.10 :** les sollicitations les plus défavorables

	ELU				ELS		
	$M^{riv}$	$M^{int}$	$M^{tra}$	V	$M^{riv}$	$M^{int}$	$M^{tra}$
TIN	-2.85	/	16.19	15.88	-1.83	/	10.35
Service	0	-9.59	13.39	17.83	0	-6.79	9.57
Commerce	0	-14.24	15.11	21.81	0	-9.92	10.64

### II.2.2.2 Ferrailage des poutrelles :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations maximales à l'ELU et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple si  $M_u \leq M_{tu}$  (la table n'est pas entièrement comprimée) si non on calcule pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

Avec :  $M_{tu}$  : le moment équilibré par la table de Compression

#### Ferrailage (étage bureau)

$$M_a^{riv} = -3.004 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{int} = -14.24 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 15.11 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 21.81 \text{ KN}$$

**Tableau II.12** : caractéristique des poutrelles

h (cm)	h <sub>0</sub> (cm)	b <sub>0</sub> (cm)	b (cm)	c (cm)	d (cm)	Fc28 (Mpa)	Fe (Mpa)	f <sub>bu</sub> (Mpa)	f <sub>st</sub> (Mpa)
20	4	10	65	3	17	25	400	14.2	348

➤ **Ferraillage en travée :**

$$M_t^u = f_{bu} * b * h_0 \left[ d - \left( \frac{h_0}{2} \right) \right] = 14.2 * 0.65 * 0.04 * \left[ 0.17 - \frac{0.04}{2} \right] = 55 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \rightarrow$  Donc on la calcule comme une section rectangulaire :  $(b * h) = (65 * 20) \text{ cm}^2$

$$u_{bu} = \frac{Mu}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{15.11 * 10^{-3}}{0.65 * 0.17^2 * 14.2} = 0.056 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$u_{bu} < u_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - (2 * U_{bu})} \right] \Rightarrow \alpha = 0.072$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.165 \text{ m}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{M_{\text{travée}}^{\max}}{z * f_{st}} = 2.63 \text{ (cm}^2\text{)}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.65 * 0.17 * 2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1.33 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2$  la condition est vérifiée.

Soit :  $A_s = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

➤ **Ferraillage en appuis :**

✓ Appuis intermédiaires

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

$$M_A^{\text{int}} = -14.24 \text{ kn.m}$$

$$U_{bu} = 0.346 < 0.186 \rightarrow \text{pivot B}$$

$$u_{bu} < u_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.556$$

$$z = 0.132 \text{ m}$$

$$A^{\text{int}} = 3.08 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 0.1 \cdot 0.17 \cdot 2.1}{400} = 0.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \mathbf{c.v}$$

$$\text{Soit } A_s = 2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

✓ **Appuis rive**

$$M_{\text{app}}^{\text{riv}} = -3.004 \text{ kn.cm}$$

$$U_{\text{bu}} = 0.073$$

$$U_{\text{bu}} < u_l \rightarrow \text{pivot A}$$

$$u_{\text{bu}} < u_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$F_{\text{st}} = 348 \text{ mpa}$$

$$\alpha = 0.094$$

$$z = 0.163 \text{ m}$$

$$A_{\text{app}}^{\text{riv}} = 0.53 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot 0.1 \cdot 0.17 \cdot 2.1}{400} = 0.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \text{ la condition est vérifiée.}$$

$$\text{Soit } A_s = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$$

**Vérification a l'elu :**

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$V_{\text{max}} = 17.83 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 \cdot d} = \frac{21.81 \cdot 10^{-3}}{0.1 \cdot 0.17} = 1.28 \text{ mpa}$$

$$\tau'_u = \min ((0.2 \cdot f_{c28}) / \gamma_b ; 5 \text{ mpa}) = \min (3.33; 5 \text{ mpa})$$

$$\tau'_u = 3.33 \text{ mpa}$$

$$\tau'_u > \tau_u \text{ pas de rupture de par cisaillement.}$$

**Choix des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min (\phi_{t \min} ; h/35 ; b/10) \quad \text{BAEL 91 5 (Article H.III.3)}$$

$$\phi_t = \min (10 ; 20/35 ; 10/10) = 0.57 \text{ cm} \quad \text{soit : } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

$$\text{On choisit un étrier } \phi_t \rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

**Espacement :**

$$S_t = \min \begin{cases} (0.9d; 40cm) = 16.2cm \\ \frac{At*fe}{0.4*b0} = 57cm \\ \frac{0.9*At*fe}{b0*(\tau_u - 0.3*4*ft28)} = 101cm \end{cases}$$

On prend :  $S_t = 15cm$

**Vérification des armatures longitudinales ( $A_l$ ) a l'effort tranchant ( $V_u$ )**

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq (V_u + M_u / 0.9d) * \gamma_s / f_e$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} * [21.81 + \frac{-9.6}{0.9*0.17}] = -0.117cm^2 < 0$$

→ pas vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

Appui de rive :

$$A_l^{\min} \geq \frac{\gamma_s * V_u}{f_e} \rightarrow A_l^{\min} \geq \frac{1.15}{400} * 21.81 * 10^{-3} = 0.063cm^2 \dots\dots\dots c.v$$

Vérification de la bielle :

$$\sigma_{bc} = \frac{2v_u}{\alpha*b0} \leq \sigma'_{bc} \quad \text{avec : } \alpha = 0.9*d = 16.2cm$$

Ce qui donne :

$$V_u \leq 0.267 * \alpha * b0 * f_{c28} \quad \rightarrow 21.81 < 108.135kn \dots\dots\dots c.v$$

**Vérification de la jonction table-nervure :**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u * b1}{0.9*d*b*h0} \leq \tau'_u \quad \text{avec : } b1 = \frac{b-b0}{2} = 27.5cm$$

$$\tau_u = 0.145mpa < \tau'_u 3.3mpa \rightarrow \text{pas de rupture a la jonction table-nervure.}$$

**Vérification a l'ELS :**

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91(Article B-6-3)**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier  $\sigma_{bc} \leq \sigma'_{bc}$

$$\sigma'_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15mpa$$

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

En travée :

$$M_{ser}=10.64\text{kn.m}$$

$$A=3.08\text{cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$A'=0 \rightarrow H=\frac{0.65 \cdot (0.04)^2}{2} - 15 \cdot 3.08 \cdot 10^{-4} \cdot (0.17 - 0.04)$$

$$H=-0.8\text{cm}^3 < 0 \rightarrow \text{section T}$$

$$b_0 \cdot y^2 + [2 \cdot (b - b_0) \cdot h_0 + 30 \cdot A] \cdot y - [(b - b_0) \cdot h^2 + 30 \cdot d \cdot A] = 0$$

$$y=6.01\text{cm}$$

Le moment d'inertie I :

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

$$I=10134.6\text{cm}^4$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{10.64 \cdot 10^{-3} \cdot 6.01 \cdot 10^{-2}}{10134.6 \cdot 10^{-8}} = 4.3\text{mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.3\text{mpa} \leq \sigma'_{bc} = 15\text{mpa} \dots\dots\text{c.v}$$

✓ En appui :

Appui intern :

$$M_{ser}=-9.92\text{kn.m}$$

$$A=1.92\text{cm}^2$$

$$Y=6.01\text{cm}$$

$$I=10134.6\text{cm}^4$$

$$\rightarrow \sigma_{bc}=5.88\text{mpa} \leq \sigma'_{bc}=15\text{mpa} \dots\dots\text{c.v}$$

### ➤ Vérification de la flèche :

La flèche est évaluée selon les recommandations du **BAEL 91 (Article B.6.5)** et celle du **CBA 93**. Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

- ❖  $\frac{H}{l} \geq \frac{1}{16}$
- ❖  $\frac{H}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10 \cdot M_0}$
- ❖  $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$$\text{On a : } \frac{20}{480} = 0.041 < \frac{1}{16} = 0.062 \rightarrow \text{non vérifier donc on doit faire une vérification de la flèche.}$$

Donc il faut vérifier que :  $\Delta f_t \leq f_{adm}$

On a :  $l \leq 5m \rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0.9cm \dots \dots \dots$  **BAEL91 révisé 99**

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

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

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

$f_{ji}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation,

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

Pour le calcul de la flèches, on aura besoin de

$$\begin{cases} j = G' = 3.88 \\ p = G + Q = 10.82 \\ g = G = 5.82 \end{cases}$$

• **Evaluation des charges sur les poutrelles :**

$$q_G = G \times l_0 = 5.82 \times 0.65 = 3.78 \frac{KN}{m}$$

$$q_j = J \times l_0 = 3.88 \times 0.65 = 2.52 \frac{KN}{m}$$

$$q_p = (G + Q) \times l_0 = 7.03 \frac{KN}{m}$$

• **Calcul des Moments en Travée sous les différents chargements :**

$$M_j = 4.88 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 7.32 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 13.61 \text{ KN.m}$$

• **Caractéristique géométrique de la section :**

–  $A_t = 2.36 \text{ cm}^2$

–  $E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} ; E_i = 3 \times E_v$

$$E_v = 10818.86 \text{ Mpa} ; E_i = 32456.58 \text{ Mpa}$$

–  $Y_G = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h + n(A + A')}$

$$Y_G = \frac{\frac{10 \times 20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 (3.08 \times 18)}{(10 \times 20) + (65 - 10) \times 4 + 15 \times 3.08} = 4.25 \text{ cm}$$

$$- I_0 = \frac{b \times Y_G^3}{3} + \frac{b_0 (h - Y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(Y_G - h_0)^3}{3} + n [A(d - Y_G)^2 + A'(Y_G - d')^2]$$

$$I_0 = \frac{65 \times 4.25^3}{3} + \frac{10 (20 - 4.25)^3}{3} - (65 - 10) \frac{(4.25 - 4)^3}{3} + 15 [3.08(18 - 4)^2]$$

$$= 9.17363 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

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

$$- \rho = \frac{2.36}{10 \times 17} = 0.018$$

$$- \lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \rho} ; \lambda_v = 0.4 \times \lambda_i$$

$$\lambda_i = 2.35 ; \lambda_v = 0.94$$

➤ **Les contraintes de traction dans l'acier :**

$$\sigma_{stg} = 15 \times \frac{M_g^{ser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{stj} = 15 \times \frac{M_j^{ser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{stp}$$

$$= 15 \times \frac{M_p^{ser} \times (d - y)}{I}$$

➤ **Calcul de coefficient ( $\mu$ ):**

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{si } \mu \leq 0 \rightarrow \mu = 0$$

➤ **Calcul des inerties fictives ( $I_f$ ):**

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} ; I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}$$

➤ **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_j^{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} ; f_{gi} = \frac{M_g^{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} ; f_{gv} = \frac{M_g^{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgv}} ; f_{pi} = \frac{M_p^{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}}$$

Le tableau. Suivant résume les calculs de l'évaluation de la flèche :

**Tableau II.13 : évaluation de la flèche**

$\sigma_{st} (Mpa)$			$\mu$			$I_f \times 10^{-5} (m)$				$f (mm)$			
$\sigma_{stg}$	$\sigma_{stj}$	$\sigma_{stp}$	$\mu_g$	$\mu_j$	$\mu_p$	$I_{fgi}$	$I_{fgv}$	$I_{fji}$	$I_{fpi}$	$f_{gi}$	$f_{gv}$	$f_{ji}$	$f_{pi}$
152.6	101.7	283.7	0.72	0.61	0.83	7.69	12.4	8.5	6.98	5.67	10.6	3.42	11.6
$\Delta_f \leq$ $\bar{f} (mm)$													
<b>13.12</b> <b>&gt; 8.8</b>													

La flèche n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section d'acier et  $h_t$  de la dalle.

→  $h_t=24$  cm

→  $A = 3HA12 = 3.39cm^2$

Vérification de la flèche :

$f = 8.709mm < \bar{f} = 9.0mm$  .....c.v

**Tableau II.14 : schéma de ferrailage des poutrelles**

Types de poutrelles	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	Travée
T11			

**II.2.3 Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression est ferrillée forfaitairement par un quadrillage de barres (treillis soudés), la section des barres est déterminée selon le **CBA 93** comme suit :

Selon le **CBA 93** les espacements des barres ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm les armatures parallèles aux poutrelles.

On utilise un treillis soudé de nuance **400 MPA** armatures perpendiculaires aux poutrelles :

On a :

$$50 \leq l_o = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$l_o$  : La distance entre nue des poutrelles.

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

On choisit :  $5 \phi_6 = 1.41 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$  Condition verifier.

$$A_{II} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.705 \text{ cm}^2$$

On choisit :  $5 \phi_6 = 1.41 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$  Condition verifier.

NB :

Selon le **CBA 93** les espacements des barres ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm les armatures parallèles aux poutrelles.

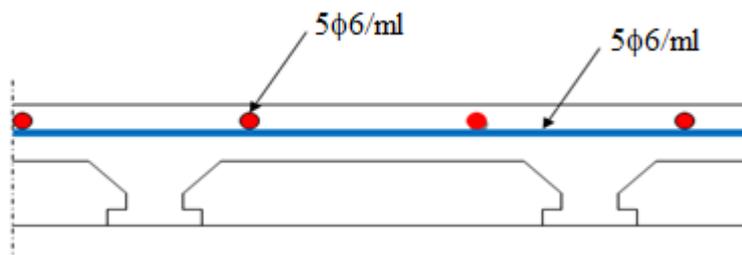


Fig .II.7 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

#### II.2.4. les planchers en dalle pleine :

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

##### II.2.4.1 type des dalles pleines :

Dans notre projet nous disposons de 3 type des dalles pleines, les résultats de calcule des épaisseurs des différents panneaux sont donner dans le tableau suivant :

###### ➤ Critère de résistance

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

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

$\frac{lx}{45} \leq e \leq \frac{lx}{40} \rightarrow$  pour une dalle sur 3 ou 4 appuis avec  $\rho > 0.4$

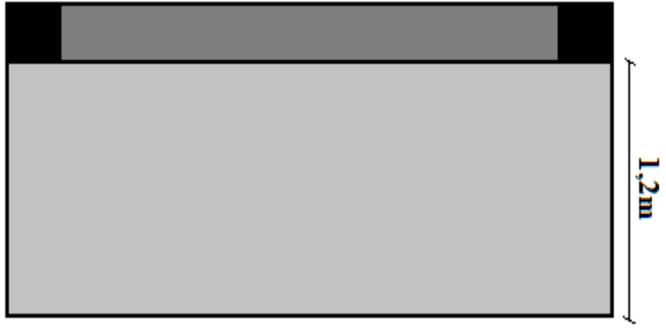
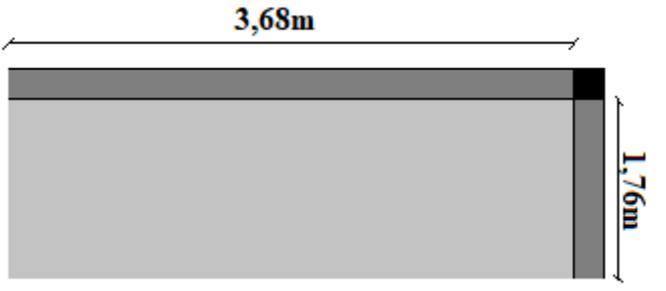
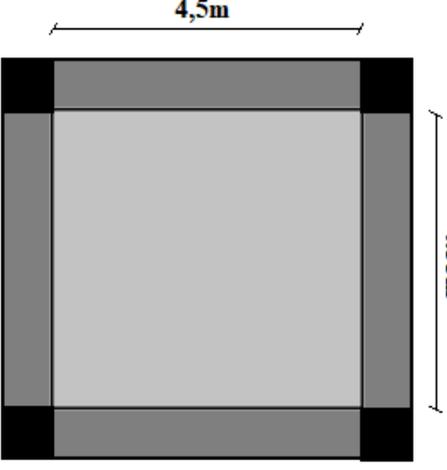
###### ➤ Coupe-feu

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

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

$e \geq 14\text{cm} \rightarrow$  pour 4 heures de coupe-feu.

**Tableau II.15 :** pré dimensionnement des panneaux à dalles pleines

Panneau	Schéma de dalle pleine	Lx (cm)	Ly (cm)	$\rho$	$e^{\text{calculé}}$ (cm)	$e^{\text{calculé}}$ (cm)
D1 Dalle sur un seul appui		120	/	/	$e \geq \frac{lx}{20}$	15
D2 Dalle sur 2 appuis perpendiculaire		175	368	0.475	$\frac{lx}{35} \leq e$ $\leq \frac{lx}{30}$	15
D3 Dalle sur 4 appuis		450	455	0.98	$\frac{lx}{45} \leq e$ $\leq \frac{lx}{40}$	15

**Tableau II.16** : Evaluation des charges sur la dalle pleine

N	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poid volumique Kn/m <sup>3</sup>	Poid (kn/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Dalle pleine 15cm	15	25	3.75
5	Enduit de ciment	2	18	0.36
Charge permanent G				5.37
Charge d'exploitation Q (balcon)				3.5
Charge d'exploitation Q (dalle plein)				2.5

**Tableau II.17** : Evaluation des charges revenant au mur extérieur

N	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique Kn/m <sup>3</sup>	Poids (kn/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	2	18	0.36
2	Brique creuses	15	/	1.30
3	L'âme d'aire	5	/	/
4	Brique creuses	10	/	0.90
5	Enduit de plâtre	1.5	10	0.15
Charge permanent G				2.71

### II.2.4.2 calcul des sollicitations :

#### 🚧 Dalle sur un seul appui (balcon) :

La dalle travaille dans un seul sens, elle est calculée sous forme de console en (flexion simple) à une extrémité chargée.

#### 1. Evaluation des charges :

$$G=5.37\text{kn/m}^2 \quad ; \quad Q=3.5\text{kn/m}^2 \quad ; \quad e=15\text{cm} \quad p_{\text{mur}}=1.40\text{ kn/m}$$

##### • A l'Elu:

$$q_u=1.35G+1.5Q \rightarrow q_u=1.35*(5.37)+1.5*(3.5)$$

$$q_u=12.5\text{ kn/m}$$

##### • A l'ElS :

$$q_s=G+Q \rightarrow q_s=5.37+3.5$$

$$q_s=8.87\text{ kn/m}$$

#### 2. Calcul des sollicitations :

$$M_u=\frac{q_u*l^2}{2} \rightarrow M_u=12.5 * \frac{1.2^2}{2} + 1.2 * 1.4 = 10.89\text{ kn*m}$$

$$M_s=\frac{q_s*l^2}{2} \rightarrow M_s=8.87 * \frac{1.2^2}{2} = 7.78\text{ kn*m}$$

$$V_u=\frac{q*l}{2} + p_{\text{mur}} \rightarrow V_u=8.9\text{ kn}$$

### II.2.4.3 Ferrailage de la dalle pleine :

#### • Armatures principales

La dalle est ferrailée à la flexion simple pour une bande de 1m,  $(b*h)=(1*0.15)$

$$b=100\text{cm} \quad ; \quad h=15\text{cm} \quad ; \quad d=13\text{cm} \quad ; \quad f_{c28}=25\text{mpa} \quad ; \quad f_{bu}=14.20\text{mpa}$$

**Tableau II.18** : Calcul d'armatures principales pour la dalle sur 1 appui

$M_u(\text{kn.m})$	$U_{bu}$	$\alpha$	$Z(\text{m})$	$A_{\text{calculé}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t(\text{cm})$	$A_t$
10.89	0.045	0.057	0.127	2.46	1.57	5HA10=3.93	20	3HA8=2.51

#### • L'espacement (st)

$$S_t \leq \min(2e; 25\text{cm}), S_t \leq 25, \text{ on opte pour: } S_t=20$$

$$S_t=100/5=20 \leq 25$$

- **Armatures secondaires (répartition)**

$$A_t = A_l / 4 = 3.93 / 4 = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

- **L'espaceur (st)**

$$S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}), S_t \leq 33, \text{ on opte pour : } S_t = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 100 / 3 = 33 \leq 33$$

#### II.2.4.4 Vérification de cisaillement

$$\tau_u = \frac{v_{max}}{b * d} = 0.06 \text{ mpa}$$

$$\tau'_u = 1.17 \text{ mpa}$$

$$\tau_u = 0.083 \text{ mpa} \leq \tau'_u = 1.17 \text{ mpa} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

#### II.2.4.5 vérification a Els :

##### La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y ; M_{ser} = 7.78 \text{ kn.m}$$

$$y = 3.21 \text{ cm}$$

$$I = 5657.25 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 4.41 \text{ mpa}$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 4.41 \text{ mpa} < \sigma'_{bc} = 15 \text{ mpa} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

##### La contrainte dans l'acier

On a une fissuration nuisible

$$\sigma'_{st} = \min\left[\frac{2}{3} * f_e ; (110 \sqrt{n} * ftj)\right] = 201.6 \text{ mpa} ; \sigma_{st} = 218.39 \text{ mpa} > 201.6 \text{ mpa}$$

$\sigma_{st} > \sigma'_{st}$ .....condition non vérifier, donc on va redimensionner la section des aciers a L'Els.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d * (1 - \frac{\alpha}{3}) \sigma'_{st}} ; \alpha = \sqrt{90 \beta * \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}} \quad 0 < \alpha < 1 ; \beta = \frac{M_{ser}}{b * d^2 * \sigma'_{st}}$$

$$\alpha = 0.277$$

$$\beta = 3.23 * 10^{-3}$$

$$A_{st} = 4.27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Donc le choix de ferrailage est :  $A_{tx} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m}$

Avec  $st < \min(2e ; 25 \text{ cm})$  ; soit  $st = 20 \text{ cm}$

#### II.2.4.6 calcul de la flèche des dalles pleines :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
- Pour la dalle sur un seul appui les conditions son vérifier.
- On doit vérifier la flèche pour la dalle sur deux appuis sur le sens (y-y') car la condition  $\frac{h}{l} = \frac{15}{368} \geq \frac{1}{16}$  n'est pas vérifier.

On a :

Y=2.9cm ; I=4713.12cm<sup>4</sup> ; E<sub>i</sub>=32456.59 mpa ; E<sub>v</sub>=10818.86 mpa

**Tableau II.19** : vérification de la flèche de la dalle sur 1 appui

F <sub>gv</sub>	F <sub>ji</sub>	F <sub>pi</sub>	F <sub>gi</sub>	f <sub>adm</sub>	Δf	observation
0.194	0.0344	0.1071	0.0648	7.36	0.203	Vérifier

Les résultats de calcul des sollicitations des dalles pleines sont illustres dans le tableau suivant :

**Tableau II.20** : les sollicitations maximales dans les dalles pleines

sollicitation						
Type	ELU			ELS		
	M <sub>tx</sub> (kn.m)	M <sub>ty</sub> (kn.m)	M <sub>a</sub> (kn.m)	M <sub>tx</sub> (kn.m)	M <sub>ty</sub> (kn.m)	M <sub>a</sub> (kn.m)
D1	10.89	/	/	7.78	/	/
D2	3.21	0.803	-1.13	2.35	0.81	-0.83
D3	7.28	6.96	-4.28	6.19	6	-3.64

**Tableau II.21** : Vérification des efforts tranchant

Type	D1	D2	D3
------	----	----	----

$V_{ux}$	7.8	7.29	8.43
$V_{uy}$	/	5.45	8.43
$\tau_{ux} < \tau'$	0.083 < 1.17	0.06 < 1.17	0.065 < 1.17
$\tau_{uy} < \tau'$	/	0.041 < 1.17	0.065 < 1.17

Tableau II.22 : Calcul de ferrailage à l'ELU.

type	sens		$M_u$ (kn.m)	$U_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St
D1	Travée	xx	10.89	0.046	0.058	0.127	2.93	1.57	5HA12=5.65	20
		yy	/	/	/	/	/	/	/	/
	Appuis	xx	/	/	/	/	/	/	/	/
D2	Travée	xx	3.21	0.013	0.0168	0.129	0.776	1.51	4HA10=3.14	25
		yy	0.803	/	/	/	0.192	1.2	4HA10=3.14	25
	Appuis	Xx et yy	-1.13	/	/	/	0.272	1.51	4HA10=3.14	25
D3	Travée	xx	7.28	0.042	0.038	0.053	3.95	1.5	4HA12=4.52	25
		yy	6.96	0.04	0.036	0.051	4.2	1.5	4HA12=4.52	25
	Appuis	Xx et yy	-4.28	0.021	0.036	0.0265	4.04	1.5	4HA12=4.52	25

Tableau II.23 : Vérification des contraintes à L'ElS :

type	sens		$M_s$ (kn.m)	A (cm)	d (cm)	Y (m)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$	$\sigma'_{bc}$	$\sigma_{bc} < \sigma'_{bc}$	$\sigma_{st}$	$\sigma_{b'st}$	$\sigma_{st} < \sigma'_{st}$
D1	Travée	xx	9.36	3.93	13	3.21	5657.25	5.32	15	Vérifiée	218.39	201.6	Non vérifiée
		yy	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
	Appuis	xx	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
		xx	2.35	3.144	13	3.2	5657.2	1.33	15	Vérifiée	54.8	201.6	vérifiée

D2	Travée	yy	0.81	3.14	13	3.2	5657.2	0.46	15	Vérifiée	18.9	201.6	vérifiée
	Appuis	xx et yy	0.83	3.14	13	3.2	5657.2	0.47	15	Vérifiée	19.36	201.6	vérifiée
D3	Travée	xx	6.19	4.52	13	3.57	7545.75	2.92	15	Vérifiée	/	/	/
		yy	6	4.52	13	3.57	7545.75	2.83	15	Vérifiée	/	/	/
	Appuis	xx et yy	3.64	4.52	13	3.57	7545.75	1.72	15	Vérifiée	/	/	/

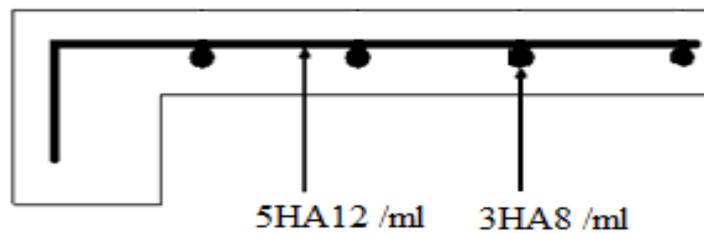


Fig .II.8 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 1 appui

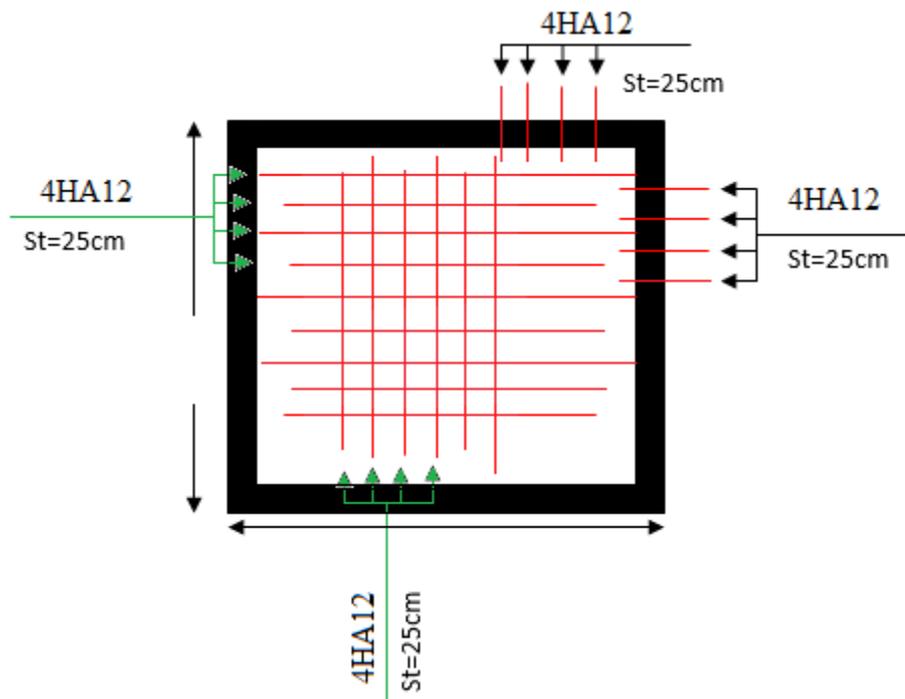
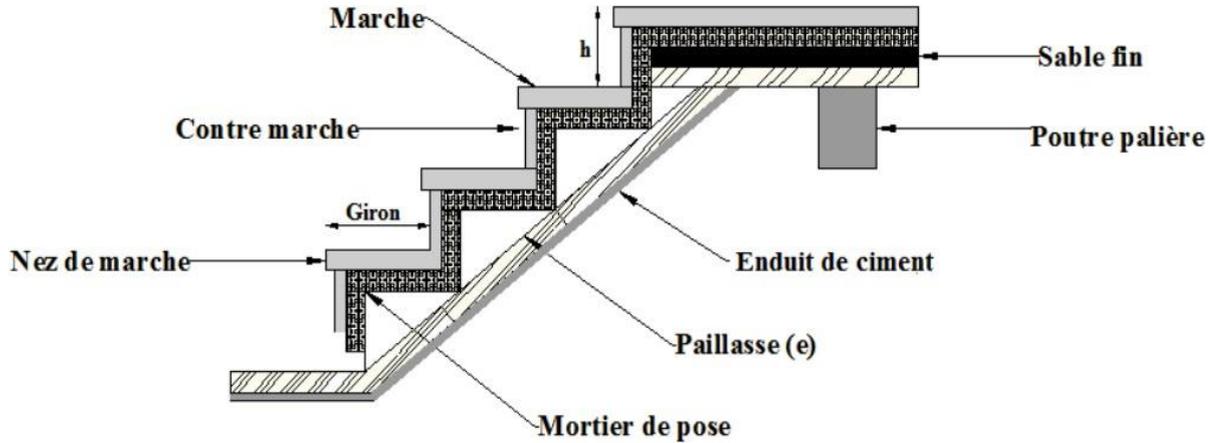


Fig .II.8 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

**II.2.5 LES ESCALIERS :**

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place.



**Fig. II.9 :** Détail d'un escalier.

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

- la hauteur  $h$  des contremarches entre 14 et 18 cm avec  $h=H/ n$ .
- la largeur  $g$  (giron) entre 25 et 32 cm avec  $g =L0/( n-1)$ .
- La formule empirique de BLONDEL:  $60\text{ cm} \leq 2h + g \leq 65\text{cm}$ .

Avec :

**H :** hauteur de la volée.

**L:** longueur réel de la volée.

**n -1:** Nombre de marche

**n :** nombre de contre marche.

**Tableau II.24 :** Schéma statique d'escalier étage courant

Schémas statique	H(m)	$\alpha^\circ$	h (cm)	g (cm)	e (cm)
<p><math>L_0=240\text{cm}</math> , <math>h=153\text{cm}</math></p>	1.53	32.51	17	30	18

La loi de BLONDEL :

$$64n^2 - (64 + 2h + l_0) * n + 2h = 0$$

$$n = 9 \quad h = 153/9 = 17 \text{ cm}$$

$$n - 1 = 8 \quad g = 240/8 = 30 \text{ cm}$$

$$\rightarrow 59 \text{ cm} < 2h + g = 64$$

Donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

Epaisseur de la paillasse :

$$L/30 \leq e \leq L/20 \quad \text{soit } L = L_p + L_v$$

$$L_v = \sqrt{h^2 + l^2} = 284.6 \text{ m}$$

$$\rightarrow 17 \leq e \leq 25.48 \text{ cm}$$

Donc on prend l'épaisseur de l'escalier = 18 cm

### II.2.5.1 Evaluation des charges et surcharges :

**Tableau II.25 :** Evaluation des charges du palier

Elément	e (cm)	Poids volumique	Poids (kn/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en BA	18	25	4.5
Enduit de ciment	2	18	0.36
Charge permanente totale			G=6.02
Charge d'exploitation			Q=2.5

**Tableau II.26 :** Evaluation des charges de la volée.

Elément		e (cm)	Poids volumique	Poids (kn/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	H	2	20	0.40
	V	2*h/g	20	0.22
Mortier de pose	H	2	20	0.40
	V	2*h/g	20	0.22
Dalle en BA		e/cos $\alpha$	25	4.45
Les marches		h/2=8.5	22	1.87

Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale			$G=7.76$
Charge d'exploitation			$Q=2.5$

### II.2.5.2 Etude des escaliers :

Les charges trouvées sont :

$$\text{Palier} \begin{cases} G_p = 6.02 \text{ kn/m} \\ Q_p = 2.5 \text{ kn/m} \end{cases} \quad \text{volée} \begin{cases} G_v = 7.76 \\ Q_v = 2.5 \end{cases}$$

- Calcul des chargements :

**Elu**

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = 14.22 \text{ kn/m}$$

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = 11.87 \text{ kn/m}$$

**Els**

$$q_v = G_v + Q_v = 10.26 \text{ kn/m}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 8.52 \text{ kn/m}$$

### II.2.5.3 Calcul des sollicitations :

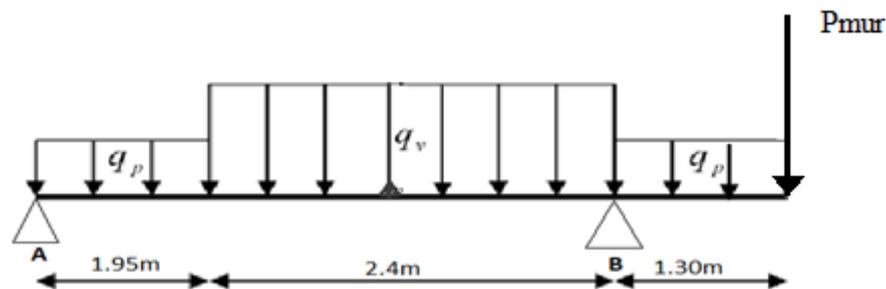


Fig. II.10 : Schéma statique de l'escalier

- Calculs de sollicitations :

Par la méthode RDM, on trouve :

$$ELU \begin{cases} R_A = 24.47 \text{ KN} \\ R_B = 50.18 \text{ KN} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} R_A = 17.43 \text{ KN} \\ R_B = 36.83 \text{ KN} \end{cases}$$

- **calcul des sollicitations :**

L'élément étudié est le cas d'une poutre isostatique, alors le calcul des sollicitations se fera avec la méthode RDM (méthode classique).

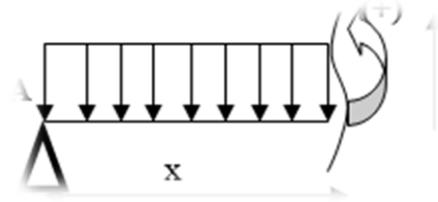
- **Effort tranchant et moment fléchissant :**

Calcule par la méthode des sections

$$0 \leq x \leq 1,95$$

$$T_y(x) = q_p * x - R_A$$

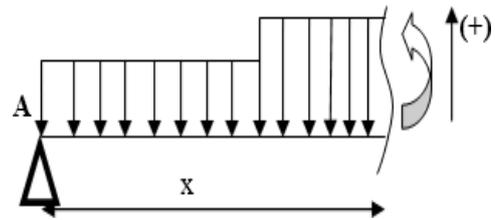
$$M(x) = -R_A * x + q_p * \frac{x^2}{2}$$



$$1,95 < x < 4,35$$

$$T_y(x) = q_p * 1,95 - R_A + q_v * (x - 1,95)$$

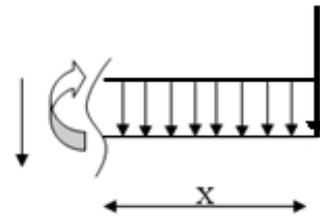
$$M(x) = R_A * x - q_p * 1,95 \left[ x - \frac{1,95}{2} \right] - q_v * \left( \frac{x - 1,95}{2} \right)^2$$



$$0 < x < 1,30$$

$$T_y(x) = -q_p * x$$

$$M(x) = q_p * \frac{x^2}{2}$$



Après avoir effectué tous les calculs nécessaires, nous avons pris les résultats dont nous avons besoin et les avons placés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau II.27 :** les efforts tranchant et les moments fléchissant de l'escalier

Etat limite	$M_0^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$M_A^{\max}$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
Elu	25.2	21.42	12.6	32.8
Els	17.82	15.99	8.91	/

#### II.2.5.4 Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fait a la flexion simple avec  $M_t^{\max}$  en travée et  $M_A^{\max}$  en appui pour une section

$$(b * e) = (100 * 18) \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau II.28 :** Résultat de ferrailage longitudinal d'escalier

Position	M <sub>u</sub> (KN.m)	U <sub>bu</sub>	α	Z(m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
Travée	25.2	0.067	0.086	0.144	4.27	1.81	5HA12=5.65	20
appui	12.6	0.04	0.05	0.147	2.46	1.81	4HA12=4.52	25

- Armature de répartition :

Nous avons des charges réparties, donc :  $A_r = \frac{A}{4}$

En travée :  $A_r = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{soit } 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$

En appui :  $A_r = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{soit } 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$

### Vérification :

- Vérification a l'effort tranchant :

$V_{\max} = 32.80 \text{ kn}$

$$\tau_u = \frac{V}{b*d} = \frac{32.8}{1*0.15} = 0.218 \text{ MPA} \leq \tau^{\text{adm}} = \frac{0.07fc28}{\gamma b} = 1.17 \text{ MPA}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### II.2.5.5 Calculs a l'ELS :

- Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser*y}}{I} \leq \sigma'_{bc} = 0.6fc28 = 15\text{MPA}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.29** : Vérification de la contrainte dans le béton

Position	R <sub>A</sub>	R <sub>B</sub>	M <sub>0</sub>	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPA)	σ' <sub>bc</sub> (MPA)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ' <sub>bc</sub>
Travée	17.43	36.83	17.82	15.99	4.4	14243	5.92	15	Vérifiée
Appui	17.43	36.83	17.82	8.91	4.02	11896.1	2.43	15	Vérifiée

- Vérification de l'état limite de déformation :

BAEL 91 révisé 99 Art 3.6.5

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{1}{16}, \frac{Mt}{10*M_0}\right)l \rightarrow e = 18\text{cm} < 36.6\text{cm} \dots \dots \text{non vérifiée} \\ A \leq \frac{4.2b*d}{F_e} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 4.35 < 8m \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche est nécessaire

**II.2.5.6 calcul de la flèche d'escalier :**

$$\text{Sous } g \begin{cases} qvg = 7.76 \text{KN/ml} \\ qpj = 6.02 \text{KN/ml} \end{cases} \rightarrow M_{st}^g = 15.6 \text{KN.m}$$

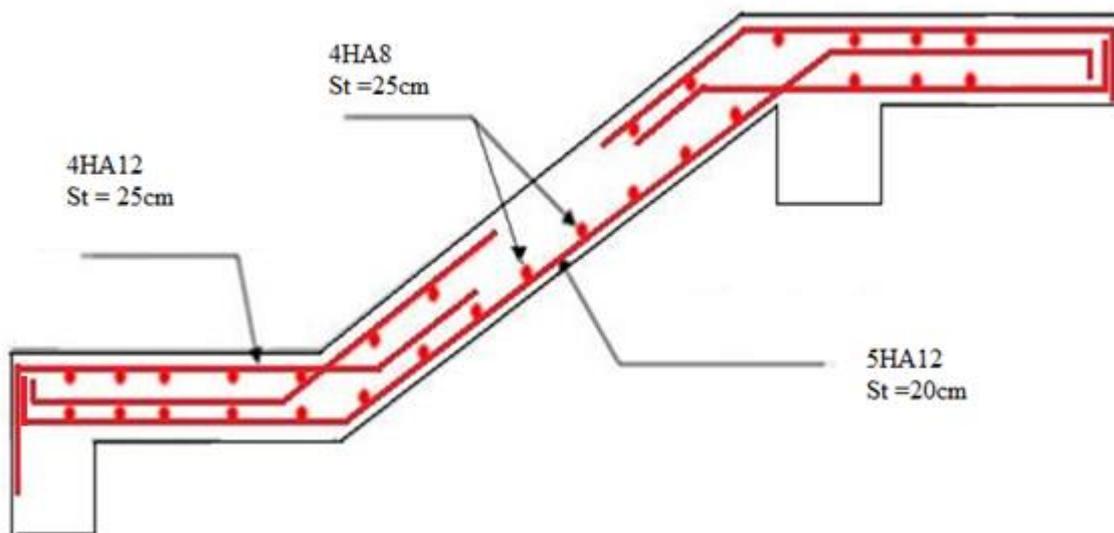
$$\text{Sous } j \begin{cases} qvj = 6.32 \text{KN/ml} \\ qpj = 4.5 \text{KN/ml} \end{cases} \rightarrow M_{st}^j = 14.94 \text{KN.m}$$

$$\text{Sous } p \begin{cases} qvp = 10.26 \text{KN/ml} \\ qpp = 8.52 \text{KN/ml} \end{cases} \rightarrow M_{st}^p = 24.26 \text{KN.m}$$

**Tableau II.30 :** Calcul de la flèche d'escalier

Sens	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	f <sub>Gi</sub>	F <sub>ji</sub>	f <sub>pi</sub>	f <sub>Gv</sub>	f (mm)	f' (mm)
/	4.4	14243	3.8	3.91	8.8	7.7	8.69	8.7

$$\Delta f = 8.69 < f' = \frac{l}{500} = 8.7 \text{ m} \rightarrow \text{vérifiée}$$

**Fig. II.11 :** Schéma de ferrailage de l'escalier**II.2.6 Etude de la poutre palière :**

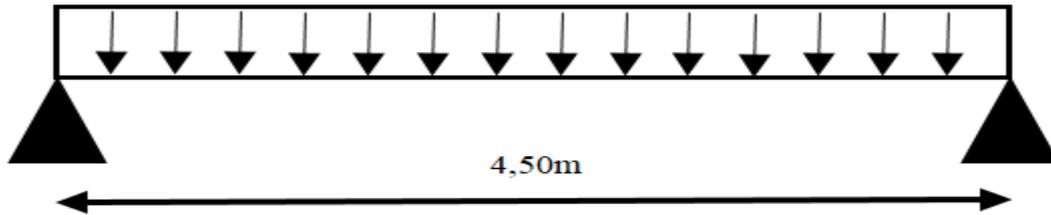


Fig. II.12 : Schéma statique de l'escalier

C'est une poutre de section rectangulaire, de dimension ( $b \cdot h$ ) et uniformément chargée, les charges venant à cette poutre sont :

- Poids propre de la poutre.
- Réaction du palière et de la volée.

On a :  $L/15 \leq h_p \leq L/10 \rightarrow 30 \leq h_p \leq 45$

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \end{array} \right. \quad (\text{RPA.VII.7.5}) \text{ on prend : } h = 30 \text{ cm ; } b = 30 \text{ cm}$$

$$0.25 \leq \frac{h}{b} \leq 4$$

### II.6.1 Les sollicitation de la poutre palière :

#### ✓ Les charges sur la poutre

$$g_0 = (0.30 \cdot 0.30) \cdot 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B

$$\text{ELU : } R_B = 43.56 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_B = 31.32 \text{ KN}$$

On a le chargement transmis par l'escalier est important on choisit  $h$  de la poutre  $h=40\text{cm}$

Comme la poutre palière repose sur des poteaux, il est plus précis de la modéliser avec les autres poutres et de tirer les sollicitations maximales du logiciel modélisation.

### II.2.7 Calcul de l'acrotère :

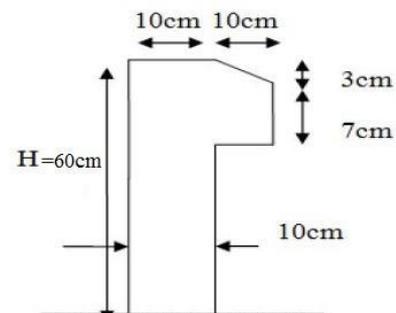
C'est un élément en béton armé, encasté au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.

Evaluation des charges :

#### ✓ Charge permanente :

$$\text{-Poids propre } G = 1 \cdot g_b \cdot S$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$



$$S = (60 \cdot 10) + (7 \cdot 10) + (3 \cdot 10/2)$$

$$S = 685 \text{ cm}^2 = 0.0685 \text{ m}^2$$

S: Surface de l'acrotère

**Fig. II.13** : Schémas représentatif de l'acrotère

### II.2.7.1 Evaluation des charges et surcharges

**Tableau II.31** : Evaluation des charges de l'acrotère

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment extérieur	18	0,015	0.27
Enduit de ciment intérieur	18	0.015	0.27
Béton	25	0,1	2,5
Charge Permanente total	G = 3.04 KN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation	Q = 1.5 KN/m <sup>2</sup>		

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

On a  $S = 0.0685 \text{ m}^2$

✓ Poids d'enduit de ciment extérieur :  $G_1 = 18 \cdot 0.015 \cdot 0.6 \cdot 1 = 0.162 \text{ KN}$

✓ Poids d'enduit de ciment intérieur  $G_2 = 0.162 \text{ KN}$

✓ Poids propre  $G_3 = 25 \cdot 0.0685 \cdot 1 = 1.7125 \text{ KN /ml}$

✓ Poids de l'acrotère  $w_p = G_1 + G_2 + G_3$

$\Rightarrow w_p = 2.0365 \text{ KN}$  La force sismique :

$F_p$  = : force sismique horizontale

$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot w_p$  ..... (Article 6.2.3 RPA)

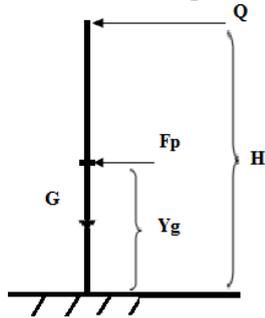
$C_p = 0.8$  ..... (Tableau 6.1 RPA)

**On a** : zone IIa (Bejaia) et groupe d'usage 2 ;

d'où :  $A = 0.15$ ./\*

$$\rightarrow F_p = 0.97 \text{ KN}$$

**Fig.II.14** : Schéma statique de l'acrotère



### II.2.7.2 Calcul des sollicitations :

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

$$X_g = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i} \quad ; \quad Y_g = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

$$X_g = 0.06 \text{ m} \quad ; \quad Y_g = 0.33 \text{ m}$$

L'acrotère est sollicité par :

$$\begin{array}{ll} N_G = 2.0365 \text{ KN} & M_G = 0 \text{ KN.m} \\ N_Q = 0 \text{ KN} & M_Q = Q \cdot H = 0.9 \text{ KN.m} \\ N_{F_p} = 0 \text{ KN} & M_{F_p} = F_p \cdot y_g = 0.32 \text{ KN.m} \end{array}$$

**Tableau II.32** : les sollicitations de calcul sur l'acrotère.

	ELU	ELS	RPA
Combinaisons	1.35G+1.5Q	G+Q	G+Q+E
N(KN)	2.74	2.0365	2.0365
M(KN.m)	1.35	0.9	1.22

### II.2.7.3 Calcul de l'excentricité a l'état limite ultime :

La combinaison

est : 1.35 G

$$+1.5QN_u = 2.74$$

KN

$$M_u = 1.35 \text{ KN.m}$$

Les sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compressions, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.49 \\ \frac{h}{6} = 0.1 \end{array} \right.$$

$e1 > \frac{h}{6} \rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section SPC et le ferrailage se fait par assimilation a la flexion simple selon BAEL.

#### II.2.7.4 Ferrailage de la section :

**Tableau II.33 :** Caractéristique de l'acrotère

b(cm)	h(cm)	d(cm)	$f_{bu}$ (Mpa)	$f_{st}$ (Mpa)	$N_u$ (KN)	$M_U$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
100	10	7	14.2	348	2.74	1.42	0.53

#### II.2.7.5 Vérification a l'elu :

- **La condition de non fragilité**

$$A_a^{min} = 0.23 b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A_s \rightarrow \text{on ferraille avec } A_{min}$$

On choisit 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2$$

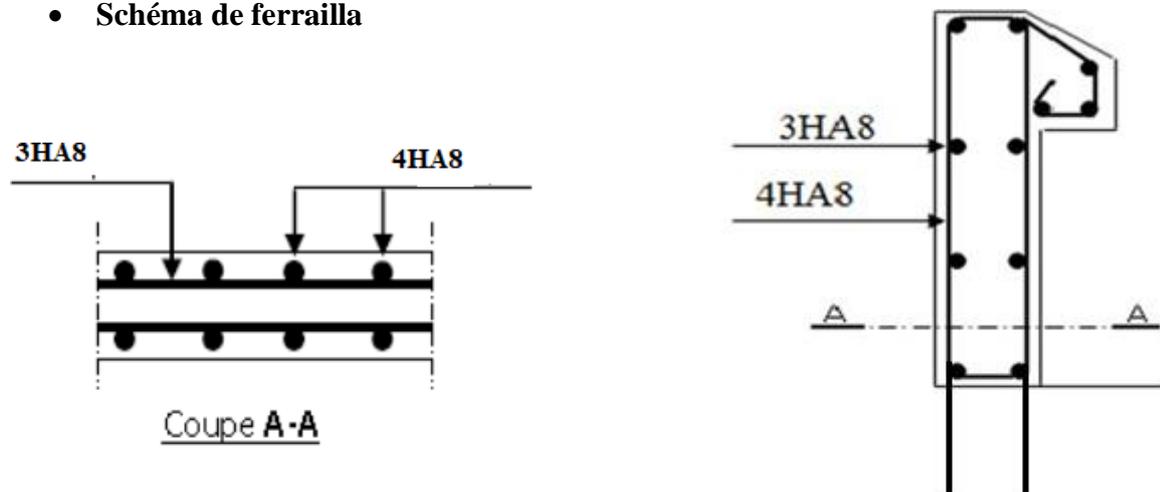
On choisit 3HA8 = 1.51 cm<sup>2</sup>/ml

- **Espacement :**

Armatures principales  $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition :  $S_t \leq 100/3 = 33.33 \text{ cm} \rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$

- **Schéma de ferraille**



**Fig.II.15 :** Schéma de ferraille l'acrotère.

#### II.2.8 Etude de la dalle locale machines :

L'ascenseur est appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargement vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre bâtiment on adopte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivant ..... (Annexe II)

DL : la charge due à l'ascenseur = 51 KN

PM : la charge due à la machine = 15 KN

La vitesse minimale = 1.6 m/s

Les dimensions de la cabine BK×TK×HK = (160×160×220) cm<sup>3</sup>

Les dimensions de la gaine : BS = l = 180 cm

TS = L = 210 cm

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur h = 20 cm

La charge nominale = 6.3 KN

P = PM + DM + charge nominale = 15 + 51 + 9.3 = 72.3 KN

Poids propre de la dalle et des revêtements

On a un revêtement en béton d'épaisseur (e = 5 cm)

Q = 1KN/m<sup>2</sup>

q<sub>u</sub> = 1.35 × G + 1.5 × Q = 1.35 × 5.37 + 1.5 × 2.5 = 11KN/m<sup>2</sup>

q<sub>s</sub> = G + Q = 5.37 + 2.5 = 7.87 KN/m<sup>2</sup>

$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4,50}{4,55} = 0,99 \geq 0,4 \Rightarrow$  La dalle porte sur les deux sens

- Les sollicitations

**A L'ELU : (v = 0)**

**ELS**

U<sub>x</sub> = 0.0377

U<sub>x</sub> = 0.0451

U<sub>y</sub> = 0.978

U<sub>y</sub> = 0.985

M<sub>x</sub> = μ<sub>x</sub> × q<sub>u</sub> × L<sup>2</sup> ⇒ M<sub>x</sub> = 0.0377 × 11 × 4.5<sup>2</sup> = 8.394 N. m

M<sub>y</sub> = μ<sub>y</sub> × M<sub>x</sub> ⇒ M<sub>y</sub> = 0.978 × 8.39 = 8.21 KN. m

**Moment en travées**

M<sup>x</sup> = 0.85 × 8.39 = 7.13 KN. m

M<sup>y</sup> = 0.85 × 8.21 = 6.98 KN. m

Moment en appuis

M<sub>a</sub><sup>x</sup> = -0.3 × 7.13 = -2.51KN. m

### ❖ Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Le diamètre des barres utilisées

doit être :

$$\varnothing \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \varnothing \leq \frac{150}{10} \Rightarrow \varnothing \leq 15\text{mm}$$

**Tableau II.34** : Calcul de ferrailage de la dalle locale machines.

Localisation	$M_t$	$M_a$	$A_t^{\text{calculer}}$	$A_a^{\text{calculer}}$	$A_t^{\text{adopté}}$	$A_a^{\text{adopté}}$	$A_{\text{min}}$	st
Sens x	7.13	-2.51	1.714	1	4HA12=4.52	4HA12=4.52	1.2	25
Sens y	6.98	-2.51	1.70	1	4HA12=4.52	4HA12=4.52	1.2	25

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

Pour  $h > 12$  cm et  $\rho \geq 0.4$  :

**En travée**

$$\text{Sens xx : } A \geq \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) * b * h$$

$$A = 4.52 \text{ cm}^2 \geq 0.0008 * \left( \frac{3-0.99}{2} \right) * 100 * 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens yy : } A \geq \rho_0 * b * h$$

$$\rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2 \geq 0.0008 * \left( \frac{3-0.99}{2} \right) * 100 * 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

**En appui**

$$A \geq \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) * b * h$$

$$\rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2 \geq 0.0008 * \left( \frac{3-0.99}{2} \right) * 100 * 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

- **Vérification au cisaillement**

$$V_u = \frac{qu * lx}{2 * \left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = \frac{11 * 4.5}{2 * \left(1 + \frac{0.99}{2}\right)} = 16.55 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{16.5 * 10^{-3}}{1 * 0.0975} = 0.169 \text{ MPA}$$

$$\tau'_u = 0.05 * f_{c28} = 1.25 \text{ MPA}$$

$\rightarrow \tau_u < \tau'_u$  la condition est vérifiée.

- **Vérification à l'ELS**

Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} \leq \sigma'_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15$$

**Tableau II.35** : résultats de vérification des contraintes à l'Els de la dalle de l'ascenseur

Localisation	$M_{ser}$ (kn.m)	A(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$	$\sigma'_{bc}$	observation
travée xx	6.01	4.52	3.57	6044.27	3.55	15	vérifier
Travée yy	6.1	4.52	3.57	6044.27	3.60	15	Vérifier
Appui	3.64	4.52	3.57	6044.27	2.14	15	vérifier

- Cas de charge concentre

La charge P qui s'applique sur la dalle sur une charge d'impact ( $a_0 \times b_0$ ) agit sur une aire (u.v).

On calcule le rectangle d'impact (u.v)

$$u = a_0 + h_0 + 2\xi h \quad ; \quad v = b_0 + h_0 + 2\xi h$$

Avec :  $a_0$  et u dimensions // à  $L_x$

$b_0$  et v dimension // à  $L_y$

( $a_0 \times b_0$ ) Surface du chargement de la charge concentrée

h : épaisseur du revêtement

$\xi$  : coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé  $\xi = 1$ )

$$(a_0 \times b_0) = (80 \times 80) \text{ cm}^2$$

$$u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm} \quad ; \quad v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm}$$

- Calcul des moments

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q \quad ; \quad M_y = (M_2 + \nu M_1)q \quad \text{BAEL91(art. IV.3)}$$

$\nu$  : coefficient de poisson  $\rightarrow \begin{cases} \text{à l'ELU} \\ \text{à l'ELS} \end{cases}$   $M_1$  et  $M_2$  : sont des valeurs lues à partir des tables de

**PIGEAD ..... (annexe III)**

**A l'ELU :  $\nu = 0$**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.99 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte sur les deux sens}$$

$$M_1 = 0.0615$$

$$M_2 = 0.0495$$

$$G = 72.3 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35 \times G = 97.61 \text{ KN}$$

**Tableau II.36 :** Calcul des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dans la dalle locale machines.

$\frac{u}{lx}$	$\frac{v}{ly}$	G	Q	$M_{x1}$	$M_{y1}$
0.84	0.7	72.3	97.61	0.0615	0.0495

- Moment dû aux poids propre de la dalle

$$M_{x2} = 1.25 \text{ KN. m}$$

$$M_{y2} = 1.25 \text{ KN. m}$$

- **La superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.31 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12.38 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travées**

$$M_t^x = 0.85 * 12.31 = 10.46 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 * 12.38 = 10.52 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis**

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 * M_x = 3.69 \text{ KN.m}$$

**Tableau II.37 :** ferrailage de la dalle de l'ascenseur

Localisation	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t^{\text{calculer}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{\text{calculer}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Sens x	10.46	3.68	2.36	0.83	4HA12=4.52	4HA12=4.52	1.56	25
Sens y	10.52	3.68	2.38	0.38	4HA12=4.52	4HA12=4.52	1.56	25

- **Vérification de condition de non fragilité**

Pour  $h > 0.12 \text{ cm}$  et  $\rho \geq 0.4$

**En travée**

$$\text{Sens xx : } A \geq \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) * b * h$$

$$A = 4.52 \text{ cm}^2 \geq 0.0008 * \left( \frac{3-0.99}{2} \right) * 100 * 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Sens yy :  $A \geq \rho_0 * b * h$

$$\rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2 \geq 0.0008 * \left( \frac{3-0.99}{2} \right) * 100 * 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

**En appui**

$$A \geq \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) * b * h$$

$$\rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2 \geq 0.0008 * \left( \frac{3-0.99}{2} \right) * 100 * 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de non poinçonnement**

Condition de non poinçonnement est vérifié si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 * U_c * h * f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article V.3.c)}$$

$Q_u$  : charge de calcul à l'ELU

$h$  : l'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 420 \text{ cm}$$

$$q = 97.6 \text{ KN} \leq \frac{0.045 * 4.2 * 0.24 * 25 * 10^3}{1.5} = 756 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau' = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPA}$$

❖ L'effort tranchant max au voisinage de la concentrée

$$\text{Au milieu de } u : \text{ on a } (u < v) \text{ donc } V_u = \frac{qu}{3v} = \frac{97.6}{3 * 1.05} = 30.9 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } v : \text{ on a } (u < v) \text{ donc } V_u = \frac{qu}{2v+u} = \frac{97.6}{2 * 1.05 + 10.5} = 30.9 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 30.9 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{30.9 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.23 \text{ MPA} < \tau' = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPA}$$

Diamètre maximum des barres

$$\emptyset_{\max} \leq h/10 = 1.5 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{\max} = 12 \text{ mm} < 15 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures**

$$\text{Sens } xx : S_t \leq \min(3h ; 33) = 33 \text{ cm} ; \text{ soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens } yy : S_t \leq \min(3h ; 45) = 45 \text{ cm} ; \text{ soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

**L'ELS : (V=0.2)**

- **Le moment engendré par le système de lavage**

$$q_{\text{ser}} = G = 72.3 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = (M_1 + v \cdot M_2) q_{ser} = (0.0615 + 105 \cdot 0.0495) \cdot 72.3 = 8.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (M_2 + u \cdot M_1) q_{ser} = (0.0495 + 105 \cdot 0.0615) \cdot 72.3 = 8.24 \text{ KN.m}$$

- **Les moments dus aux poids de la dalle**

$$q_{ser} = G + Q = 5.37 + 2.5 = 7.87 \text{ kn}$$

$$M_{x2} = u_x q_s l_x^2 \rightarrow M_{x2} = 7.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = u_y M_x \rightarrow M_{y2} = 7.07 \text{ KN.m}$$

- **La superposition des moments**

Les moments agissent sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 15.38 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 15.25 \text{ KN.m}$$

### Vérification des contraintes

Moment en travée

$$M_t^x = 0.85 \cdot 15.38 = 13.07 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \cdot 15.25 = 12.9 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \cdot 15.38 = 4.61 \text{ KN.m}$$

**Tableau II.38** : résultat de vérification des contraintes à L'ELS de la dalle de l'ascenseur

Localisation	M <sub>ser</sub> (kn.m)	A(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub>	σ' <sub>bc</sub>	observation
travée xx	13.07	4.52	3.57	6044.27	7.72	15	vérifier
Travée yy	12.9	4.52	3.57	6044.27	7.62	15	Vérifier
Appui	4.61	4.52	3.57	6044.27	2.72	15	vérifier

### II.2.9. Les poutres :

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles.

#### Condition de flèche:

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

$$(L_{max}/15) \leq h \leq (L_{max}/10) \text{ selon le BAEL91/99.art3}$$

L<sub>max</sub> : la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens considéré.

#### Condition RPA99 :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$4 > (h/b) ; \quad h \geq 30\text{cm} ; \quad b \geq 20\text{cm}$$

### II.2.9.1 les poutres principales :

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

$$(475/15) \leq h_p \leq (475/10) \rightarrow 31.66 \leq h_p \leq 47.5$$

Donc on prend :  $h_p = 35\text{cm}$ ,  $b = 30\text{cm}$

#### ▪ Vérifications des conditions du RPA 99/2003 (Art 7.5. :

$b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ .....vérifié

$h_p = 35\text{cm} > 30\text{cm}$ .....vérifié

$$\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Donc on opte pour une poutre principale d'une section  $(b \cdot h) = (33 \cdot 35) \text{ cm}^2$

### II.2.9.2 les poutres secondaire :

$$L_{\max} = 480 - 30 = 450\text{cm}$$

$$(450/15) \leq h_p \leq (450/10) \rightarrow 30 \leq h_p \leq 35$$

Donc on prend :  $h_p = 35\text{cm}$ ,  $b = 30\text{cm}$

#### ▪ Vérifications des conditions du RPA 99/2003 (Art 7.5. :

$b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ .....vérifié

$h_p = 35\text{cm} > 30\text{cm}$ .....vérifié

$$\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

Donc on opte pour une poutre secondaire d'une section  $(b \cdot h) = (33 \cdot 35) \text{ cm}^2$

### II.2.10. Les voile :

L'épaisseur du voile doit être déterminée en tenant compte de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. De plus, les dimensions des voiles doivent respecter les critères suivants :

D'après le RPA99/V2003 (art 7.7.1)

$$e \geq (h_e/20 ; 15\text{cm}) \quad \text{avec : } L \geq 4 \cdot e$$

$h_e$  : hauteur libre de voile (hauteur étage - e dalle)

$e$  : épaisseur de voile

L : longueur minimale de voile

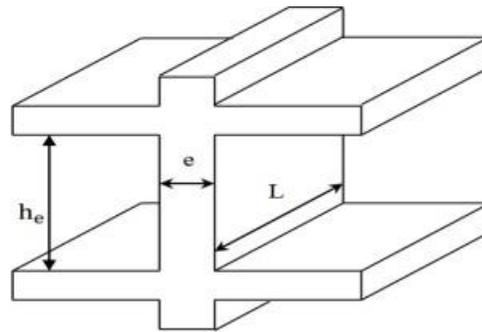


Fig II.16 : dimension d'un voile

Tableau II.39 : Valeur des dimensions des voiles

Etages	h (cm)	e <sub>dalle</sub> (cm)	h <sub>e</sub> (cm)	e (cm)	L (cm)
RDC	408	24	384	20	80
Étage courants	306	24	282	15	60

On opte une épaisseur  $\begin{cases} e = 20\text{cm pour le voile RDC} \\ e = 15\text{cm le voile étage courant} \end{cases}$

### II.2.11. Les poteaux :

Il s'agit d'éléments en béton armé, de forme rectangulaire ou circulaire, conçus pour transmettre les charges aux fondations. Le pré-dimensionnement des poteaux se fait selon trois critères :

- ✓ Critère de résistance
- ✓ Critère de stabilité de forme (flambement)
- ✓ Vérification des conditions de **RPA99/2003**.

Selon le RPA99 (art7.4.1)

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

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

$$(1/4) \leq (b_1:h_1) \leq 4$$

h<sub>e</sub> : hauteur libre de l'étage=2,89m

h<sub>e</sub>=3,73m pour le RDC

Le poteau que nous allons étudier est le poteau le plus sollicité (E2) fig II.2, c'est-à-dire le poteau qui reprend un effort de compression maximal par rapport aux autres poteaux.

Selon le RPA99 on adapte préalablement la section des poteaux comme suite:

Le poteau de sous-sol on prend :  $b \cdot h = (45 \cdot 40) \text{ cm}^2$

Le poteau de RDC on prend :  $b \cdot h = (40 \cdot 40) \text{ cm}^2$

Poteaux étages 1 et 2 on prend :  $b \cdot h = (40 \cdot 35) \text{ cm}^2$

Poteaux étages 3 et 4 on prend :  $b \cdot h = (35 \cdot 35) \text{ cm}^2$

Poteaux étages 5 et 6 on prend :  $b \cdot h = (35 \cdot 30) \text{ cm}^2$

Poteaux étages 7 et 8 on prend :  $b \cdot h = (30 \cdot 30) \text{ cm}^2$

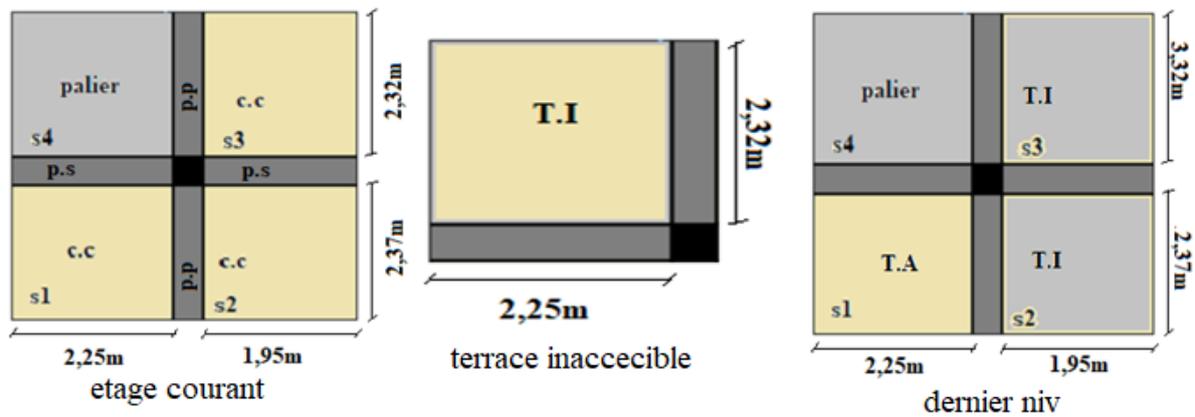


Fig. II.17 : surface afférent des différents niveaux

Tableau II.40 : les surface afférent et les (charges, surcharges) applique sur le poteau

Eléments	G Kn/m <sup>2</sup>	Q Kn/m <sup>2</sup>		Surface (m <sup>2</sup> )		Sous G (Kn)		Sous Q (Kn)	
Plancher T.I	6.43	1		5.22	9.14	33.56	58.77	5.22	9.14
Plancher T.A	4.47	1.5		5.33		23.82		7.99	
corps creux	5.37	1.50	5	14.17		77.75		21.25	70.8
Palier	6.02	2.50		5.22		31.42		13.05	
Poutres(p.s et p.p)	8.75	/		1.37	2.66	11.98	23.27	/	
Acrotère	3.08	/		/		13.16		/	

Le tableau ci-dessous résume la descente de charge:

**Tableau II.41** : Descente charge pour de poteau

Niveaux	Eléments	G (kn)	Q (kn)
N0	Plancher T.I	33.56	$Q_0=5.22$
	Poutres (p.s et p.p)	11.98	
	Poteau (30*30)cm <sup>2</sup>	6.89	
	Acrotère	13.16	
	Totale	65.61	
N1	Venant de N0	65.61	$Q_0+Q_1=5.22+30.2$
	Plancher T.I	58.77	
	Plancher T.A	23.82	
	palier	31.42	
	Poutres (p.s et p.p)	23.27	
	Poteau (30*30)cm <sup>2</sup>	6.89	
	Totale	199.85	
N2	Venant de N1	199.85	$Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)=5.22+0.95*(30.2+34.3)$
	corps creux	77.75	
	palier	31.42	
	Poutres (p.s et p.p)	23.27	
	Poteau (30*35)cm <sup>2</sup>	8.03	
	Totale	340.39	
N3	Venant de N2	340.39	$Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$ $=5.22+0.90*(30.2+2*34.3)$
	corps creux	77.75	
	palier	31.42	
	Poutres (p.s et p.p)	23.27	
	Poteau (30*35)cm <sup>2</sup>	8.03	
	Totale	480.93	
N4	Venant de N3	480.93	$Q_0+0.85*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$ $=5.22+0.85*(30.2+3*34.3)$
	corps creux	77.75	

	palier	31.42	
	Poutres (p.s et p.p)	23.27	
	Poteau (35*35)cm <sup>2</sup>	9.37	
	<b>Totale</b>	<b>622.81</b>	
N5	Venant de N4	622.81	$Q_0 + 0.8 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$ $= 5.22 + 0.8 \cdot (30.2 + 4 \cdot 34.3)$
	corps creux	77.75	
	palier	31.42	
	Poutres (p.s et p.p)	23.27	
	Poteau (35*35)cm <sup>2</sup>	9.37	
	<b>Totale</b>	<b>764.69</b>	
N6	Venant de N5	764.69	$Q_0 + ((3+n)/2n) \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 - 1) + 1$
	corps creux	77.75	
	palier	31.42	
	Poutres (p.s et p.p)	23.27	
	Poteau (35*40)cm <sup>2</sup>	10.71	
	<b>Totale</b>	<b>907.91</b>	
N7	Venant de N6	907.91	$Q_0 + ((3+n)/2n) \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 - 1 + Q_7 - 1) + 2$
	corps creux	77.75	
	palier	31.42	
	Poutres (p.s et p.p)	23.27	
	Poteau (35*40)cm <sup>2</sup>	10.71	
	<b>Totale</b>	<b>1051.08</b>	
N8	Venant de N7	1051.08	$Q_0 + ((3+n)/2n) \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 - 1 + Q_7 - 1 + Q_8 - 1) + 3$
	corps creux	77.75	
	palier	31.42	
	Poutres (p.s et p.p)	23.27	
	Poteau (40*40)cm <sup>2</sup>	16.32	
	<b>Totale</b>	<b>1199.86</b>	
N9	Venant de N8	1199.86	$Q_0 + ((3+n)/2n) \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 - 1 + Q_7 - 1 + Q_8 - 1) + 3 + Q_9$
	corps creux	77.75	
	palier	31.42	

	Poutres (p.s et p.p)	23.27	293.6
	Poteau (40*45)cm <sup>2</sup>	18.36	
	Totale	1347.29	

- **Vérifications**

Selon le BAEL (art B.8.1, 1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10% pour les poteaux intermédiaires.

$$Nu = 1.35G + 1.5Q$$

$$Nu = 1.35 * 1347.29 + 1.5 * 293.6$$

$$Nu = 2259.24 \text{ KN}$$

Après majoration on trouve à la base Nu\* = 2485.16. KN

Les poteaux sont pré-dimensionnés selon trois critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99/2003.

**a. Critère de résistance**

$$\frac{Nu^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que: } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$B > \frac{Nu^*}{\bar{\sigma}_{bc}} \rightarrow B > \frac{2485.16}{14.2 * 10^{-3}} \rightarrow B > 0.175 \text{ m}^2$$

La section supposée de notre poteau à la base du bâtiment est de B = 0.4 \* 0.45 = 0.180 m<sup>2</sup> est vérifiée par rapport à la section calculée B = 0.175 m<sup>2</sup>

**Tableau II .42 :** verification de critere de resistance pour tout les section.

section	B	Nu*	Nu*/B	B > Nu*
40*45	0.180	2485.16	0.175	vérifiée
40*40	0.160	2149.41	0.151	vérifiée
40*35	0.140	1712.5	0.120	vérifiée
35*35	0.1225	1365.07	0.096	vérifiée
35*30	0.105	869.4	0.061	vérifiée
30*30	0.09	355.25	0.025	vérifiée

**b. Critère de stabilité de forme**

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

$$Nu^* \leq N'u = \alpha \left[ \frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots \quad (\text{BAEL91 art B.8.4.1})$$

Avec :

Br : section réduite du béton (Br = (a-2) × (b-2)).

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

$\gamma_s = 1.15$  coefficient de sécurité de l'acier.

$\alpha$  : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement  $\lambda$ .

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si } 0 \leq \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 * \frac{50}{\lambda} \quad \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  avec  $i = \sqrt{\frac{I}{b \cdot h}}$  (rayon de giration)

Cas d'une section rectangulaire :  $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$  (section rectangulaire)

$l_f$  : longueur de flambement

$$l_f = 0.7 l_0 \quad \text{BAEL91 (Art B.8.3.31)}$$

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0.40 \cdot 0.45^3}{12} = 0.00303 \quad i = \sqrt{\frac{I}{b \cdot h}} = 0.129$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 22.09$$

$$0 \leq \lambda = 22.09 \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.787$$

D'après le BAEL91 :  $A_s = 1\% B_r$

L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%.

D'après l'expression donnée dans le BAEL91 art B.8.4.1

$$\rightarrow B_r \geq \frac{1.1 \cdot Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right]}$$

$$\text{A.N : } B_r \geq \frac{1.1 \cdot 2485.16}{0.787 \left[ \frac{25}{0.9 \cdot 1.5} + \frac{400}{100 \cdot 1.15} \right]} = 0.143 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a - 0.02)(b - 0.02) = (0.4 - 0.02)(0.45 - 0.02) \Rightarrow B_r = 0.163 \text{ m}^2 > 0.143 \text{ m}^2$$

Donc pas de risqué de flambement du poteau.

**Tableau II.43:** vérification de la stabilité de forme.

section	$B_r$	$\alpha$	$\frac{1.1 \cdot Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right]}$	$B_r \geq \frac{1.1 \cdot Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right]}$
40*45	0.163	0.787	0.143	vérifiée
40*40	0.144	0.771	0.124	vérifiée
40*35	0.125	0.804	0.098	vérifiée
35*35	0.108	0.787	0.078	vérifiée
35*30	0.092	0.79	0.05	vérifiée
30*30	0.078	0.771	0.20	vérifiée

**❖ Vérification des conditions du RPA 99 / 2003**

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes

Min ( $b, h$ ) = 30 cm > 25 cm..... vérifiée

Min ( $b, h$ ) = 30 cm >  $h_e/20 = 17$  cm..... vérifiée

$1/4 \leq h/b \leq 4$ ..... vérifiée

**II.3 Conclusion :**

L'objectif de ce chapitre était de déterminer les sections d'acier nécessaires pour supporter les charges des éléments secondaires.

Nous avons sélectionné la disposition des poutrelles. En fonction de cette disposition, nous avons identifié plusieurs types de poutrelles, qui ont ensuite été analysées et armées.

Notre structure comporte un seul type d'escalier. Ce chapitre a été consacré à leur étude et à leur armement.

L'acrotère a été calculé en tenant compte de la flexion composée et son armement a été déterminé en respectant les normes en vigueur. Enfin, nous avons étudié l'ascenseur et armé la dalle de la salle des machines.



Chapitre III : Etude  
dynamique

### III. Chapitre 3

#### III.1 INTRODUCTION

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

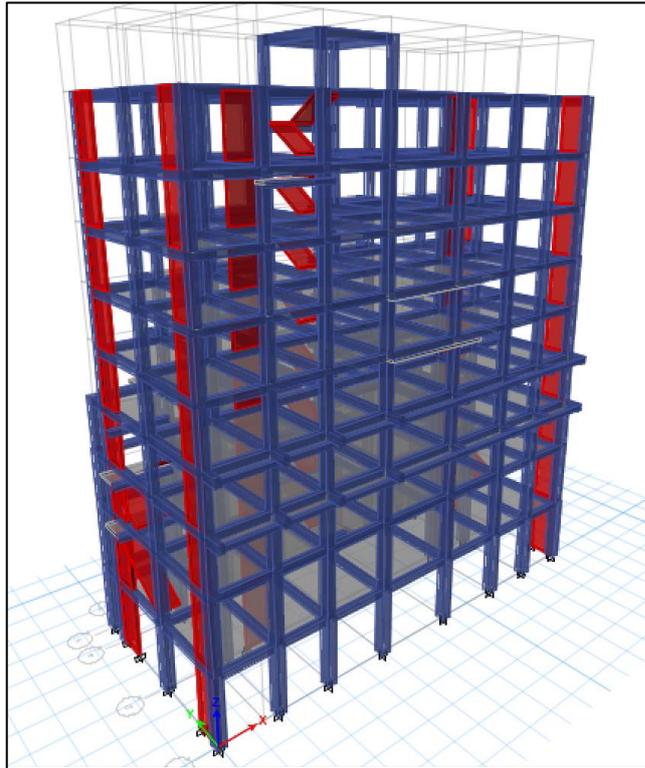
Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

#### III.2. MODELISATION

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Parmi les méthodes de modélisations qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balais tout l'élément puis toute la structures ; mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel ETABS V2016 afin de simplifier les calculs.

L'ETABS est un logiciel de calcul des efforts internes dans les structures que ce soit en béton armé, charpente métallique ou un autre matériau de construction et sous n'importe quelle forme de chargement : ponctuel, linéaire, surfacique.... Il existe même plusieurs types de chargement statique (poids propre de la structure et charge d'exploitation) ou dynamique (séisme, explosion...). Il dispose de plusieurs règlements pour les différentes vérifications : Eurocode, règlement américain et autre. Il existe sous plusieurs versions. Le problème qu'il présente ce qu'il n'a pas de version française, et ne donne pas les schémas de coffrage et ferrailage pour les éléments en béton armé.



**Figure III.1 : La vue en 3D de la structure.**

### **III.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :**

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux méthodes principales à savoir :

#### **III.3.1 Méthode statique équivalente :**

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.).

#### **III.3.2 Méthode dynamique :**

Ce qui regroupe

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaites, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (RPA99 Art 4.1.2).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

### III.4. PERIODE DE VIBRATION ET PARTICIPATION MASSIQUE

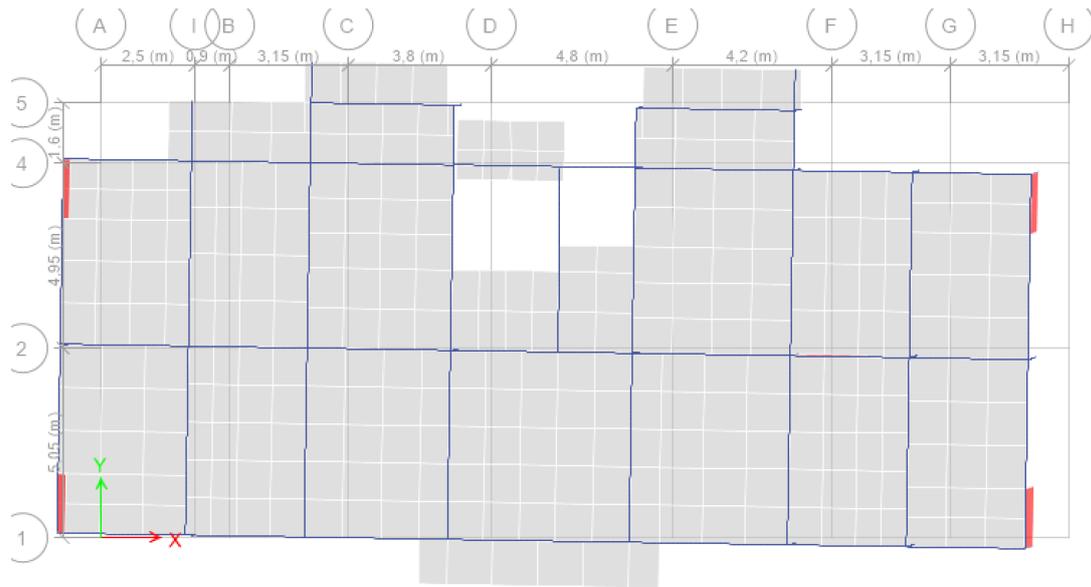
Le coefficient de participation massique correspondant au  $i^{\text{ème}}$  mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

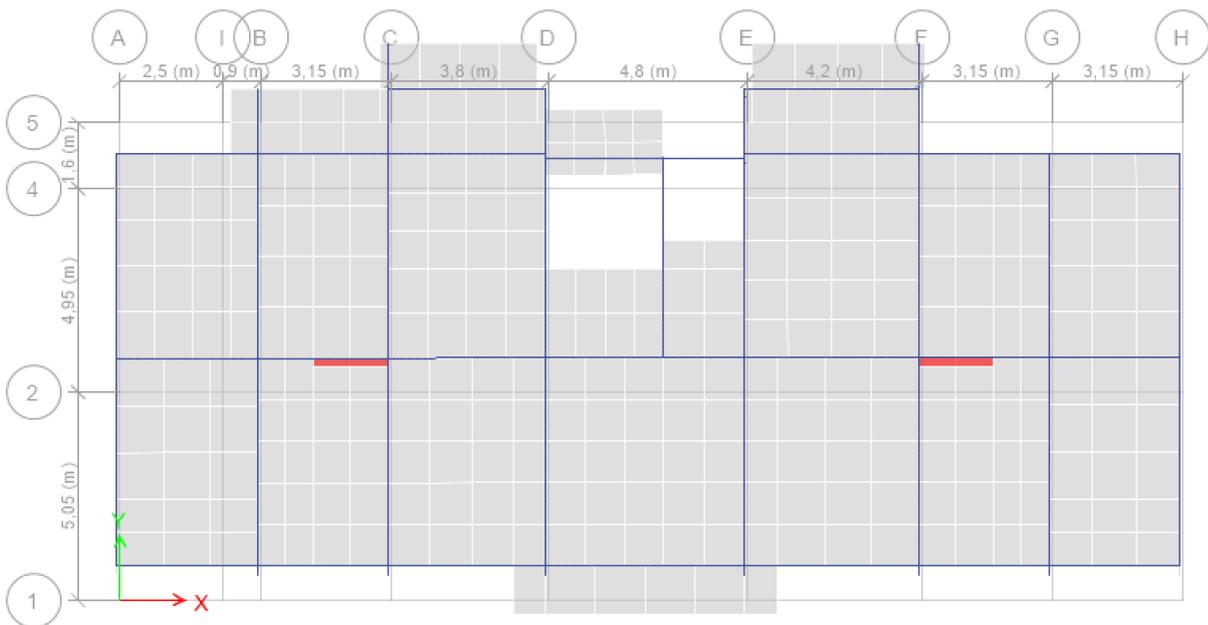
**Tableau III.1** : Période de vibration et taux de participation massique

Mode	Période	Mode individuel (%)		Somme cumulée (%)	
	T(s)	UX	UY	UX	UY
1	0.714	0.736	0.005	0.736	0.005
2	0.679	0.0059	0.661	0.7419	0.666
3	0.532	0.0104	0.0002	0.7523	0.6663
4	0.257	0.1593	0.0005	0.9116	0.6668
5	0.236	0.0003	0.2158	0.9119	0.8826
6	0.187	0.002	0.0004	0.9139	0.8831
7	0.145	0.0282	0.0006	0.942	0.8836
8	0.138	0.0003	0.0584	0.943	0.9421
9	0.122	0.0092	0.00000184	0.9516	0.9421
10	0.112	0.00001242	0.0123	0.9516	0.9543
11	0.106	0.0004	0.00002506	0.952	0.9543
12	0.089	0.00002429	0.00001076	0.9521	0.9544

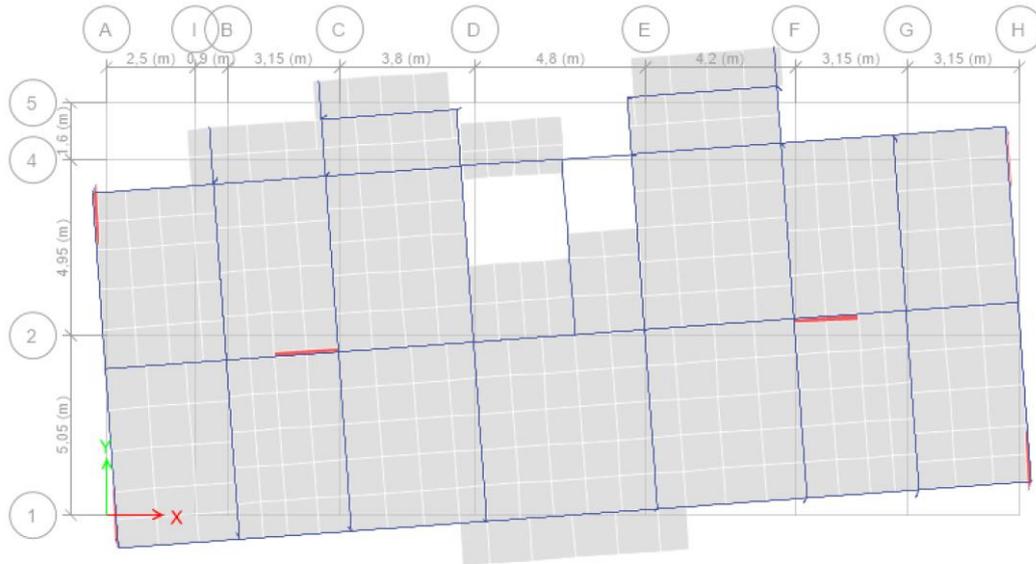
Ces résultats montrent que la participation massique modale atteint les 90% de la masse totale du bâtiment lorsqu'on prend le mode 8 selon X et Y.



**FIGURE III.2 :** mode 1 translation selon x-x' ( $T_x=0.714$  s)



**FIGURE III.3 :** mode 2 translation selon y-y' ( $T_y=0.679$ s)



**Figure III.4 :** mode 3 rotation autour de z-z'

### III.5. CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTAL :

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale  $V$  appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et

orthogonale selon la formule suivante :  $V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot R}{V}$

$V_{st}$  : l'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de la zone.
- D : le facteur d'amplification dynamique moyen.
- W : poids total de la structure.
- R : Coefficient de comportement global de la structure.
- Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

$$\begin{cases} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{cases} \rightarrow A = 0.15$$

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc :  $R = 5$

#### RPA99/2003 (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 pour les deux sens (x et y) sont dans le tableau suivant :

**Tableau III.2 : Valeurs des pénalités  $Pq$** 

“ Critère q ”	Selon x	Selon y
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2- Redondance en plan	0	0,05
3- Régularité en plan	0	0
4- Régularité en élévation	0	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	0,05	0,05
6- Contrôles d'exécution	0,1	0,1

$$Q_x = 1 + 0,15 = 1.15$$

$$Q_y = 1 + 0,25 = 1.25$$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

- ✓  $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- ✓  $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.
- ✓  $\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le **RPA99 (tableau 4.5)**

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est  $\beta = 0.20$  et  $\beta = 0.6$  pour le commerce.

Le poids totale de la structure a été calculé en utilisant le logiciel ETABS2016 la valeur trouvé est :

$$W = 27898.98$$

$$\begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{3}{2}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{3}{2}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (formule 4.2)}$$

$\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule :  $\eta = \sqrt{(7/(2 + \xi))} \geq 0.7$

- $\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique **RPA99/2003 (Tableau 4.2).**
- $\xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{(7/(2 + \xi))} = 0.88$$

- $T_1$  et  $T_2$  : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de sol, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S2.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques  $\rightarrow \begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.5s \end{cases}$  **RPA99/2003 (tableau 4.7)**

T : période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (Art 4.2.4) suivantes :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$$T_{x,y} = \frac{0.9 \cdot h}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

H : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau H = 32.64 m.

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le **tableau 4.6 du RPA99 version 2003**.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé,  $C_T = 0.05$ .

D'où :  $T = 0.05 \times 32.64^{3/4} = 0.68$  s

$L_x = 26.95$  m ; étant la dimension projetée du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 12$  m ; étant la dimension projetée du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \cdot 32.64}{\sqrt{26.95}} = 0.56$$
 s

$$T_y = \frac{0.09 \cdot 32.64}{\sqrt{12}} = 0.68$$
 s

$$T_x = \min(T; T_x) = 0.56$$
 s

$$T_y = \min(T; T_y) = 0.68$$
 s

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

- $D_x = 1.683$
- $D_y = 1.79$

Le RPA préconise de majorer la période fondamentale statique de 30% (Art 4.2.4)

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \cdot 0.56 = 0.728s \\ T_{sy} = 1.3 \cdot 0.68 = 0.884s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{xst} = 1619.91 \text{ KN} \\ V_{yst} = 1872.71 \text{ KN} \end{cases}$$

### III.5.1 Spectre de réponse de calcul :

Le spectre règlementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \left( \frac{T}{T_1} \right) \left( 2.25\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.25\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.25\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.25\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

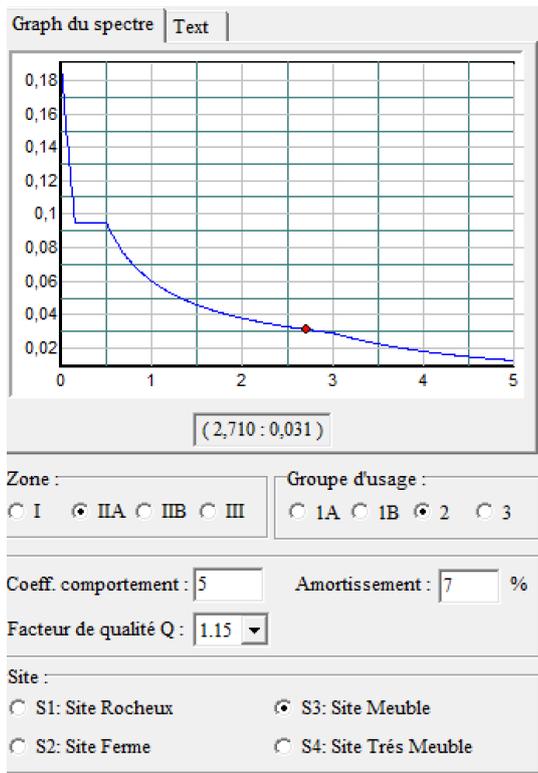


Figure III.5 : spectre de réponse selon x

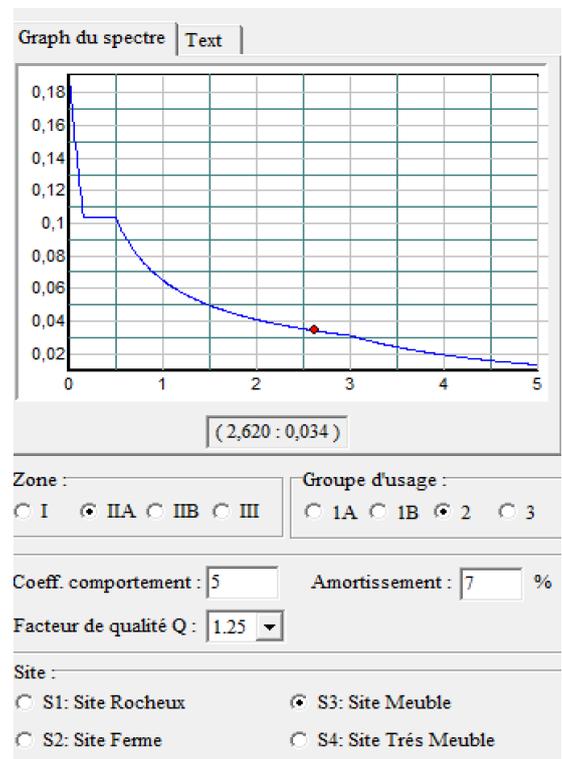


Figure III.6 : spectre de réponse selon y

### III.5.2 Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel ETABS version 2016, nous avons obtenus les résultats suivants :

- **Disposition des voiles de contreventement :**

Le choix d'une disposition qui puisse répondre aux exigences du RPA est un vrai défi vu les contraintes architecturales qui est un point important dans notre ouvrage.

### III.5.3 Vérification de la période

Le RPA (Art 4.2.4) recommande que la période dynamique soit inférieure à celle calculé par la formule empirique majoré de 30% :

$$T_{\text{dyn}} = 0.714 \text{ s} \geq T_{\text{sx}} = 1.3 \times 0.56 = 0.728 \text{ s}$$

$$T_{\text{dyn}} = 0.679 \text{ s} \leq T_{\text{sy}} = 1.3 \times 0.68 = 0.884 \text{ s}$$

### III.5.4. Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à l'article 4.3.6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

$$V_{\text{dyn}} \geq 0.8 V_{\text{st}}$$

$V_{\text{dyn}}$  : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale).

**Tableau III.3** : Vérification de l'effort tranchant à la base

Forces sismiques	V dynamique (KN)	0.8Vstatique (KN)	Observation
Sens xx	1432.1693	1145.735	Vérifiée
Sens yy	1504.886	1498.17	Vérifiée

### III.6. VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (Art 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$U = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.3 \quad (\text{Formule 7.2})$$

Avec :

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : est l'aire (section brute) de cette dernière.

$f_{c28}$  : est la résistance caractéristique du béton.

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci a été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

**Tableau III.4 :** Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	La section adopté			N (KN)	U	observation
	b (m)	h (m)	aire (m <sup>2</sup> )			
ENTRESOL	0.5	0.6	0.3	1791.09	0.238	vérifiée
RDC ET 1ER ETAGE	0.5	0.55	0.275	1329.63	0.193	vérifiée
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> étages et 4 <sup>eme</sup> etage	0.45	0.5	0.225	1012.67	0.180	vérifiée
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étages et 7 <sup>eme</sup> etage	0.4	0.45	0.18	569.49	0.126	vérifiée

On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux

Choisies sont suffi

### III.7. VERIFICATION DE L'INTERACTION VOILES PORTIQUES :

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le **RPA (art 3.4.4.a)**, l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

#### a) Sous charges verticales

$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\%$  Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\%$  Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.

**Tableau III.5 :** Vérification de l'interaction sous charges verticales

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)		observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
Entre	28853.345	3875.9026	88.15	11.84	vérifiée
RDC	24305.302	3521.58	87.34	12.65	vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	21071.92	2676.87	88.72	11.27	vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	17254.28	2398.20	87.79	12.20	vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	13986.586	2010.06	87.43	12.56	vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	11190.521	1635.23	87.25	12.74	vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	8312.402	1344.41	86.07	13.93	vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	5647.0018	922.789	85.95	14.04	vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	2977.1976	504.947	85.49	14.50	vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	293.3814	//	//	//	vérifiée

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée.

**b) Sous charges horizontales :**

$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\%$  Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\%$  Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.

**Tableau III.6 :** Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
ENTRESOL	602,0396	561,3612	51,74825	48,25174	525,7254	662,6235	44,2399870	55,760012
RDC	489,2155	311,7902	61,07515	38,92484	375,5918	164,9241	69,4876505	30,512349
1 <sup>er</sup> étage	637,3301	117,2921	84,45684	15,54315	609,4125	99,1348	86,0087251	13,991274
2 <sup>ème</sup> étage	636,625	266,2257	70,51276	29,48723	577,5178	282,2197	67,1737361	32,826263
3 <sup>ème</sup> étage	566,235	224,7639	71,58480	28,41519	500,0231	254,0819	66,3068273	33,693172
4 <sup>ème</sup> étage	511,2899	165,3971	75,55781	24,44218	454,6833	192,9268	70,2094207	29,790579
5 <sup>ème</sup> étage	373,8604	168,7837	68,89605	31,10394	337,7695	187,5233	64,3011859	35,698814
6 <sup>ème</sup> étage	303,9414	91,0935	76,94039	23,05960	270,8756	118,2557	69,6103346	30,389665
7 <sup>ème</sup> étage	232,2935	42,1894	84,62949	15,37050	204,1774	27,5603	88,1071142	11,892885
8 <sup>ème</sup> étage	35,9629				42,0728			

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontale.

**III.8. VERIFICATION VIS-A-VIS DES DEPLACEMENTS :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).  $R$  : Coefficient de comportement ( $R=5$ ).

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage

$C$  à  $d$   $\Delta_k < 1\% \times h_e$

$h_e$ : Étant la hauteur de l'étage.

**Tableau III.7** : Vérification des déplacements pour le sens x-x'.

Sens x-x'						
Niveaux	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$	$h_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (cm)
entresol	0.11	0.57	/	0.57	408	0.13
RDC	0.28	1.39	0.57	0.83	408	0.20
1 <sup>er</sup> étage	0.39	1.93	1.39	0.54	306	0.17
2 <sup>ème</sup> étage	0.53	2.67	1.93	0.73	306	0.24
3 <sup>ème</sup> étage	0.69	3.49	2.67	0.83	306	0.27
4 <sup>ème</sup> étage	0.86	4.27	3.49	0.78	306	0.25
5 <sup>ème</sup> étage	0.99	4.99	4.27	0.71	306	0.23
6 <sup>ème</sup> étage	1.11	5.57	4.99	0.58	306	0.19
7 <sup>ème</sup> étage	1.20	6.01	5.57	0.44	306	0.14
8 <sup>ème</sup> étage	1.22	6.12	6.01	0.10	306	0.03

**Tableau III.8** : Vérification des déplacements pour le sens y-y'.

Sens y-y'						
Niveaux	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$	$h_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (cm)
Entre sol	0.08	0.39	/	0.39	408	0.09
RDC	0.17	0.84	0.39	0.44	408	0.11
1 <sup>er</sup> étage	0.25	1.26	0.84	0.42	306	0.14
2 <sup>ème</sup> étage	0.41	2.05	1.26	0.79	306	0.26
3 <sup>ème</sup> étage	0.60	3	2.05	0.95	306	0.31
4 <sup>ème</sup> étage	0.79	3.97	3	0.97	306	0.32
5 <sup>ème</sup> étage	0.97	4.87	3.97	0.91	306	0.30
6 <sup>ème</sup> étage	1.13	5.64	4.87	0.77	306	0.25
7 <sup>ème</sup> étage	1.25	6.27	5.64	0.62	306	0.20
8 <sup>ème</sup> étage	1.35	6.78	6.27	0.51	306	0.17

On voit bien à travers ces deux tableaux que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

### III.9. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P- $\Delta$ (RPA99/version 2003(Art 5.9))

L'effet P- $\Delta$  (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

Tel que :

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ;

Avec :  $P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

- **Si**  $0.1 < \theta_k \leq 0.2$  l'effet P- $\Delta$  peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta_k}$
- **Si**  $\theta_k > 0.2$  la structure est potentiellement instable elle doit être redimensionnée.

**Table III.9** : Vérification à L'effet P- $\Delta$

Niveau	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			$\Delta_k$	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	$\Delta_k$	$V_k$ (KN)	$\theta_k$
Entresol	408	27898.939	0.569	1432.169	0.00452	0.395	1504.886	0.00298
RDC	408	24219.894	0.826	1385.24	0.00589	0.4445	1452.461	0.00302
1 <sup>er</sup> étage	306	20698.173	0.5405	1290.739	0.00265	0.422	1365.103	0.00195
2 <sup>ème</sup> étage	306	17270.778	0.7345	1180.231	0.00328	0.792	1264.648	0.00330
3 <sup>ème</sup> étage	306	14059.135	0.825	1052.476	0.00337	0.9475	1142.449	0.00356
4 <sup>ème</sup> étage	306	11286.340	0.781	916.3481	0.00294	0.966	1008.037	0.00331
5 <sup>ème</sup> étage	306	8512.5004	0.7175	753.0218	0.00248	0.9085	884.097	0.00280
6 <sup>ème</sup> étage	306	5826.4485	0.581	554.574	0.00186	0.77	640.3579	0.00214
7 <sup>ème</sup> étage	306	3140.3966	0.445	312.2813	0.00136	0.6215	375.9532	0.00159
8 <sup>ème</sup> étage	306	274.3734	0.1025	41.6786	/	0.515	55.8483	/

D'après les résultats obtenus dans ce tableau, les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés.

### III.10. CONCLUSION.

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionné les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique. En vérifiant cette interaction.

La plus grande difficulté était la contrainte architecturale de sorte d'assurer une bonne disposition des voiles et respecter toutes les conditions du RPA.

Par conséquent nous avons apporté des modifications pour les sections de coffrage suivantes :

- LES POTEAUX :

ENTRESOL..... (b× h) = (60× 50) cm<sup>2</sup>

RDC et 1<sup>er</sup> étage..... (b× h) = (50 × 55) cm<sup>2</sup>

2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étages..... (b× h) = (45 × 50) cm<sup>2</sup>

5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup> et 7<sup>eme</sup> étages..... (b× h) = (40× 50) cm<sup>2</sup>

- LES POUTRES

Poutre principale : (b× h) = (30 × 45) cm<sup>2</sup>

Poutre secondaire : (b× h) = (30 × 40) cm<sup>2</sup>

- LES VOILES

L'épaisseur adoptée pour les voiles dans les niveaux (entresol et RDC) est de 20 cm

Et pour les autres niveaux est de 15 cm



# Chapitre IV : Etude des éléments structuraux.

## IV. Chapitre 4 :

### Introduction :

L'étude des éléments structuraux sont constitués de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux, poutres) et les voiles.

Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces dernières doivent être bien armé et bien disposé.

### IV.1 Etude des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est calculé à la flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donné par les combinaisons les plus défavorables introduit dans le fichier de données de l'ETAPS :

_ ELU	}	(RPA99/2003(Article 5.2))
_ ELS		
_ G+Q+E		
_ G+Q-E		
_ 0,8G+E		
_ 0,8G-E		

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

- \_ 1<sup>er</sup> cas N<sub>max</sub> ET M<sub>correspondant</sub>
- \_ 2<sup>eme</sup> cas N<sub>min</sub> ET M<sub>correspondant</sub>
- \_ 3<sup>eme</sup> cas M<sub>max</sub> ET N<sub>correspondant</sub>

#### IV.1.1 Recommandations du RPA99 (version 2003) :

##### IV.1.1.1 Les armatures longitudinales:

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de ( $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa))
- Leur pourcentage maximal sera de :

$A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante),

$A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement),

- diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinale  $\Phi_{\min}=12\text{mm}$
- La longueur minimale de recouvrement ( $l_{\min}$ ) est de  $40\Phi$  en zone IIa.

\_ L'espace ( $St$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

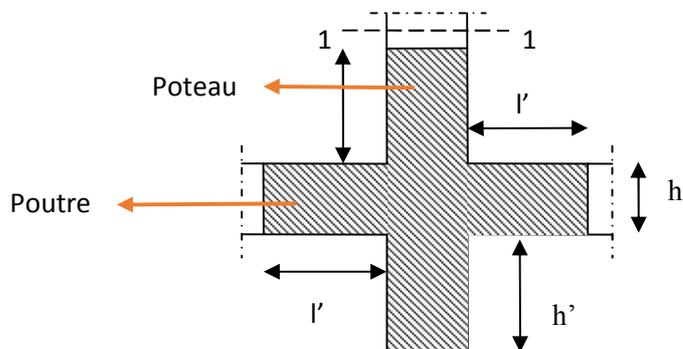
Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right).$$

$H_e$  : hauteur d'étage.



**Figure IV.1** : zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableaux IV.1** : armatures longitudinales minimales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau	$A^{\min}$ RPA ( $\text{cm}^2$ )	$A^{\max}$ RPA ( $\text{cm}^2$ )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Entre SOL	60*55	26.4	132	198
RDC+1er étage	55*50	22	110	165
2+3+4eme étage	55*45	18	90	135
5 +6+ 7eme étage	45*40	14.4	72	108

Les différentes sollicitations dans les poteaux de la structure sont tirées directement du logiciel ETABS sous les combinaisons les plus défavorables.

**Tableau IV.2** : Sollicitations dans les poteaux.

Section	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$		Vmax
	<b>60*55</b>	2411.63	7.93	100.85	806.03	-657.53	
	ELU		0.8G-Ey		0,8G+Ex		
<b>55*50</b>	2026.77	13.82	189.52	400	-201.93	11.01	144.77
	ELU		0.8G-Ey		0,8G+Ex		
<b>50*45</b>	1457.42	24.21	86.85	278.03	-165.17	20.07	94.82
	ELU		0,8G+Ey		0,8G+Ey		
<b>45*40</b>	762.57	23.77	67.3	133.36	-44.32	2.14	86.92
	ELU		0,8G+Ey		0,8G+Ey		

### IV.1.2 ferrailage des poteaux

#### IV.1.2.1 Ferrailage longitudinal

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

Le ferrailage des poteaux est donné par la sollicitation la plus défavorable.

- **Exemple de calcul :**

Soit les poteaux del'entre sol et RDC :

$$b = 50\text{cm}; h = 55\text{cm}$$

$$d = 52\text{cm}, \quad d' = 3\text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25\text{ Mpa}$$

acier Fe E400

$$f_{bu} = 14.2\text{Mpa}$$

$$\ast N^{\max} = 2450,92\text{KN} \Rightarrow M^{\text{cor}} = 7,62\text{KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0,295\text{m} > \frac{h}{2} = \frac{0.55}{2} = 0.275\text{cm}$$

C en dehors de la section(à l'extérieur)

La section est **partiellement comprimée**

N de compression

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U \left( d - \frac{h}{2} \right) = 306,61 \text{ KN.m}$$

La section est **partiellement comprimée**. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\text{Calcul de } \mu_{bu} : \mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{306,61 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,52^2 \times 0,5} = 0,123 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3,5}{1000} \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,165 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa.}$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,49 \text{ m.}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{306,61 \times 10^{-3}}{0,49 \times 400} = 15,6 \text{ cm}^2$$

En revient à la FC

$$A = A_l - \frac{N}{f_e} = 1,56 \times 10^{-3} - \frac{567,38 \times 10^{-3}}{400} = -15,57 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A = 1,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}}(\text{BAEL}) = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}}(\text{RPA}) = 0,8\% b h = 22 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage longitudinal des poteaux pour les différents niveaux sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.3** : sections de Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveau	Sections	TYPE de section	Comb	Acal (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>BAEL</sub>	A <sub>adopt</sub>	Barres
Entre sol	60*55	SET	ELA	16.44	26.4	17.32	28.65	4HA20+8HA16
RDC+ 1 <sup>er</sup> étage	55*50	SPC	ELA	5.8	22	3.12	22.2	8HA16+4HA14
2+3+4 -ème	55*45	SET	ELA	4.09	19.8	11.81	22.2	8HA16+4HA14

étage								
5+6+7 -ème étage	45*40	SPC	ELA	2.34	14.4	2	16.84	8HA14+4HA12

#### IV.1.2.2 Les armatures transversales :

##### Recommandation du (RPA99/2003 Article 7.4.2.2)

On utilise la formule suivante pour le calcul des sections d'armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où :  $V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur total de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

$t$  : espacement entre les armatures transversales telle que :

$$\checkmark \quad t \leq \min (10 \times \phi_l, 15\text{cm}) (\text{zone nodale}).$$

$$\checkmark \quad t \leq 15 \times \phi_l (\text{zone courante}).$$

( $\phi_l$  Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau).

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$\checkmark \quad \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\checkmark \quad \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g \text{ élancement géométrique}).$$

La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes en utilisant la formule de l'interpolation suivante :

$$f(x) = f(X_0) + [f(X) - f(X_0)] * \frac{x - X_0}{x_1 - X_0}$$

$\lambda_g$ : est l'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum.

### ➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple de calcul du poteau  $(50 \times 55) \text{ cm}^2$ :

✓ Soit :  $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \left( \frac{0,7 \times 4,08}{0,55} \right) = 5,19 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

$$A_t = \frac{2,5 \times 150,6 \times 10^{-3} \times 0,20}{0,55 \times 400} = 2,57 \text{ cm}^2$$

### ✓ Longueur de recouvrement

$$L_r = 40 \phi_{max} \rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

### ✓ Espacement

- Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_t, 15 \text{ cm}) = \min(12 ; 15) \Rightarrow t = 12 \text{ cm}$

- Dans la zone courante :  $t' \leq 15\phi_t = 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm} \Rightarrow t = 18 \text{ cm}$

### ✓ Quantité d'armature minimale

$$\lambda_g \geq 5, A_t^{\min} = 0,3\%(t \times b)$$

$$\lambda_g \leq 3, A_t^{\min} = 0,8\%(t \times b)$$

On a :  $\lambda_g = 5,19 > 5$ .

zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,3\%(t \times b) = 0,3\%(12 \times 50) = 1,5 \text{ cm}^2$

zone courante :  $A_t^{\min} = 0,3\%(t \times b) = 0,3\%(18 \times 50) = 2,25 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour **6HA08=3,02 cm<sup>2</sup>**

### ➤ Résultats de ferrailage des armatures transversales

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.4. :** Les Armatures transversales dans les poteaux.

Niveau	Entre sol	RDC +1 <sup>er</sup> étage	2+3+4eme étage	5 + 6 + 7 -ème étage
Section (cm <sup>2</sup> )	60*55	55*50	55*45	45*40
$\phi_t^{\min}$ (cm)	1.13	1.13	1.13	1.13
$l_f$ (cm)	2.856	2.856	2.142	2.142
$\lambda g$	4.73	5.16	4.31	4.79
$V_u$ (KN)	79.64	144.77	94.82	86.82
$\rho$	3.75	2.5	3.75	3.75
$S_t$ COURANT (Cm)	18	18	18	18
$S_t$ NODALE (cm)	12	12	12	12
$A_t$ COURANT	1.86	2.46	2.66	2.71
$A_t$ Nodale (cm <sup>2</sup> )	1.24	1.64	1.77	1.81
$A_t^{\min}$ Courant (cm <sup>2</sup> )	3.56	2.25	4.23	2.52
$A_t$ min Nodale	2.37	1.5	2.82	1.68
Barre	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10

## IV.1.3 Vérifications

## IV.1.3.1 Vérification des armature transversales :

$$Q_t \geq \frac{Q_{lmax}}{3}$$

Tableau IV5 : vérification des armatures transversales pour chaque étage

NIVEAU	Q <sub>lmax</sub>	$\frac{Q_{lmax}}{3}$	Q <sub>t</sub>	Obs
Entresol et RDC	20	6.66	10	V
1+ 2eme étage	16	5,33	10	V
3+ 4 -ème étage	16	5,33	10	V
5+ 6 +7 -ème étage	14	4.66	10	V

## IV.1.3.2 Vérification au flambement (effort normal ultime)

$$B_r > B_{rcal} = \left(\frac{N_u}{\alpha}\right) * \left(1 / (f_c 28 / 0,9 * \delta_b) + f_e (100 * \delta_s)\right)$$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\text{Tel que : } \lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec } i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$$

$I$  : Moment d'inertie.

$$\text{Cas d'une section rectangulaire : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

Avec  $l_f$  : Longueur de flambement.

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

Avec :  
a : largeur de la section  
b : hauteur de la section

$B_r = (a-2) \times (b-2)$  Pour le poteau rectangulaire.

$A_s$  : Section d'armature.

**Tableau IV.6 :** Vérification des poteaux au flambement a chaque étage

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	NU	L <sub>f</sub> (m)	i	As	α	Br (cm <sup>2</sup> )	B <sub>rcal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Obs
Entre sol	60*55	657.53	2,85	0.173	28.65	0.846	0.3074	0.00183	Vérifiée
RDC+ 1 <sup>er</sup> étage	55*50	400	2,85	0.158	22.2	0.846	0.2544	0.00129	Vérifiée
2+3+4 - ème étage	55*45	165.17	2,14	0.158	22.2	0.847	0.2279	0.00053	Vérifiée
5+6+7 - ème étage	45*40	133.36	2,14	0.129	16.84	0.846	0.1634	0.00023	Vérifiée

#### IV.1.3.3 Vérification des contraintes :

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit [4]:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu t * y} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \mu t = b * 2 * y^2 + 15 [A'(y-d') - A(d-y)]$$

Etat limite de fissuration ( contraintes dans l'acier ) **ART B.6.3 BAEL.91**

La fissuration est préjudiciable alors il est nécessaire de vérifier les conditions :

$$\sigma_s = 15 N_{ser} \mu t (y-d') < \sigma_s'$$

$$\sigma_s' = \min ( 2f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} )$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Du tableau ci- dessus on remarque que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

**Tableau IV. 7 :** Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	TYP E	SECTI ON	Nser	Mser	C	P	q	ut	$\bar{\sigma}_{sc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$
Entre sol	SET	60*55	1744.7	5.42	/	/	/	/	5.12	15
RDC+ 1 <sup>er</sup> étage	SPC	55*50	1470.4	9.57	0.281	-0.238	-0.056	0.194	6.5	15
2+3+4 - ème étage	SET	55*45	1059.7	11.91	/	/	/	/	4.73	15
5+6+7 - ème étage	SPC	45*40	555.04	17.13	0.25	-0.2	-0.04	0.133	3.27	15

**IV.1.3.4 Vérification au cisaillement :****➤ Vérification aux sollicitations tangentielles :**

Selon le **RPA 99 (Art : 7.4.3.2)** :

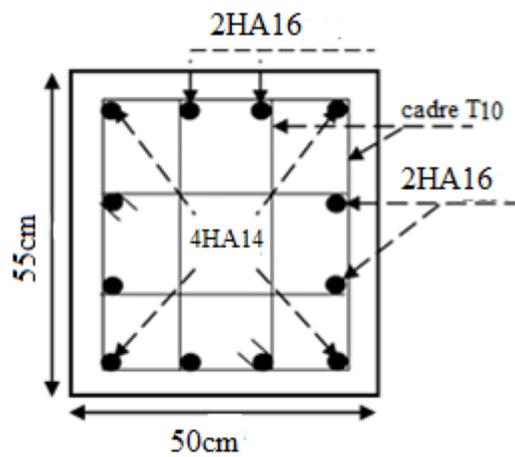
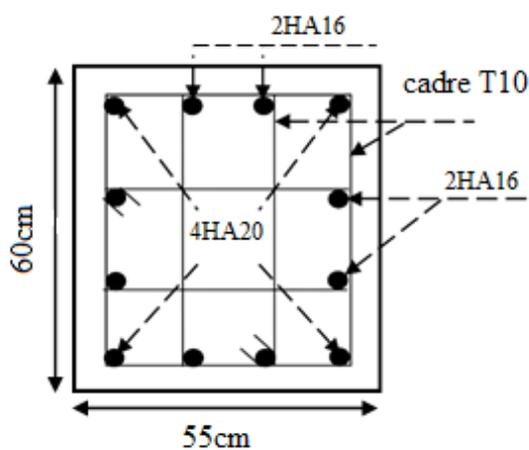
$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$  (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

**Tableau IV.8 :** Vérification des contraintes tangentielles

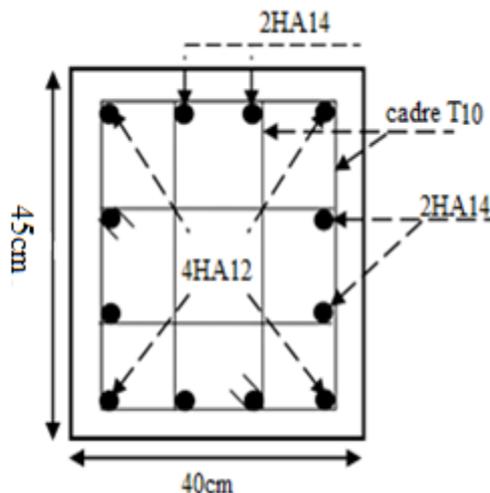
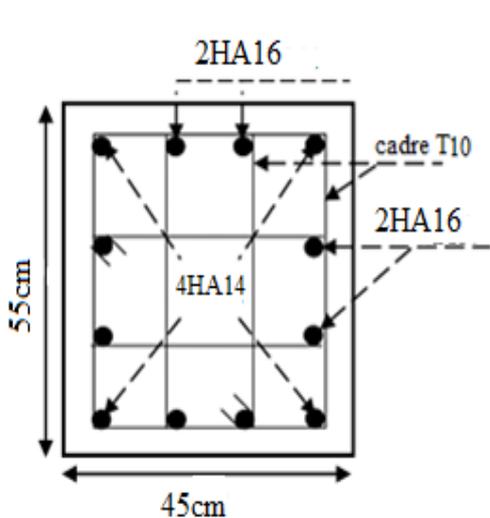
Niveau	section	$L_f$ (m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	d (cm)	Vu(KN)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	obser
Entre sol	60*55	2,86	4.73	0,04	0.57	79.64	0.255	2.5	vérifiée
RDC+ 1 <sup>er</sup> étage	55*50	2,86	5.16	0,075	0.52	144.77	0.55	2.5	vérifiée
2+3+4 - ème étage	55* 45	2,14	3.75	0,04	0.52	94.82	0.44	2.5	vérifiée
5+6+7 - ème étage	45* 40	2,14	4.79	0,04	0.42	86.92	0.51	2.5	vérifiée

IV.1.3.5 Schémas de ferrillages des poteaux :



ote  
aux  
sou

s-sol poteaux RDC ,1<sup>er</sup> étages



poteaux 2,3,4eme étages poteaux 5,6,7eme étages

IV.2.Etude des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Le calcul par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/23:

1)  $1.35G + 1.5Q$

2)  $G+Q$

3)  $G+Q\pm E$

5)  $0.8G\pm E$

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- ✓ Poutres principales (30×45),
- ✓ Poutres secondaires (30×40),

#### IV.2.1 Recommandation du RPA99/2003

##### Armatures longitudinales :(RPA99-2003 Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicités principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétrique avec une section en travée au moins égale a la moitié de la section sur appui.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à  $90^\circ$ .
- Les cadres de nœud disposés comme armatures transversales des poteaux , sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.

##### Armatures transversales : (RPA99/2003 Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times St \times b$

Avec :

$b$  : largeur de la poutre.

$St$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\Phi_1^{min})$  en zone nodale,
- $St \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Avec :  $h$  : hauteur de la poutre

La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé et dans le cas d'une section en trape avec armature comprimé c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés, les premières armatures transversales doivent être disposés à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

**Tableau IV.9** : armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/23

Type de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Principale	30x45	6,75	54	81
secondaire	30x40	6	48	72

#### IV.2.2 les sollicitations maximales :

Les sollicitations maximales dans les poutres sont déduites de la modélisation par l'ETABS.

##### IV.2.2.1 Sollicitations de calculs :

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	$M_{travée}$ (KN.m)	$M_{appuis}$ (KN.m)	$V$ (KN)	$M_{travée}$ (KN.m)	$M_{appuis}$ (KN.m)	$V$ (KN)
Etage commerce	78.23	-101.18	298.1	24.43	-65.62	176.7
	ELA	ELA	ELU	ELU	ELA	ELA
Etage service	72.24	-88.11	112.74	16.67	-56.52	37.8
	ELA	ELA	ELU	ELU	ELA	ELU
Habitation	62.4	-95.27	104.44	23.38	-63.92	34.23
	ELA	ELU	ELU	ELU	ELA	ELU

**Tableau V.10:** les sollicitations les plus défavorables.

## IV.2.2.2 Ferrailage longitudinal :

Tableau IV.11: Résultats de calculs de ferrailages des poutres

Niveau	Section	Type	Localisation	$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A_{adopt}$ ( $cm^2$ )	$N^{bre}$ de barres
Terrasse inaccessible	PP	30x45	Travée	2,64	6,75	6,88	3HA14+2HA12
			Appui	3,05			
	PS	30x40	Travée	1,18	6	6,88	3HA14+2HA12
			Appui	1,40			
Etage service	PP	30x45	Travée	7,87	6,75	8,01	3HA14+3HA12
			Appui	4,27			
	PS	30x40	Travée	5,5	6	6,88	3HA14+2HA12
			Appui	2,2			
Etage commerce	PP	30x45	Travée	7,2	6,75	8,01	3HA14+2HA12
			Appui	5,57			
	PS	30x40	Travée	6,94	6	8,01	3HA14+3HA12
			Appui	1,79			

## IV.2.2.3 Les armatures transversales :

## ❖ Poutres principales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_i^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \leq 12 \text{ mm} \quad (\text{BAEL91 Art H.III.3})$$

Donc on prend  $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$  (un cadre et un étrier)

## ❖ Poutres secondaires :

$$\phi \leq \min\left(\phi_i^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad (\text{BAEL91 Art H.III.3})$$

Donc on prend  $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$  (un cadre et un étrier)

#### IV.2.2.4 Calcul des espacements des armatures transversales :

##### ❖ Poutres principales :

Selon le RPA99Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l^{\min}\right).$$

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(11,25 ; 12 ; 12) = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } 15 \text{ cm}$$

##### ❖ Poutres secondaire

Selon le RPA99Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l^{\min}\right).$$

- **Zone nodale :**

- $S_t \leq \min(11,25 ; 12 ; 12) = 10 \text{ cm}$

$$\text{Soit : } S_t = 8,5 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } 20 \text{ cm}$$

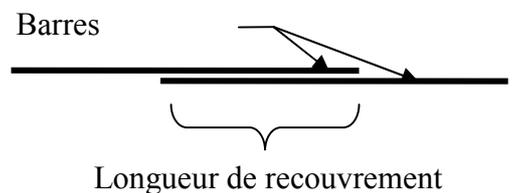
#### IV.2.2.5 Les longueurs de recouvrement

D'après le RPA99 (Art 7.4.2.1)

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone II}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \quad L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \quad L_r > 40 \times 14 = 56 \text{ cm on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$



#### Vérification des sections armatures transversales :

##### ✓ Poutres principales :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2 \text{ (RPA99 Art 7.5.2.2)}$$

✓ **Poutres secondaire :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2 \text{ (RPA99 Art 7.5.2.2)}$$

$A_t = 2,01 > A_{t\min}$  (condition vérifié) pour les PP et PS

#### IV.2.3 Vérification BAEL 91

- **Vérification à l'ELU :**

**Condition de non fragilité :**

❖ **Poutre principale**

$$A_{t\min} = 0,23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,52 \text{ cm}^2$$

❖ **Poutre secondaire**

$$A_{t\min} = 0,23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,34 \text{ cm}^2$$

##### IV.2.3.1 Vérification des contraintes tangentielles

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

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{v}{b \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) \quad \text{car FPN}$$

**Tableau IV.12:** Vérification des contraintes tangentielles.

Niveaux	Poutre	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Terrasse inaccessible	PP	57	0,45	3,32	Vérifiée
	PS	19,37	0,17	3,32	
Etagé service	PP	132,73	1,05	3,32	Vérifiée
	PS	107,1	0,96	3,32	
Etagé commerce	PP	340	2,69	3,32	Vérifiée
	PS	122,08	1,09	3,32	

### IV.2.3.2 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

- ✓ Appuis de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- ✓ Appuis intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

**Tableau IV.13:** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

niveau	poutres	$A_l$ appui ( $cm^2$ )	$V_u$ ( $KN$ )	$M_{au}$ ( $KN.M$ )	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ ( $cm^2$ )	Observation
Etage commerce	PP	8,01	122,08	97,2	3,51	-3,88	Vérifiée
	PS	8,01	340	100,19	9,77	2,15	
Etage service	PP	6,88	107,1	85,84	3,08	-3,42	Vérifiée
	PS	8,01	132,73	123,7	3,01	-5,59	
Terrasse inaccessible	PP	6,88	19,37	17,43	0,56	-3,18	Vérifiée
	PS	6,88	57	44,29	1,63	-1,65	

### IV.2.4 Vérification à l'ELS

- Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable

#### IV.2.4.1 Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

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

Tableau IV.14: Vérification de l'état limite de compression

niveau	poutres	localisation	Mser (KN.M)	I (cm <sup>4</sup> )	y	σbc (Mpa)	σbc (Mpa)
Etage commerce	PP	Appui	16,06	0,0021249	0,21831232	1,65	15
		Travée	-19,71	0,00256736	0,23441875	1,86	
	PS	Appui	55	0,00290921	0,2386832	4,51	
		Travée	-70,7	0,00354706	0,2673295	5,32	
Etage service	PP	Appui	15,35	0,0021249	0,21831232	1,57	15
		Travée	-28,2	0,00256736	0,24341875	2,67	
	PS	Appui	43,4	0,0029091	0,23868329	3,56	
		Travée	-67,57	0,00354706	0,2673295	5,09	
Terrasse inaccessible	PP	Appui	12,87	0,0021249	0,21831232	1,32	15
		Travée	-7,15	0,00256736	0,24341875	0,67	
	PS	Appui	32	0,00290921	0,23868329	2,62	
		Travée	-27,34	0,00354706	0,2673295	2,06	

## IV.2.4.2 Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \quad \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$

Tableau IV.15 : Vérification -des conditions de la flèche

	L (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h_t}{l}$	Max $(\frac{M_t}{10M_0}; \frac{1}{16})$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h}{l} > \text{Max}(\frac{M_t}{10M_0}; \frac{1}{16})$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	4,96	6,88	0,091	0,0625	0,0054	0,011	Vérifiée	Vérifiée
PS	5,05	6,88	0,079	0,0625	0,0062	0,010	Vérifiée	Vérifiée

IV.2.5 Schéma de ferrailage :

❖ Poutre principale :

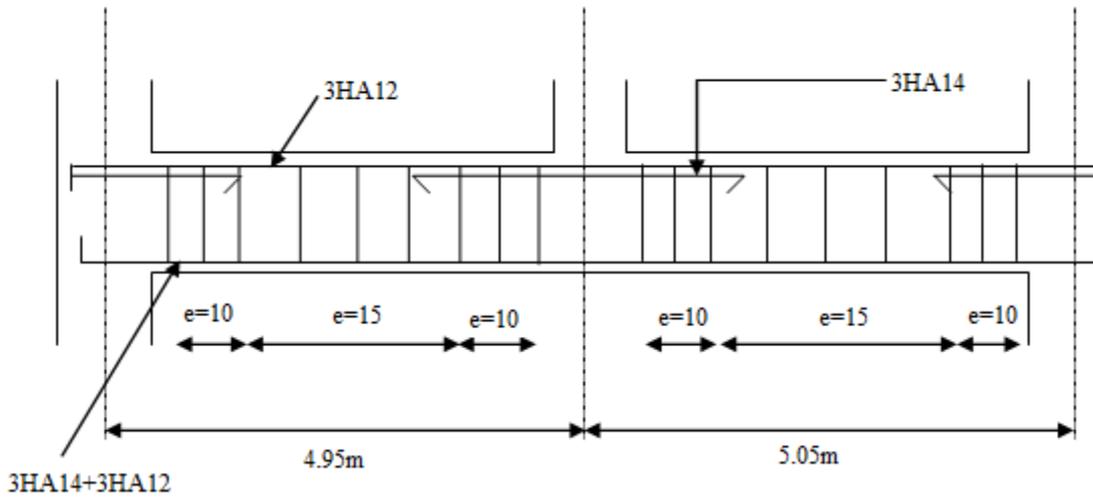


Figure IV.2 : schéma de ferrailage de la poutre principale

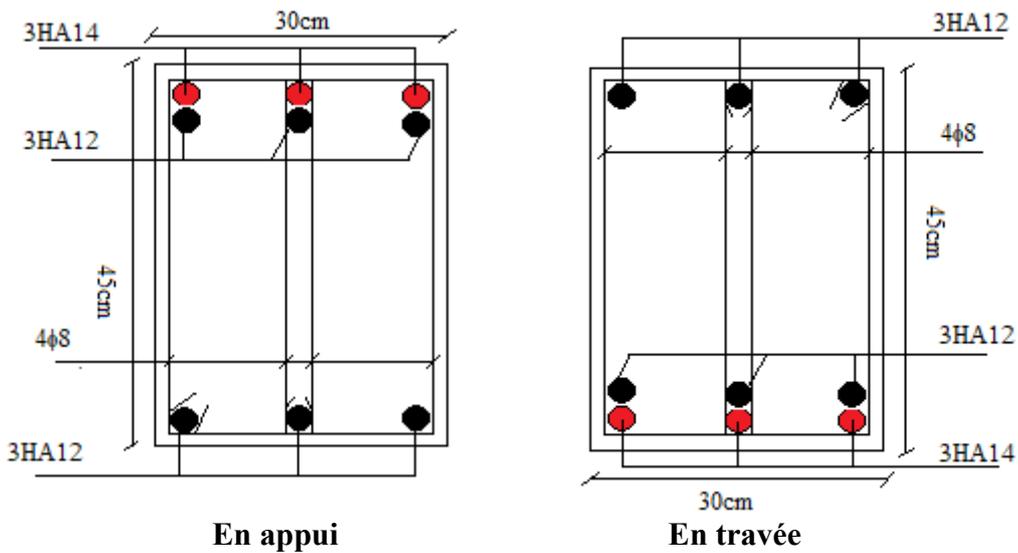


Figure IV.3 : schéma de ferrailage de la poutre principale

❖ Poutre secondaire

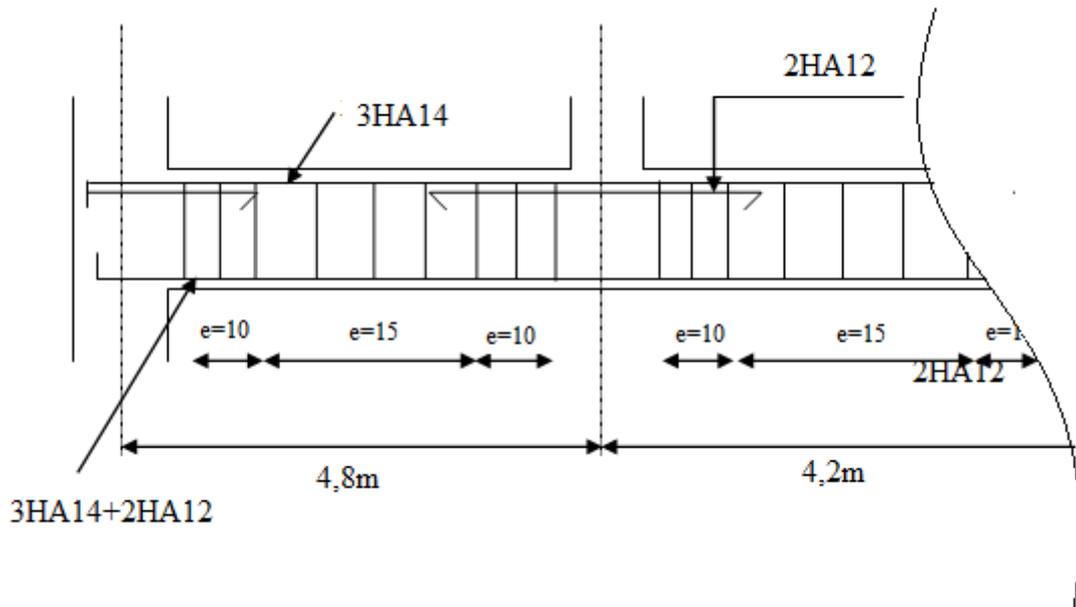


Figure IV.3: schéma de ferrailage de la poutre secondaire

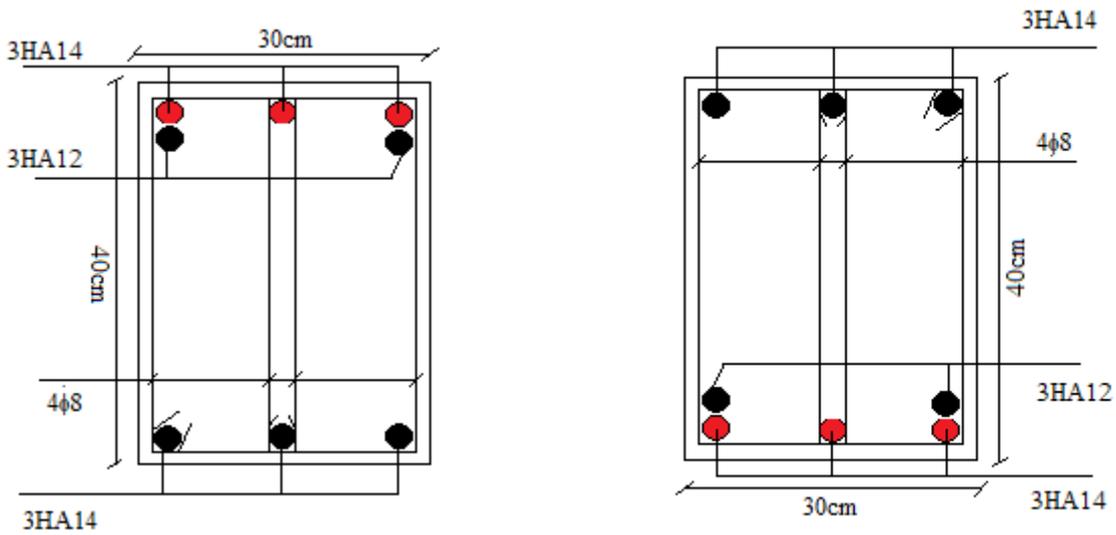


Figure IV.4 : schéma de ferrailage de la poutre secondaire

### IV.2.6 Vérification des zones nodales

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœuds est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de :1,25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux. Le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier : [1]

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 (M_w + M_e)$$

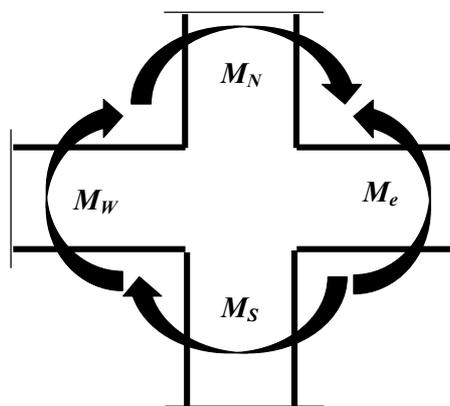


Figure IV.5 : Zone nodale

#### IV.2.6.1 Détermination des moments résistants :

Le moment résistant «  $M_r$  » d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section ;
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = Z \times A_s \times (f_e / \gamma_s) ; Z = 0,9 \times h$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

## IV.2.6.2 Détermination des moments résistants dans les poteaux :

Tableau IV.16: les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm)	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	$M_r$ (KN.m)
Entre sol et RDC	50x55	49,5	22,2	348	382,41
1+2eme étage	45x50	45	21,2	348	331,99
3+4 <sup>eme</sup> étage	45x50	45	18,22	348	285,325
5+6+7 <sup>eme</sup> étage	40x50	45	17,28	348	270,60

## IV.2.6.3 Détermination des moments résistants dans les Poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau suivant :

Tableau IV.17: les moments résistants dans les poutres.

Niveau	type	h (cm)	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	$M_r$ (KN.m)
Terrasse inaccessible	PP	45	40,5	6,88	348	96,96
	PS	40	36	6,88	348	86,19
Etage service	PP	45	40,5	8,01	348	112,89
	PS	40	36	6,88	348	86,19
Etage commerce	PP	45	40,5	8,01	348	112,89
	PS	40	36	8,01	348	100,35

## IV.2.6.4 Vérification des zones nodales :

Après avoir calculé les moments résistants dans les poteaux et les poutres, on va maintenant effectuer la vérification et celle-ci va être disposée sous forme de tableaux.

Tableau IV.18: Vérification de la zone nodale dans les différents étages

Niveaux	plan	$M_w = M_c$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$M_n$ (KN.m)	$1,25(M_w+M_c)$ (KN.m)	$M_n+M_s$ (KN.m)	Vérification
Entresol+ RDC	PP	112,89	382,41	331,99	282,05	714,4	Vérifiée
	PS	100,35	382,41	331,99	250,87	714,4	Vérifiée

<b>1+2eme étage</b>	<b>PP</b>	112,89	331,99	285,32	282,22	615,31	<b>Vérifiée</b>
	<b>PS</b>	86,19	331,99	285,32	215,47	615,31	<b>Vérifiée</b>
<b>3+4 -ème étage</b>	<b>PP</b>	96,96	285,32	270,6	242,4	555,92	<b>Vérifiée</b>
	<b>PS</b>	86,19	285,32	270,6	215,47	555,92	<b>Vérifiée</b>
<b>5+6+7<sup>ème</sup> étage</b>	<b>PP</b>	96,96	270,60	270,6	242,4	541,2	<b>Vérifiée</b>
	<b>PS</b>	86,19	270,60	270,6	215,47	541,2	<b>Vérifiée</b>

#### ❖ Conclusion

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques vont se formé dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

### IV.3 ETUDE DES VOILES :

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa ou zone de moyenne sismicité (cas de wilaya ou le projet en question sera implanté). [1]

Les voiles peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux structuraux destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs axes fort. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x-x) et (y-y).

Le ferrailage des voiles se fait en fonction des combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G+Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

#### IV.3.1 Recommandation du RPA :

##### ❖ Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

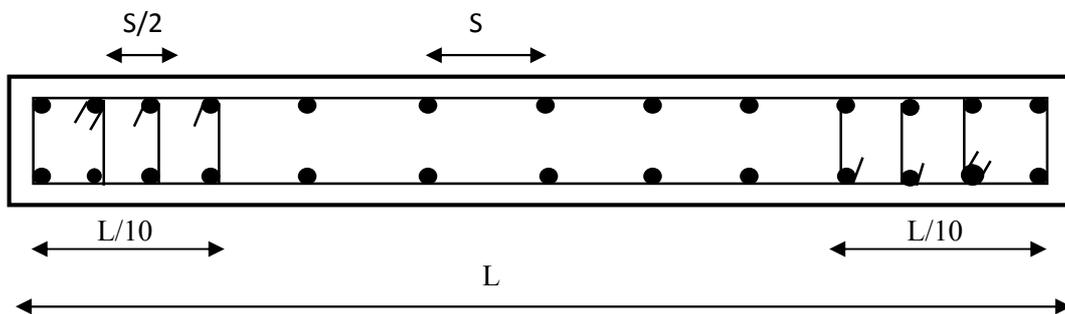
- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{\min} = 0,2\% \times L_t \times e$

$L_t$  : longueur de la zone tendue.       $e$  : épaisseur du voile

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $St < e$  ( $e$  : épaisseur de voile).

A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur ( $l/10$ ) de la largeur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.



**Figure IV.6:** Disposition des armatures verticales (vue en plan)

#### ❖ Les armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  avec une longueur ( $10 \times \phi l$ ).

#### ❖ Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par  $1\text{m}^2$  au moins.

#### ❖ Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{VJ} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1,4V_u$$

➤ **Règles communes (armatures verticales et horizontales)**

✓ **Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :**

$A_{\min} = 0.15\%$  de la section du voile, dans la section globale du voile

$A_{\min} = 0.10\%$  de la section du voile, dans la zone courante

$$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (Exception faite pour les zones d'about).}$$

✓ **L'espacement :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par  $m^2$ . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

L'espacement des barres horizontales est  $s_t \leq \min(1; 5e; 30cm)$

✓ **Longueurs de recouvrement :**

$40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.

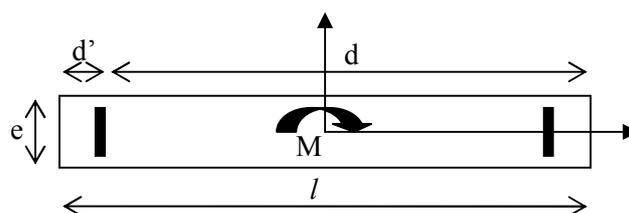
$20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

### IV.3.2 Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du logiciel ETABS avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes, et on prend les plus défavorables : [4]

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}} \dots A1$
- 2) Effort normal maximale avec son moment correspondant :  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}} \dots A2$
- 3) Effort normale minimal avec son moment correspondant :  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}} \dots A3$

- $A = \max(A1, A2, A3)$



**Figure IV.7 : Schéma d'un voile plein**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ( $e \times l$ ) selon la sollicitation la plus défavorable

$$d = 0.9 h$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times h \times e$$

$$A = \max(A^{cal}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA})$$

- Sollicitation dans les voiles :

**Tableaux IV.19 :** Sollicitation maximale dans le voile  $V_x = 1,8$  m

Niveau	<i>Nmax→Mcor</i> <i>ELU</i>		<i>Mmax→Ncor</i> <i>G+Q+Ex</i>		<i>Nmin→Mcor</i> <i>0,8G+Ex</i>		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Entre sol +RDC	1372,16	-16,31	-988,15	423,44	423,44	-988,38	372,21

**Tableaux IV.20 :** Sollicitation maximale dans 6le voile  $V_Y = 1,6$  m

Niveau	<i>Nmax→Mcor</i> <i>ELU</i>		<i>Mmax→Ncor</i> <i>0,8G+Ex</i>		<i>Nmin→Mcor</i> <i>0,8G+Ex</i>		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Entre sol +RDC	642,41	70,54	719,19	489,19	160,47	-689,46	293,87

#### IV.3.2.1 Armatures horizontales

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$$

$$\tau_u = \frac{1.4v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St$$

- Espacement des barres horizontales et verticales

$$S_t \leq 1,5 \times e ; \quad S_t \leq 30cm$$

$A_v^{cal}$  / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{v\min}^{BAEL}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v\min}^{RPA}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

$A_v^{adap}$  / face : Section d'armature verticale adoptée par face.

Nbre/face : nombre de barres adoptées par face.

$S_t$  : Espacement.

$A_H^{\min}$  /face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

$A_H^{cal}$  /face : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

$A_H^{adap}$  /ml : Section d'armature horizontale adoptée pour 1mètre linéaire.

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

$A_v^{adpt}$  /ml: Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

#### ❖ Exemple de calcul :

Voile Vx ,

$L = 1,8\text{m.}$  ( entresol + RDC)

Données :  $N = 1372.16 \text{ KN}; M = -16.31 \text{ KN.m}; V = 372.21 \text{ KN}$  .  $L = 1,8\text{m}; e = 20\text{cm}; d = 1.78 \text{ m}; d' = 0.03 \text{ m}$  ;(Situation accidentelle)

$e = M / N = 16,31 / 01372,16 \text{ m} = 0,012 < 1,8 / 2 = 0,9\text{m}$

Avec :

$N^{\text{TM}} (d-d') - M^{\text{TM}'} = \dots\dots\dots(1) (0.337h + 0.81d') b h f_l \bar{u} = \dots\dots (2) (1) \rightarrow 2,10 \text{ MN. m} (2) \rightarrow 3,93 \text{ MN. m}$  N effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section et  $(1) < (2)$ . Donc la section est entièrement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

Le calcul des voiles sont fait pour les sollicitations les plus défavorables et les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant :

#### ❖ Exemple de calcul :

Voile Vx

$L = 1,8\text{m.}$  ( entresol + RDC)

Données :  $N = 1372.16 \text{ KN}; M = -16.31 \text{ Kn.m}; V = 372.21 \text{ KN}$  .  $L = 1,8\text{m}; e = 20\text{cm}; d = 1.78 \text{ m}; d' = 0.03 \text{ m}$  ;(Situation accidentelle)

$$eG = \frac{16.31}{1372.16} = 0,012 < \frac{1,8}{2} = 0,9\text{m}$$

**Avec :**

$$Nu (d-d') - M_{ua} \dots\dots\dots (1)$$

$$(0.337h+0.81d') b h f_{bu} \dots\dots\dots (2)$$

$$(1) \rightarrow 2,89 \text{ MN.m}$$

$$(2) \rightarrow 4,05 \text{ MN. M}$$

N effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section et (1) < (2). Donc la section est entièrement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1182,64 \text{ KN.M}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = 0,138$$

$$\mu_{bu} = 0,138 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,183$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1,62$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}} = 15,28 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{Nu}{f_{st}} = 18,45 \text{ cm}^2$$

**Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :**

- On a :  $Lt = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$

- Et :  $Lc = L - 2 Lt$

**Avec :**

$Lt$  : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

$Lc$ : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \mp \frac{M}{I}$$

Dans notre cas :

$$\sigma_1 = \frac{1372.16 \times 10^{-3}}{1,8 \times 0,2} - \frac{16,31 \times 10^{-3}}{0,09} = 3,63 \text{ mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{1372.16 \times 10^{-3}}{1,8 \times 0,2} + \frac{16,31 \times 10^{-3}}{0,09} = -3,99 \text{ mpa}$$

$$L_t = \frac{3,63 \times 1,8}{3,99 + 3,63} = 0,85 \text{ m}$$

$$L_c = 2 - 2 \times 0,85 = 0,3 \text{ m}$$

**Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :**

$$A_{min}^{ZT} = 0.2\%(e \times L_t) = 3,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{ZC} = 0.10\%(e \times L_c) = 0,6 \text{ cm}^2$$

**Armatures minimales dans tout le voile**

Selon le **RPA99/V2003**, on a :  $A_{min} = 0.15\%(e \times L) = 0,54 \text{ cm}^2$

**Armatures horizontales :**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times s_t}{0,8 \times f_e}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{1,4 Vu}{e \times d} = \frac{1,4 \times 372,21 \times 10^{-3}}{0,9 \times (0,2 \times 1,8)} = 1,6 \text{ MPa}$$

**Espacement des barres horizontales :**

$$St \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \quad St \leq 3 \dots \dots \dots St = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } A_H = \frac{1,6 \times 0,2 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 2 \text{ cm}$$

Soit 2HA12=2,26 cm<sup>2</sup>/face

La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations du **RPA 99/V2003**

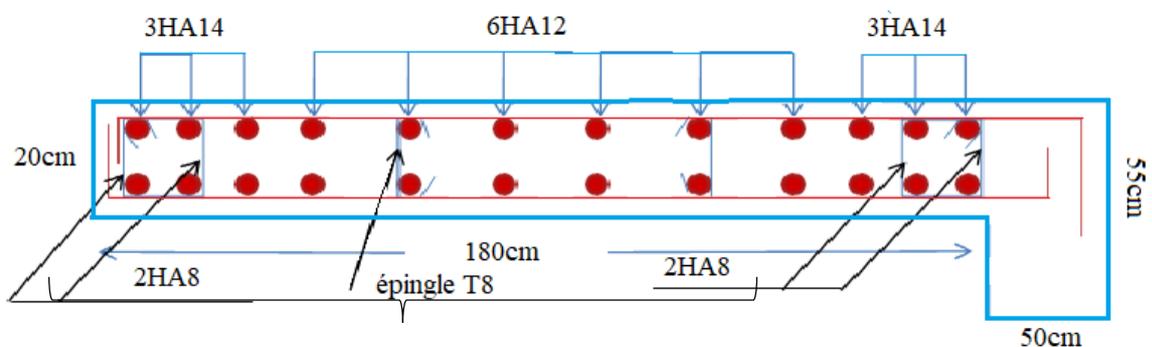
**Tableau IV.21 : Ferrailage du voile Vx**

	VOILE Vx	VOILE Vy
Niveau	Entresol + RDC	Entresol + RDC

<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>		20×180	20×160
<b>M(KN.m)</b>		-988,15	719,19
<b>N(KN)</b>		423,44	489,19
<b>V (KN)</b>		372,21	293,87
<b>τ (MPa)</b>		1,14	1,02
<b><math>\bar{\tau}</math> (MPa)</b>		3,32	3,32
<b><math>A_v^{CAL}</math>/face (cm<sup>2</sup>)</b>		20	20
<b><math>A_v^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>		5,4	4,8
<b><math>A_v^{adop}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>		21,5	21,5
<b>nombre/par face</b>		6HA14+6HA12	6HA14+6HA12
<b>S<sub>t</sub>(cm)</b>	<b>Extrémité</b>	10	10
	<b>Milieu</b>	20	20
<b><math>A_h^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>		2,01	1,78
<b><math>A_h^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>		5,4	4,8
<b><math>A_h^{adop}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>		5,56	5,56
<b><math>N^{bre}</math> /par Plan</b>		5HA12	5HA12
<b>S<sub>t</sub>(cm)</b>	<b>Extrémité</b>	10	10
	<b>Milieu</b>	20	20

**IV.3.3 Schéma de ferrailage :**

On prend comme exemple le voile Vx2 au niveau de l'entresol 2



**Figure IV.8 :**schéma de ferrailage du voile Vx2 de l'entre sole 2

**IV.3 Ferrailage de la poutre palière :**

**Tableau IV.22** : les moments et l'effort tranchant sur la poutre palière

	Elu	ELS
$M_A$	-52.26	-37.72
$M_T$	30.79	22.22
$V_U$	94.45	/

**Tableau IV.23** :le ferrailage la poutre palière

Section	localisation	Ferrailage longitudinale					Ferrailage transversale		
		$A_{cal}$	$A_{min}^{RPT}$	$A_{min}^{BAEL}$	$A^{adop}$	choix	$A_t$	$A^{adop}$	choix
30*40	appui	4.29	6	1.34	6.16	4HA14	1.4	2.01	4T8
		2.45	6	1.34	6.16	4HA14			
	travée	2.45	6	1.34	6.16	4HA14			

Espacement entre les armatures transversales :

$$St_{nodale} = 10\text{cm}$$

$$St_{courant} = 20\text{cm}$$

$A_t \geq A_t^{\min}$  condition vérifié.

**Tableau IV.24** :vérification BAEL

vérification BAEL											
Condit Non fragil	Contrainte tangential		Vérification D'armature longitudinale		ELS						
	$\tau_{bu}$	$\tau'_{bu}$	Al	$\frac{vu * \gamma_s}{fe}$	appui			travée			$\sigma'_{bc}$
$A_{min} = 1.34$	0.85	3.3	4.24	2.71	$I(\text{cm}^4)$	$Y(\text{cm})$	$\sigma_{bc}$	$I(\text{cm}^4)$	$y(\text{cm})$	$\sigma_{bc}$	15
					74985	12.32	$7.49 * 10^4$	74985	12.32	$7.49 * 10^4$	

Toutes les conditions BAEL sont vérifiées.

**Vérification de la flèche :**

- $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{Mt}{10 \cdot M_0}; \frac{1}{16}\right) \rightarrow 0.08 \geq 0.0625 \dots\dots\dots$  vérifié
- $\frac{As}{b_0 \cdot d} = \frac{6.16 \cdot 10^{-4}}{0.3 \cdot 0.37} = 0.0055 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots\dots\dots$  vérifié

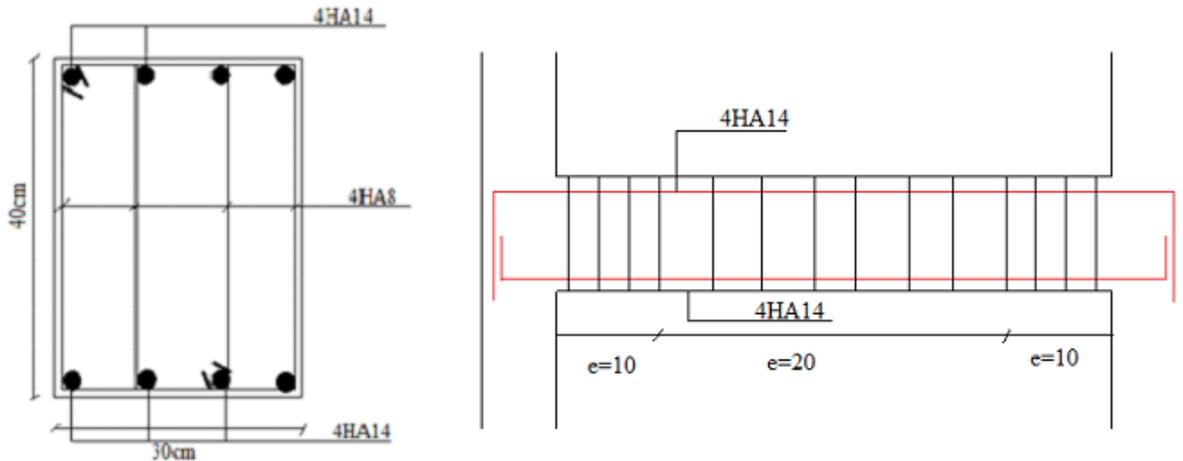
**Schéma de ferrailage :**

Figure IV.9 : schéma de ferrailage de la poutre palière

➤ **Conclusion :**

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux, après cette étude on conclut que :

- ✓ Pour les poteaux, les poutres et les voiles, les sollicitations adoptées pour le calcul de ferrailage sont extraites du logiciel Robot Structure Analysis.
- ✓ Les différents ferrillages adoptés pour les éléments structuraux respectent les recommandations du RPA99/2003 et du BAEL.

➤ Chapitre V :  
Etude de  
l'infrastructure.

## V1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol  $\Rightarrow$  fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux

$\Rightarrow$  fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

## V2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

## V3. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes:

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

## V4. Choix du type de fondation d'entre sol 2

### V4.1. Vérification de la semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_u$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du l'entre sol 2.

$$\frac{N_u}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

$N$  : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel ETABS 2016.  $N = 2450.91KN$

$S$  : Surface d'appuis de la semelle.  $S=A \times B$

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

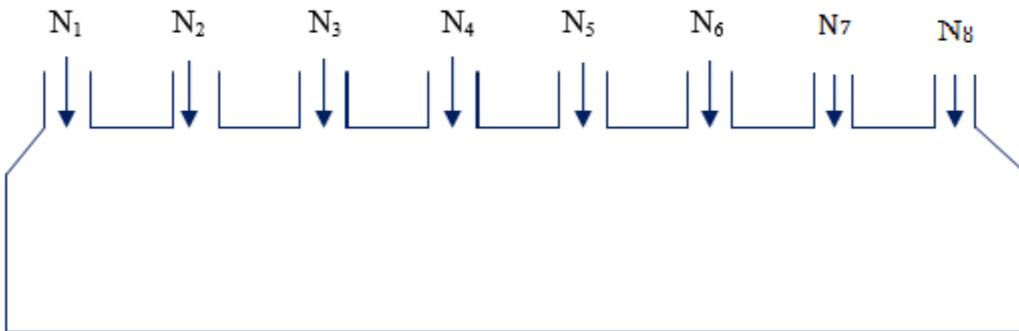
On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.55}{0.5} \times \frac{2450.91 \times 10^{-3}}{200}} \Rightarrow B \geq 3.67\text{m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1.6m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

**V4.2. Vérification de la semelle filante :**

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 6 poteaux.



**Figure V.1. Semelle filante**

La surface totale des semelles est donné par :

$$\overline{\sigma_{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$N_1 = 1027.38 \text{ KN}$

$N_2 = 1564.17 \text{ KN}$

$N_3 = 1567.79 \text{ KN}$

$N_4 = 2397.84 \text{ KN}$

$N_5 = 2450.91 \text{ KN}$

$N_6 = 1530.94 \text{ KN}$

$N_7 = 1550.00 \text{ KN}$

$N_8 = 1057.84 \text{ KN}$

$\sum_{i=1}^6 N_i = 13146.87 \text{ KN}$

$\Rightarrow B \geq \frac{13146.87}{200 \times 26.95} = 2.44\text{m}$

L'entraxe minimal des poteaux est de 1,6m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

### V4.3. Radier général :

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

#### ➤ Dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

#### – Condition de coffrage :

$h_t$  : hauteur des nervures ;

$h_r$  : hauteur de la dalle.

$L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{max} = 4.5 \text{ m}$ )

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = 30 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = 50 \text{ cm}$$

#### – Condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max}$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$$

**E** : module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ ,

**I** : inertie de la section du radier,

**K** : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 0.5 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ ,

**b** : la largeur de la semelle.

On a:  $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$  : inertie de la semelle

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot L_{max}^4 \cdot K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc :  $h_t \geq 31.5 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 50 \text{ cm}$

#### ➤ Calcul de la surface du radier :

$$S_{rad} \geq \frac{N'}{\sigma_{sol}} \quad \text{avec: } N' = N_s + P_{radier} + P_{nervure}$$

$$N_s = 13146.87 \text{ KN}$$

$$S_{rad}=S_{bat}= 26.95 \cdot 12=323.4m^2$$

⇒ On n'a pas besoin de débord.

➤ **Vérifications nécessaires :**

• **Vérification de la poussée hydrostatique :**

$$N = F.H.S.\gamma$$

Avec :

F : Coefficient de sécurité = 1.15

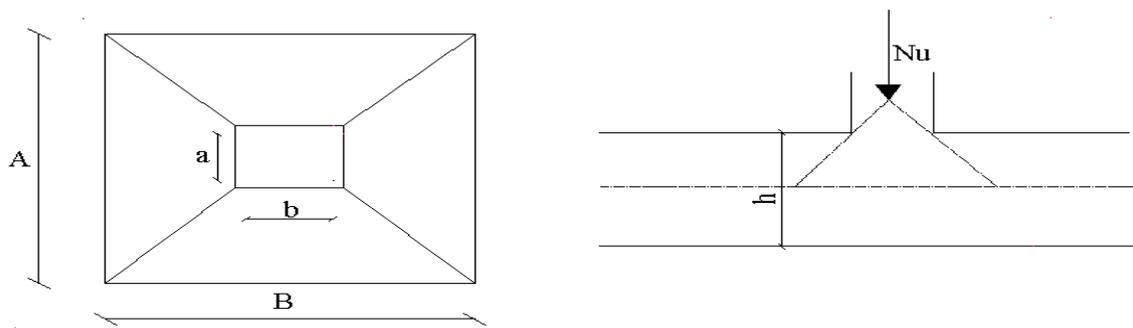
H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 1.5 m

S : surface totale du bâtiment = 323.4m<sup>2</sup>

γ : Poids volumique de l'eau =10kN/m<sup>3</sup>

$$N=1.5 \times 1.5 \times 323.4 \times 10=5578.65 \cdot 10^{-3} \text{ KN} < N_s=33.25\text{MPa. Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au poinçonnement :**



**Figure VI.2:** Schéma du poinçonnement

Il faut vérifier que :  $N_U \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  (BEAL, A.5.2.42)

$N_U$  : L'effort normal sur le poteau.

$U_c$  : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

Le poteau le plus sollicité est le poteau (65×70) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A+B)$

$$U_c = 2 \cdot (a+b+2ht) \rightarrow U_c=2 \cdot (0.5+0.55+2 \cdot 0.5)$$

On trouve :  $U_c = 4.1 \text{ m.}$

$N_d \leq 1.537 \text{ MN}$  non vérifier il ya un risque de poinçonnement en augment ht.

En prend :  $h_t = 0.7$

$N_d = 2450.91 \text{ KN} \leq 2.57 \text{ MN}$  condition vérifier

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$b = 1 \text{ m}$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2 \times S_{\text{rad}}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

$N_u$ : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_u = N + 1.35g_0 = 52553.46 + 1.35(25 \times 365.24 \times 0.3) = 56251.515 \text{ KN}$$

$$V_u \geq \frac{13145.87 \times 4.5 \times 1}{2 \times 323.4} = 91.46 \text{ KN}$$

$$d \geq 0.9 \times 0.7 = 0.63 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.145 \text{ MPA}$$

• **Vérification des contraintes dans le sol :**

**SENS X-X :**

$$\sigma_{1.2} = \frac{N'}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

$N$  : charges verticale transmise au sol

$g_0$  = poids propre du radier

$M_x, M_y$ : moments sismique a la base

On a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 3336.4 \text{ m}^4 \quad ; \quad X_G = 12.82 \text{ m}$$

$$I_y = 16313.2 \text{ m}^4 \quad ; \quad Y_G = 5.8 \text{ m}$$

$$M_x = 25.93 \text{ MN.m} \quad ; \quad M_y = 24.035 \text{ MN.m}$$

$$N_s = 33.252 \text{ mN}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x Y_G}{I_x} + \frac{33.252}{323.4} + \frac{25.937}{3336.4} \times 5.8 = 0.1479 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N'}{S_{rad}} - \frac{M_X Y_G}{I_X} = 0.0577 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.125 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{sol}} = 0.2 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte dans le sens x-x est vérifiée.

**SENS Y-Y :**

$$\sigma_{max} = \frac{N'}{S_{rad}} + \frac{M_Y X_G}{I_Y} = 0.1217 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N'}{S_{rad}} - \frac{M_X Y_G}{I_X} = 0.0839 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.112 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{sol}} = 0.2 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte dans le sens Y-Y est vérifiée.

• **vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le RPA99, on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

**SENS X-X :**

$$e = \frac{25.937}{33.252} = 0.78 \text{ m} < \frac{26.95}{4} = 6.737 \text{ m}$$

**SENS Y-Y :**

$$e = \frac{24.035}{33.252} = 0.72 \text{ m} < \frac{12}{4} = 3 \text{ m}$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

**V5. Ferrailage du radier:**

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

**a . Calcul des sollicitations :**

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x=3.30 \text{ m} \\ L_y=4.50\text{m} \end{array} \right.$$

$\rho = 0.95 > 0.4 \Rightarrow$  la dalle travail dans les deux sens

$$q_u = \frac{N_U}{S_{rad}}$$

$N_u$  : l'effort transmis aux fondations.

$$q_u = \frac{3865.95}{323.4} = 150.36 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\mu_x=0.0410$$

$$\mu_y=0.8875$$

Sens x-x :  $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 113.98 \text{ KN.m}$

Sens y-y :  $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 101.16 \text{ KN.m}$

Moment en travées :  $\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 85.48 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 75.87 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

Moment en appuis :  $M_{ax} = -0.5 \times M_{0x} = -56.99 \text{ KN.m}$

**b. ferrailage :**

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0,3) m<sup>2</sup>

En travée :  $A_{xmin} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times h$

$$A_{ymin} = \rho \times b \times h$$

En appui :  $A_{xmin} = A_{ymin} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

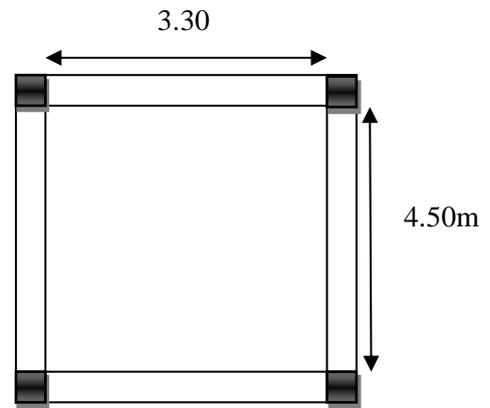


Figure VI.3. Schéma d'une dalle sur quatre appuis.

Tableau VI.1. Section d'armateur du radier

Localisation		M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres	St (cm)
travée	X-X	85.48	8.49	2.87	10.08	5HA16	20
	Y-Y	75.87	7.51	2.8	7.7	5HA14	20
Appui		-56.99	5.59	2.87	7.7	5HA14	20

## ➤ Vérification à l'ELS :

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$$N_s = 36081.75 \text{ KN}$$

$$q_s = 111.57 \text{ KN/m}^2$$

Les sollicitations dans le radier sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Sollicitation dans le radier

$\mu$	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)
$\mu_x=0.0483$	M <sub>0x</sub> =99.63	M <sub>tx</sub> =74.72	M <sub>ax</sub> = M <sub>ax</sub> =-49.81
$\mu_y=0.9236$	M <sub>0y</sub> =62.03	M <sub>ty</sub> =46.52	

## ❖ Vérification des contraintes :

Tableau VI.3. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M <sub>s</sub> KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
travée	X-X	74.72	8.14	9.02*10 <sup>4</sup>	6.14<15	Vérifiée	271.90>201.63	Non. Vérifiée
	Y-Y	46.52	7.249	7.24*10 <sup>4</sup>	4.65<15	Vérifiée	218.9>201.63	Non. Vérifiée
Appui		49.81	7.249	7.24*10 <sup>4</sup>	4.98<15	Vérifiée	234.44>201.63	Non. Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.4. Section d'armateur du radier à l'ELS

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ ( $10^{-2}$ )	$\alpha$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	N <sup>bre</sup> de barres
X-X	Appui	74.72	0.41	0.308	13.7	15.39	10HA14
Y-Y	Travée	46.52	0.25	0.248	8.38	11.31	10HA12
	Appui	49.81	0.27	0.256	9.00	11.31	10HA12

- **Vérification des espacements :**

Selon x-x :  $S_t = 10 < \min(3h_{rad}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Selon y-y :  $S_t = 10 < \min(4h_{rad}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

➤ **Schéma de Ferrailage du radier :**

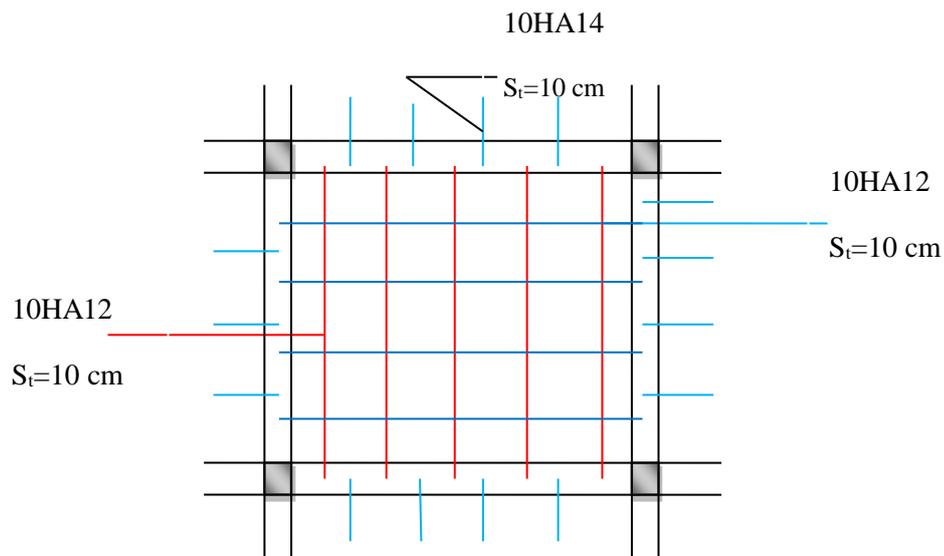


Figure VI.4. Schéma de ferrailage du radier

**Les poutres :**

$h_t = 70\text{cm}$  : hauteur de nervure

$h_r = 30\text{cm}$  : hauteur de radier

$q_u = 150.36\text{ KN/m}^2$

$d = h - 0.03 = 0.5 - 3 = 47\text{cm}$

$q_s = 111.57\text{ KN/m}^2$

$b_0 = 65\text{ cm}$

$S_{rad} = 323.47\text{m}^2$

Sens	Appuis	$M_u$ (KN*m)	$M_s$ (KN*m)	V (KN)
x-x	A	-47.39	-35.16	253.61
	B	-223.95	-166.17	-362.86
	C	-117.71	-87.34	242.58
	D	-189.63	-140.70	335.39
	E	-202.76	-150.45	-341.22
	F	-138.31	120.63	-276.67
	G	-120.69	-87.55	256.61
	H	-22.89	-16.99	-171.91
y-y	A	-63.45	-47.19	287.34
	B	-331.33	-245.86	-426.86
	C	-189.14	-140.34	-319.01
	D	-4.76	-3.56	47.76

Sens	travée	x	$M_{t_u}$ (KN*m)	$M_{t_s}$ (KN*m)
x-x	AB	1.68	213.88	158.70
	BC	1.67	-13.55	-10.05
	CD	1.61	77.97	57.85
	DE	2.23	184.43	136.85
	EF	2.06	116.24	86.25
	FG	1.46	23.28	17.27
	GH	1.70	98.28	72.92
y-y	AB	1.91	274.57	203.73

	BC	2.52	149.26	110.75
	CD	1.61	7.58	5.62

Les moments en appuis de rives :

$$x-x : M_a = -0.15 * M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$\text{Appui A : } L=4.10\text{m} \rightarrow M_0 = \frac{150.36 * 4.5^2}{8} = 315.94 \text{ KN*m}$$

$$\rightarrow M_{aA} = -47.39 \text{ KN*m}$$

$$\rightarrow M_{aH} = -22.89 \text{ KN*m}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_{aA} = -0.15 \left( \frac{qs * l^2}{8} \right) = -35.16 \text{ KN * m} \\ M_{aH} = -16.99 \text{ KN * m} \end{cases}$$

Sens y-y :

$$\text{ELU} \begin{cases} M_{aA} = -63.45 \text{ KN * m} \\ M_{aD} = -4.76 \text{ kn * m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_{aA} = -47.19 \text{ KN * m} \\ M_{aD} = -3.53 \text{ kn * m} \end{cases}$$

Sens		ELU	ELS	Vmax
x-x	App	-223.95	-166.17	-362.86
	Trav	213.88	158.70	-362.86
y-y	App	-331.33	245.19	287.34
	trav	274.57	203.73	287.34

- **Le ferrailage des nervures :**

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire (b\*h) en flexion simple

$$h = 50\text{cm}, \quad h_0 = 30\text{cm}, \quad b_0 = 65\text{cm}, \quad d = 47\text{cm}$$

Sens x-x :

$$\frac{b - b_0}{2} = \min \left( \frac{l_x}{10}; \frac{l_y \min}{2} \right) \rightarrow \min \left( \frac{4.5}{10}; \frac{1.3}{2} \right) = (0.45; 0.65)$$

$$\rightarrow b = (0.45 * 2) + 0.65 = 1.55 \text{m} \rightarrow b = 1.60 \text{m}$$

Sens y-y :

$$\frac{b - b_0}{2} = \min \left( \frac{l_x \min}{10}; \frac{l_y}{2} \right) \rightarrow \min \left( \frac{2.85}{10}; \frac{4.75}{2} \right) = (0.285; 2.375)$$

$$\rightarrow b = (0.285 * 2) + 0.65 \rightarrow b = 1.22 \text{m}$$

En prend  $b = 1.3 \text{m}$

**Tableau** : résumé des résultats de ferrailage des nervures

Sens	Localisation	$M_u$	$A_{calculer}$	$A_{min}$	$A_{adop}$	N <sup>b</sup> de barres
x-x	App	-223.95	14.54	9.08	15.71	5HA20
	Trav	213.88	13.37	9.08	15.71	5HA20
y-y	App	-331.33	22.25	7.37	24.54	5HA25
	trav	274.57	17.40	7.37	18.85	6HA20

**Les armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \left[ \min \frac{ht}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_{lmax} \right] = \left[ \min \frac{500}{35}, \frac{650}{10}, \Phi_{lmax} \right] \leq 14 \text{mm}$$

Alors :  $\Phi_t = 10 \text{mm}$  et  $A_t = 4 \Phi 10 = 3.14 \text{mm}$

**Vérification de l'effort tranchant :**

**Sens x-x :**

$$\tau_u = \frac{vu}{b*d} \leq \tau'_u = \min \left( \frac{0.15 f_c 28}{\gamma b}; 4 \text{MPa} \right) = 3.325 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.187 \text{MPa} \leq \tau'_u = 3.325 \text{MPa} \quad \text{pas de risque de rupture par cisaillement}$$

**Sens y-y :**

$$\tau_u = 0.94 \text{MPa} \leq \tau'_u = 3.325 \text{MPa} \quad \text{pas de risque de rupture par cisaillement}$$

**Tableau :** vérification des contraintes dans les nervures

Sens	localisation	M <sub>t</sub>	y	I	σ <sub>b</sub>	σ <sub>s</sub>
x-x	App	166.17	0.049290	0.000881	9.29	1189.48
	Trav	158.70	0.0434454	0.000687	10.02	1476.24
y-y	App	-245.19	0.0479435	0.000678	16.60	1761
	Trav	203.73	0.05463533	0.000867	15.35	1904

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées donc on doit recalculer les sections d'armature longitudinale à L' ELS.

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d * (1 - \frac{\alpha}{3}) \sigma_{ts}}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{90\beta(1-\alpha)}{3\alpha}}, \quad \beta = \frac{M_{ser}}{bd^2\sigma_{ts}}; \quad \sigma'_{s FN} = \min(\frac{2}{3f_e}; 110\sqrt{nftj})$$

$$\beta = \frac{166.17 * 10^{-3}}{1.6 * (0.47)^2 * 201.63} = 2.33 * 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90 * 2.33 * 10^{-3} * \frac{1-0.1}{3*0.1}} = 0.79$$

$$A_{ser} = \frac{166.17 * 10^{-3}}{0.47 * (1 - \frac{0.79}{3}) * 201.63} = 2.38 * 10^{-3} m^2$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau :** section d'armature des nervures à L' ELS

Sens	M <sub>s</sub> (KN*m)	B * 10 <sup>-3</sup>	α	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Nombre de barres
x-x	166.17	2.33	0.79	23.8	24.54	5HA25
	158.7	2.22	0.77	22.5	24.54	5HA25
y-y	245.19	4.23	1.06	40	40.21	5HA32
	203.73	3.51	0.97	31.7	40.21	5HA32

• Armature de peau :

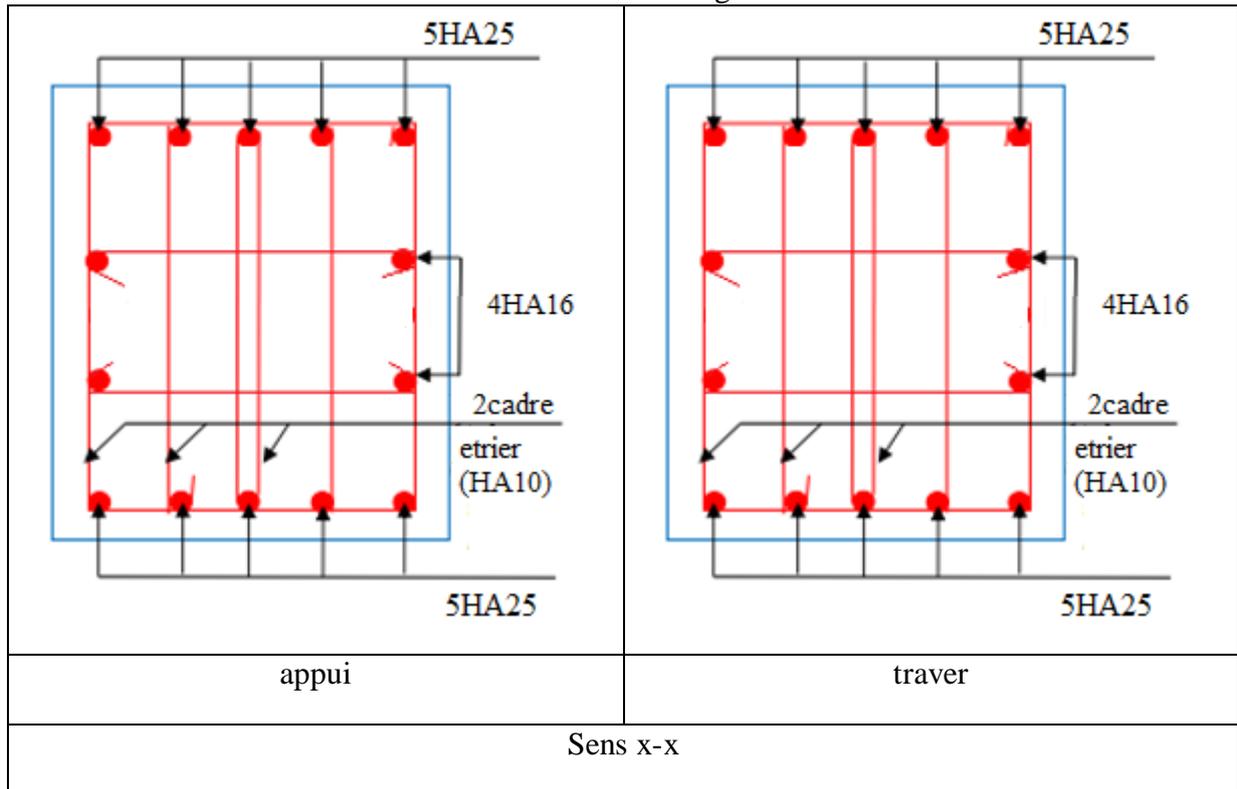
$A_p = 0.2\% (b_0 * h) = 0.002 * 50 * 65 = 6.5\text{cm}$  soit 4HA16=8.04cm

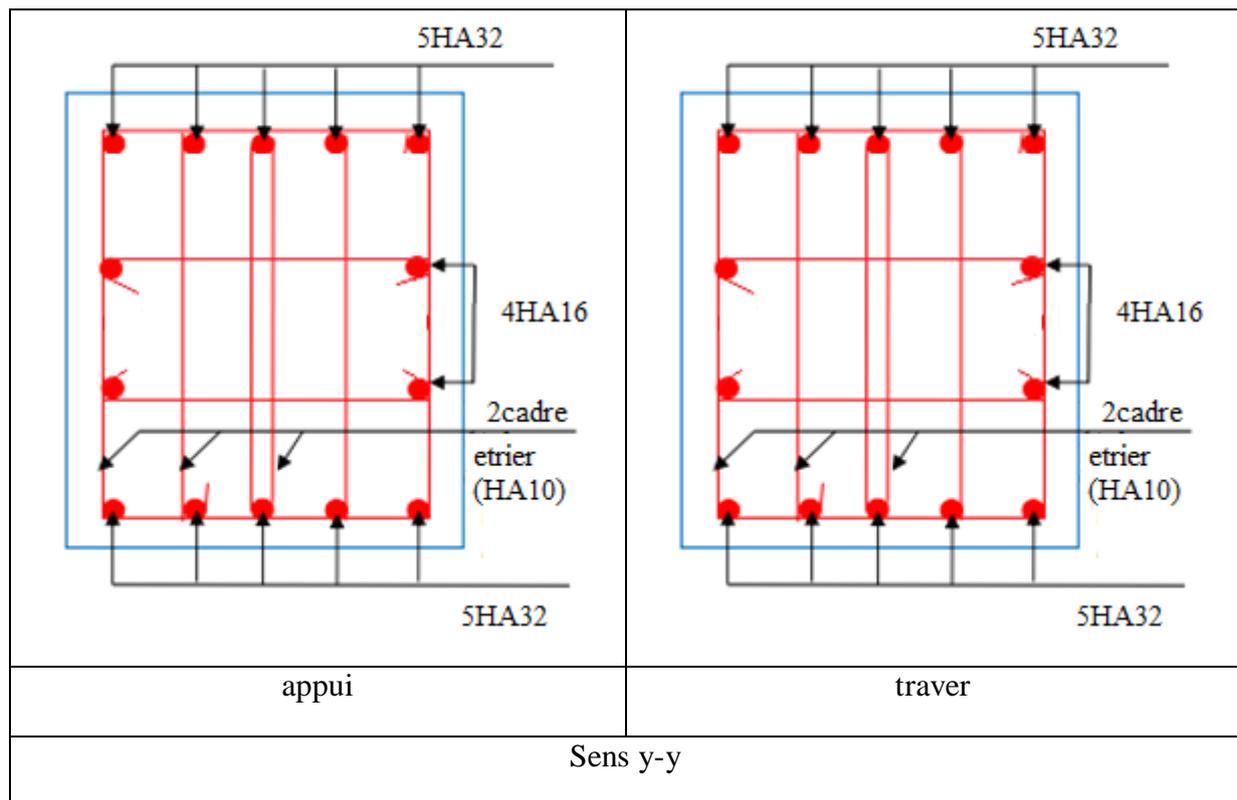
Vérification des espacements :

Selon x-x :  $st=15 \leq \min [2.5h_r ; 25\text{cm}] = 25\text{cm}$

Selon y-y :  $st=15 \leq \min [3h_r ; 33\text{cm}] = 33\text{cm}$

Tableau : ferrailage des nervures.





### ❖ Étude du Voile périphérique :

Selon le RPA99, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm
- Il doit contenir deux nappes d'armatures
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

#### • Les dimensions du voile périphérique

- La hauteur  $h=4,08$  m
- La longueur  $L=4.5$  m
- L'épaisseur  $e=0,2$  m

#### • Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique  $\gamma = 20$  kn/m<sup>2</sup>

- L'angle de frottement  $\Phi = 25$
- La cohésion  $c = 0,28$  bar.

• **Évaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis à :

- **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 4,08 \times 20 \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) - 2 \times 0,28 \times \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right)$$

$$G = 15,64 \text{ Kn} / m^2$$

- **La surcharge accidentelle**

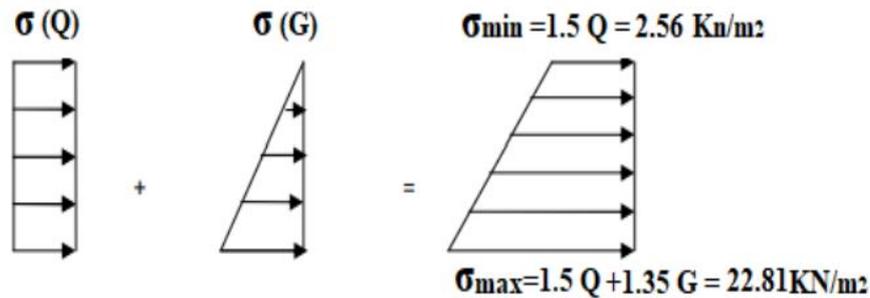
On a :  $q = 10 \text{ Kn} / m^2$

$$Q = q \times \left[ \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) \right]$$

$$Q = 1,8 \text{ Kn} / m^2$$

• **Ferraillage du voile périphérique**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations



$$\sigma_{MOY} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{min} = 1.5 * Q \rightarrow \sigma_{min} = 2,7 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1,35 G * 1,5 Q \rightarrow \sigma_{max} = 23,81 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_{MOY} = \frac{3*23,81+2,7}{4} = 18,53 \text{ kn/m}^2$$

Pour le ferraillage du mur on prend le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 4.3 \text{ m} / L_y = 4.5 \text{ m} / e = 20\text{cm} / b = 1\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,5}{5,05} = 0,95 > 0,4, \text{ le panneau travaille selon deux sens}$$

**ELU :  $\mu_x = 0.0410 / \mu_y = 0.8875$**

**ELS :  $\mu_x = 0.0483 / \mu_y = 0.9236$**

$$M_{ox} = \mu_x * q_u * L_x^2 \rightarrow M_{tx} = 0,85 * M_{ox}$$

$$M_{oy} = \mu_y * q_u * L_y^2 \rightarrow M_{ty} = 0,85 * M_{oy}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tab.VI.8 a : Résultats de ferrailage du voile périphérique**

Localisation	Sens	H (m)	B (m)	$\mu$ (x,y)	Mo (kn.m)	Mt (kn/m)	$\mu_{bu}$
Travée	XX	0,2	1	<b>0.0410</b>	14.04	11.83	0.0208
	YY	0,2	1	<b>0.8875</b>	12.28	10.43	0.0183
Appui	XX	0,2	1	<b>0.0483</b>	14.04	-7.02	0.0123

**Tab.VI.9 b: Résultats de ferrailage du voile périphérique**

Localisation	Sens	$\alpha$ (m)	Z (m)	Amin (cm <sup>2</sup> )	Acal (cm <sup>2</sup> )	choix
Travée	XX	0,026	0,198	2	1,71	4HA12
	YY	0,023	0,198	2	1,51	4HA12
Appui	XX	0,0154	0,199	2	1,01	4HA12

Avec : Amin=0.1%\*b\*h..... **RPA/2003. (Art.10.1.2)**

**Espacements :**

Sens x-x : St min (2 e ; 25cm ; 100/4) =25cm St=25cm.

Sens-y-y : St min (2 e ; 25cm ; 100/4) =25cm St=25cm

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_u = \min(0.1 \cdot f_{c28} ; 3 \text{ mpa}) = 1.25 \text{ Mpa}$$

$$V_x = q_u \cdot \frac{l_x}{2} \cdot \frac{l_y^4}{L_x^4 \cdot l_y^4} = 0,02172 \text{ MN}$$

$$V_y = q_u \cdot \frac{l_y}{2} \cdot \frac{l_x^4}{L_x^4 \cdot l_y^4} = 0,0329 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{0,02172}{1 \cdot 0,15} = 0,14 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{0,0329}{1 \cdot 0,15} = 0,22 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,14 \text{ Mpa} < 1.25 \text{ Mpa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

- Vérification à L'ELS

$$\sigma_{min} = Q = 1,8 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 17,44 \text{ MPA}$$

- Vérification des contraintes

Tab.VI.10 : Vérification des contraintes

Localisation	Sens	H (m)	B (m)	$\mu$ (x,y)	Mo (kn.m)	Mt (kn/m)	Y (m)	I* $10^{-4}$ ( $m^4$ )	$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}'$	$\sigma_s < \sigma_s'$	obs
Travée	XX	0,2	1	0.0483	16.54	9.27	0.0322	1,2352	2.83 < 15	108 ≤ 159	C.V
	YY	0,2	1	0.9236	22,76	7.635	0,034	1.33	2.1 < 15	128 ≤ 159	C.V
Appui	XX	0,2	1	0.0483	13,05	9.06	0,0388	1.033	2.85 < 15	146 ≤ 159	C.V

- Schéma de ferrailage du voile périphérique :

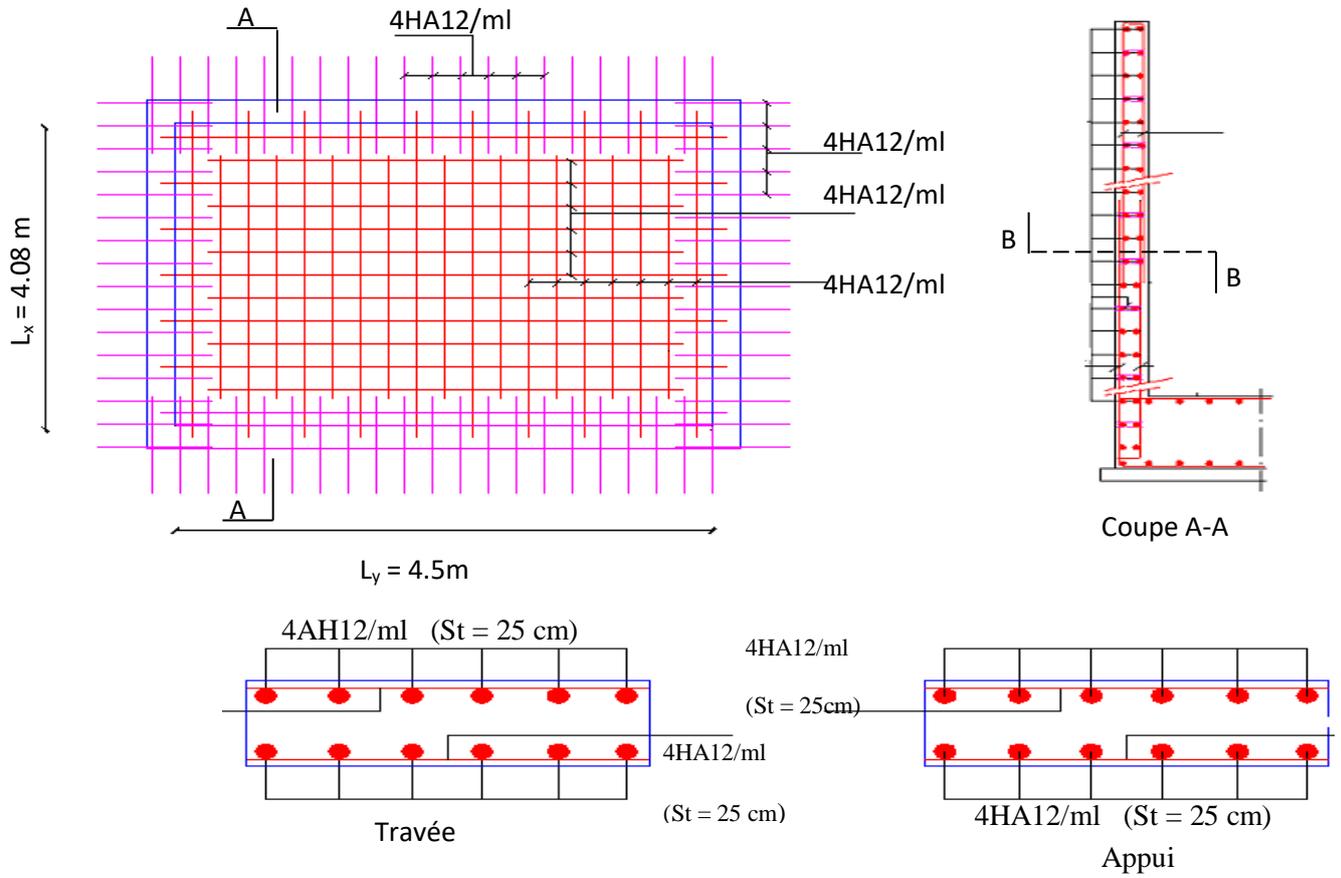


Figure VI.16 : Schéma de ferrailage du voile Périphérique

## CONCLUSION GENERALE

## Conclusion générale

L'étude de notre projet fut tout d'abord une très bonne expérience avant le début de la vie professionnelle, et nous a permis d'acquérir de nouvelles connaissances concernant notre domaine d'une part, et d'une autre part d'analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Tout en respectant le règlement exigé. Le point important tirés de cette étude est :

- veut dire qu'il faut se baser sur la sécurité pour garantir la stabilité de l'ouvrage, tout en assurant l'économie.
- Une connaissance parfaite de logiciel de modélisation ETABS V16 est indispensable afin d'arriver à avoir une structure antisismique.
- L'aspect architectural du bâtiment est le premier obstacle que nous avons rencontré, et ce dernier influe directement sur le comportement de la structure vis-à-vis les effets extérieurs, tel que le séisme. Ainsi que le décrochement de la structure à son tour aussi a causé des difficultés pendant les dispositions des voiles. Ce qui nécessite une intervention d'un ingénieur en Génie civil.
- L'étude de la modélisation de notre structure, nous a conduits à aboutir un système mixte tout en vérifiant les interactions entre les voiles et les portiques vis-à-vis les charges verticales et horizontales.
- Pendant l'étude des éléments structuraux, on a constaté que le ferrailage du RPA est le plus défavorable pendant le ferrailage des poteaux.
- Afin d'éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, on doit vérifier les moments résistants au niveau des zones nodales.
- Pendant l'étude de l'infrastructure, le radier est le type de fondations choisi.

Après l'étude faite concernant la conception parasismique, il est indispensable que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en collaboration pendant toute la période de réalisation, sans

Oublier de souligner l'importance de qualité des matériaux choisis, et leur mise en œuvre.

# BIBLIOGRAPHIEQUE

## ***Bibliographie***

- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
  
- ❖ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 99).
  
- ❖ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
  
- ❖ Document technique réglementaire (D.T.R),charges et surcharges d'exploitations.

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

## ***Logiciels***

- ❖ Etabs V2016.
- ❖ AUTO-CAD V2014.
- ❖ EXCEL 2016.
- ❖ WORD 2016.

# ANNEXES

**Annexe I**

**Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour**

$\rho_x$ $= \frac{l_x}{l_y}$	$u = 0$		$u = 0.20$		$\rho_x$ $= \frac{l_x}{l_y}$	$u = 0$		$u = 0.20$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1094	0.250	0.1115	0.293	0.70	0.0683	0.436	0.0743	0.585
0.41	0.1078	0.250	0.1100	0.301	0.71	0.0670	0.450	0.0731	0.596
0.42	0.1062	0.250	0.1086	0.309	0.72	0.0658	0.464	0.0719	0.608
0.43	0.1047	0.250	0.1072	0.317	0.73	0.0646	0.479	0.0708	0.620
0.44	0.1032	0.250	0.1059	0.325	0.74	0.0634	0.494	0.0696	0.632
0.45	0.1017	0.250	0.1046	0.333	0.75	0.0622	0.509	0.0685	0.644
0.46	0.1002	0.250	0.1032	0.341	0.76	0.0610	0.525	0.0674	0.657
0.47	0.0988	0.250	0.1019	0.349	0.77	0.0598	0.542	0.0663	0.670
0.48	0.0974	0.250	0.1006	0.357	0.78	0.0587	0.559	0.0652	0.683
0.49	0.0960	0.250	0.0993	0.365	0.79	0.0576	0.577	0.0642	0.696
0.50	0.0946	0.250	0.0981	0.373	0.80	0.0565	0.595	0.0632	0.710
0.51	0.0932	0.250	0.0969	0.382	0.81	0.0553	0.613	0.0621	0.723
0.52	0.0918	0.250	0.0957	0.391	0.82	0.0542	0.631	0.0610	0.737
0.53	0.0905	0.250	0.0945	0.400	0.83	0.0531	0.649	0.0600	0.750
0.54	0.0892	0.250	0.0933	0.410	0.84	0.0520	0.667	0.0589	0.764
0.55	0.0879	0.250	0.0921	0.420	0.85	0.0509	0.685	0.0579	0.778
0.56	0.0855	0.253	0.0909	0.431	0.86	0.0498	0.693	0.0569	0.791
0.57	0.0852	0.266	0.0897	0.442	0.87	0.0488	0.721	0.0559	0.804
0.58	0.0838	0.279	0.0885	0.453	0.88	0.0478	0.740	0.0549	0.818
0.59	0.0825	0.192	0.0873	0.465	0.89	0.0468	0.759	0.0539	0.832
0.60	0.0812	0.305	0.0861	0.476	0.90	0.0458	0.778	0.0529	0.846
0.61	0.0798	0.317	0.0849	0.487	0.91	0.0448	0.798	0.0519	0.861
0.62	0.0785	0.330	0.0837	0.497	0.92	0.0438	0.819	0.0510	0.875
0.63	0.0772	0.343	0.0825	0.508	0.93	0.0428	0.841	0.0500	0.891
0.64	0.0759	0.356	0.0813	0.519	0.94	0.0419	0.864	0.0491	0.906
0.65	0.0746	0.369	0.0801	0.530	0.95	0.0410	0.888	0.0483	0.923
0.66	0.0733	0.382	0.0789	0.541	0.96	0.0401	0.911	0.0475	0.939
0.67	0.0720	0.395	0.0777	0.552	0.97	0.0393	0.934	0.0467	0.954
0.68	0.0707	0.408	0.0766	0.563	0.98	0.0385	0.956	0.0459	0.970
0.69	0.0695	0.422	0.0754	0.574	0.99	0.0377	0.978	0.0451	0.985
					1	0.0368	1.000	0.0442	1.000

# Annexe II

### Caractéristiques générales

<p>Élévation : en simplex pour les dispositions en barrière, consulter le table T31</p> <p>Nombre de faces de service : simple accès</p> <p>Distance min entre niveaux : 255 cm</p>	<p>Alimentation : collective (à sensibilité sélective, à analyse permanente de trafic, à ouverture centrale trafic intense)</p>
---	---

Hauteur sous dalle (2)	HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN		
		largeur BO	prof. TO	hauteur HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	local des machines	
						In	Id	In	Id			DM	PM
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	390	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	3500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	3500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	92	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	480	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
520		260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33000	13000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	>40	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	36000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540		260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	18000	5000
590		260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000

☐ : n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le contexte d'un document général. Consulter les fiches techniques à très hautes performances. Il est vivement conseillé de prendre contact avec votre Coordinateur Schneider submergé.



*Annexe III*

**Table de PIGEAUD**

**M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u * v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension  $Lx * Ly$**

**Avec  $Lx < Ly$ .**

		<b>u/lx</b>											
		<b>v/ly</b>	<b>0.0</b>	<b>0.1</b>	<b>0.2</b>	<b>0.3</b>	<b>0.4</b>	<b>0.5</b>	<b>0.6</b>	<b>0.7</b>	<b>0.8</b>	<b>0.9</b>	<b>1.0</b>
<b>Valeur de M<sub>1</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.302	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	<b>0.1</b>		0.260	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	<b>0.2</b>		0.227	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	<b>0.3</b>		0.202	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	<b>0.4</b>		0.181	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	<b>0.5</b>		0.161	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	<b>0.6</b>		0.144	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	<b>0.7</b>		0.132	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	<b>0.8</b>		0.122	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	<b>0.9</b>		0.112	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	<b>1.0</b>			0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.253	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	<b>0.1</b>		0.202	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	<b>0.2</b>		0.167	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	<b>0.3</b>		0.143	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	<b>0.4</b>		0.128	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	<b>0.5</b>		0.114	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	<b>0.6</b>		0.102	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	<b>0.7</b>		0.09	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	<b>0.8</b>		0.081	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	<b>0.9</b>		0.073	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	<b>1.0</b>			0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

**Tableau des Armatures (en cm<sup>2</sup>)**

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33