



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 de Cycle**

En Vue d'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil  
Option : Structures

### **Thème**

**Etude d'un bâtiment (Rez-de-chaussée +08 étages) en  
béton armé à usage d'habitation contreventé par un  
système mixte (Voiles – Portiques)**

**Encadré par :**

Mr.Oudni Nasr Eddine

**Présenté par :**

FELKAI Djiba

Chena Adel

**Membres de jury:**

M<sup>r</sup>: R.Attal

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



*Année universitaire*  
*2021/2022*

## **Remerciements**

Nous remercions tout d'abord DIEU tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté pour élaborer et finir à temps ce modeste travail.

Nous remercions à voix vive l'ensemble des membres de jury M<sup>r</sup>.Attal et M<sup>me</sup> Djerroud, qui ont accepté d'examiner et de juger ce travail.

On tient à exprimer nos remerciements les plus distingués à notre encadreur monsieur OUDNI.N de nous avoir fait l'honneur d'assurer l'encadrement de notre travail, pour son suivi et sa disponibilité tout le long de la réalisation de ce projet.

On tient aussi à montrer notre gratitude envers l'école de formation LYDI CAD, spécifiquement madame Atroune pour son aide et son soutien pendant l'exécution de ce projet.

Nous tenons également à remercier nos parents et nos familles pour leur contribution et leur soutien et sans oublier nos amis (es) et toute personne qui a contribué de près ou de loin à la réalisation de cette recherche.

**Djiba & Adel**

## Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, et mère qui a été à mes côtés et qui m'a soutenu durant toute ma vie, merci du fond du cœur pour votre foi en moi.*

*A mes deux petits frères Rayane et Midou .*

*A monsieur « Oudni » pour son aide et sa disponibilité ;*

*Enfin, je remercie mon ami mon binôme « C. Adel »*

*FELKAI DJIBA*

## Dédicace

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail*

*A ceux que j'aime infiniment*

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments*

*Les plus pénibles de ce long.*

*A toute Ma chère famille*

*Monsieur « Oudni »*

*Madame « Atroune »*

*A mon binôme f. DJIBA*

*Tous mes amis sans exception*

*A toute la promotion 2021-2022*

*Chena Adel*

## Table de matière

---

### Chapitre I Généralités

I.1 : Introduction .....	1
I.2 : Présentation de l'ouvrage .....	1
I.3 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	1
I.4 : Éléments de l'ouvrage .....	2
I.5 : Les reglements utilises .....	3
I.6 : Les programmes et logiciels utilisé.....	3
I.7 : Caracteristiques mecaniques des materiaux .....	3

### Chapitre II Pré Dimensionnement Des Eléments

Pré dimensionnement Des Eléments.....	10
II.1 : Introduction .....	10
II.2 : Pré dimensionnement des éléments secondaires .....	10
II.2.1 : Les planchers .....	11
II.2.2 : Pré dimensionnement des poutres .....	12
II.2.3 : Pré dimensionnement des dalles .....	12
II.2.4 : Pré dimensionnement des escaliers .....	14
II.2.5 : Acrotère.....	16
II.3.2: Pré dimensionnement des voiles .....	17
II.3.3 : Pré dimensionnement des poteaux.....	18
II.4 : Evaluation des charges et surcharges.....	18
II.5 : La descente de charge .....	21
II.3 :Conclusions .....	27

### Chapitre III Etude Des Eléments Secondaires

III.1 : Introduction .....	29
III.2 : Etude Des Planchers .....	29
III.2.1 : Planchers Corps Creux .....	29
III.2.1.2 : Type de poutrelles .....	31
III.2.2 : Etude des dalles pleines .....	42
III.3 : Etude de l'escalier.....	50
III.3.2 : Etude de la Poutre palière.....	53
III.4: Etude de la poutre de chainage :.....	56
III.5 : Etudes de l'acrotère .....	59
III.7 : Conclusion.....	67

## Table de matière

---

### Chapitre IV Etude Dynamique

IV.1 : Introduction .....	70
IV.2 : Modélisation .....	70
IV.3 : Méthodes de calcul .....	70
IV.4 : Analyse de la structure après modélisation .....	76
IV.5 Les vérifications exigées par le RPA 99/2003 .....	78
Conclusion.....	85

### Chapitre V Etude Des Elément Structuraux

V.1 : Introduction .....	87
V.2 : Etude des poteaux .....	87
V.2.1 : Recommandations : .....	87
V.2.2 : Sollicitations de calcul.....	89
V.2.3 : Calcul du ferrailage .....	90
V.3 : Etude des poutres .....	95
V.3.1 : Recommandation du RPA99/Version2003 .....	96
V.3.2 : Sollicitation et ferrailage des poutres .....	98
V.3.3 : Vérification de la zone nodale .....	102
V.5 : Etude des voiles .....	105
V.5.1 : Introduction .....	105
V.5.2 : Recommandation du RPA99/V2003 .....	105
V.5.3 : Sollicitations et ferrailage des voiles .....	106
V.6 : Conclusion .....	110

### Chapitre VI Etude De L'infrastructure

VI.1 : Introduction .....	112
VI.2 : Choix du type de fondation .....	112
VI.2.1 : Vérification de la semelle isolée .....	113
VI.2.2 : Vérification de la semelle filante .....	113
VI.3. Étude des semelles filantes Croise de deux sens .....	115
VI.3.1 : Sens X-X.....	115
VI.3.2 : Sens Y-Y .....	116
VI.4 : Les vérifications nécessaire .....	116
VI.4.1 : Sens X-X.....	116

## Table de matière

---

1) Vérification des contraintes dans le sol.....	116
2) Vérification au poinçonnement .....	116
3) vérification à la stabilité au renversement .....	117
VI.4.2 : Sens Y-Y.....	117
a) Vérification des contraintes dans le sol .....	117
b) Vérification au poinçonnement .....	117
c) Vérification à la stabilité au renversement .....	117
VI.5 : Ferrailage de la semelle filante.....	118
VI.5.1 Sens X-X .....	118
VI.5.2 : Sens Y-Y .....	119
VI.6 <i>Étude des poutres de rigidité</i> .....	120
VI.6.1 : Sens X-X.....	120
a) Définition .....	120
b) Dimensionnement.....	121
c) Calcul des charges agissantes sur la poutre de rigidité.....	121
d) Calcul des Sollicitation d'une poutre rigidité.....	122
e) Ferrailage de la poutre rigidité .....	122
f) .Les armatures transversales : .....	123
VI.6.2 : sens Y-Y .....	123
A) Dimensionnement.....	123
B) Méthode de calcul .....	123
C) .Les armatures transversales .....	124
D) Ferrailage de la poutre rigidité.....	124
VI.7: les longrines .....	124
VI.7.1:Dimensionnement.....	124
VI.7.2:Ferrailage des longrines .....	125
VI.7.3 : Schéma de ferrailage .....	125
VI .8. Étude de voile de Périphérique .....	126
VI.9 : Conclusion.....	129

## Liste des Tableaux

### CHAPITRE I

<b>Tableau I.1</b> : le différent module d'élasticités.....	05
<b>Tableau I.2</b> : Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés.....	06
<b>Tableau I.3</b> :Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	08

### CHAPITRE II

<b>Tableaux II.1</b> .Différents types de dalles pleine.....	13
<b>Tableaux II.2</b> .Différent schéma statique de l'escalier.....	14
<b>Tableau II.3</b> Pré dimensionnement des poteaux.....	17
<b>Tableau II.4</b> Evaluation des charges dans le plancher CC terrasse inaccessible.....	18
<b>Tableau II.5</b> Evaluation des charges dans le plancher CC étage courant.....	18
<b>Tableau II.6</b> Evaluation des charges dans le plancher DP terrasse inaccessible.....	18
<b>Tableau II.7</b> Evaluation des charges dans le plancher DP étage courant.....	19
<b>Tableau II.8</b> Evaluation des charges dans la volée.....	19
<b>Tableau II.9</b> .Evaluation des charges dans le palier.....	19
<b>Tableau II.10</b> Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	20
<b>Tableau II.11</b> Surface revenant au poteau <b>E02</b> .....	20
<b>Tableau II.12</b> Descente de charge pour le poteau E02.....	23
<b>Tableau II.13</b> Vérification des poteaux a la compression simple.....	24
<b>Tableau II.14</b> Vérification au flambement des poteaux.....	25
<b>Tableau II.15</b> Vérification à l'exigence de RPA pour les poteaux.....	26

### CHAPITRE III

<b>Tableau. III.1</b> : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	30
<b>Tableau III.2</b> : Choix des méthodes de calculs des différentes poutrelles.....	31
<b>Tableau III.3</b> : Les résultats de sollicitations maximum de type 1.....	33
<b>Tableau III.4</b> : Les sollicitations maximales Pour étage.....	33
<b>Tableau III.5</b> : Les sollicitations maximales Pour terrasse inaccessible.....	33
<b>Tableau III.6</b> : Les sollicitations maximales pour ferrailage.....	33
<b>Tableau III.7</b> : résultats du ferrailage Terrasse inaccessible.....	35
<b>Tableau III.8</b> : Vérifications nécessaires à l'ELU de terrasse inaccessible.....	40
<b>Tableau III.9</b> : Vérifications de la flèche à l'ELS des différents niveaux.....	40
<b>Tableau III.10</b> : Vérifications de la flèche à l'ELS après l'augmentation.....	41

## Liste des Tableaux

<b>Tableau III.12</b> : Calcul du ferrailage à ELU de D1.....	43
<b>Tableau III.13</b> : Calcul de l'effort tranchant de D1.....	43
<b>Tableau III.14</b> : Vérification a ELS de D1.....	44
<b>Tableau III.15</b> : Calculs de ferrailage à l'ELU dans le panneau DP3.....	45
<b>Tableau III.16</b> : Calcul de l'effort tranchant de D3.....	45
<b>Tableau III.17</b> : Vérification a ELS de D3.....	45
<b>Tableau III.18</b> : Calculs de ferrailage à l'ELU dans le panneau DP2.....	46
<b>Tableau III.19</b> : Calcul de l'effort tranchant de DP2.....	46
<b>Tableau III.20</b> : Vérification a ELS de D2.....	46
<b>Tableau III.21</b> : Sollicitations maximales dans les différentes dalles pleines.....	47
<b>Tableau III.22</b> : Calcul de ferrailage a l'ELU dans les différentes dalles pleines.....	47
<b>Tableau III.23</b> : Vérification de l'effort tranchant dans les différentes dalles pleines.....	47
<b>Tableau III.24</b> : vérifications des contraintes à l'ELS des différents panneaux.....	48
<b>Tableau III.25</b> : Vérification de la flèche dans les différents panneaux.....	48
<b>Tableau III.26</b> : résultats du calcul des différentes flèches non vérifié.....	48
<b>Tableau III.27</b> : Les Sollicitation dans l'escalier. ....	50
<b>Tableau III.28</b> : Ferrailage de l'escalier.....	50
<b>Tableau III.29</b> : Vérifications de contraintes à l'ELS de l'escalier.....	51
<b>Tableau III.30</b> : Vérifications de la flèche de l'escalier.....	52
<b>Tableau III.31</b> : Calculs des sollicitations.....	53
<b>Tableau III.32</b> : Calcul de ferrailage a l'ELU de la poutre palier.....	53
<b>Tableau III.33</b> : Ferrailage global.....	55
<b>Tableau III.34</b> : Vérification de la contrainte à l'ELS de la poutre palier.....	55
<b>Tableau III.35</b> : ferrailage à l'ELU poutre de chaînage.....	56
<b>Tableau III.36</b> : Calcul de ferrailage et vérification nécessaire Poutre de chaînage.....	57
<b>Tableau III.37</b> : vérification la flèche Poutre de chaînage.....	57
<b>Tableau III.38</b> : Les moments engendrés par les efforts normaux.....	59
<b>Tableau III.39</b> : Les différent combinaisons a utilisé.....	59
<b>Tableau III.40</b> : Le ferrailage de la dalle de local des machines.....	64
<b>Tableau III.41</b> : La vérification des contraintes.....	66
<b>Tableau III.42</b> : Vérification de la flèche.....	66

## Liste des Tableaux

### CHAPITRE IV

<b>Tableau IV.1</b> : Valeurs des pénalités $Pq$ .....	72
<b>Tableau IV.2</b> : comment choisir la période de calcul $V_{MSE}$	
<b>Tableau IV. 3</b> : Périodes et factures da participation massique modaux.....	76
<b>Tableau. IV.4</b> :L'effort tranchant à la base.....	78
<b>Tableau IV.5</b> : Vérification de l'effort normal réduit.....	79
<b>Tableau IV.6</b> : Vérification de l'effort normal réduit après augmentation.....	79
<b>Tableau IV.7</b> : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	78
<b>Tableau. IV. 8</b> : Caractéristiques Massique de la Structure .....	80
<b>Tableau. IV. 9</b> : L'excentricité Accidentelle des Étages.....	80
<b>Tableau IV.10</b> : Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	81
<b>Tableau IV.11</b> : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	81
<b>Tableau IV.12</b> : Vérification des déplacements relatifs.....	82
<b>Tableau IV 13</b> : Vérification de Vérification à L'effet P- $\Delta$ .....	83
<b>Tableau IV.14</b> : le moment de renversement.....	84

### CHAPITRE V

<b>Tableau V.1</b> Section des poteaux.....	87
<b>Tableau V.2</b> : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA.....	88
<b>Tableau V.3</b> : Sollicitations dans les poteaux.....	90
<b>Tableau V.4</b> : Les Armatures longitudinale dans les poteaux.....	90
<b>Tableau V.5</b> : Armatures transversales des poteaux.....	91
<b>Tableau V.6</b> : Vérification du flambement des poteaux.....	92
<b>Tableau V.7</b> : Vérification des contraintes dans le béton.....	93
<b>Tableau V.8</b> : Vérification des sollicitations tangentes.....	93
<b>Tableau V.9</b> : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA.....	97
<b>Tableau V.10</b> : Ferrailage des poutres.....	98
<b>Tableau V.11</b> : Vérification de l'effort tranchant.....	100

## Liste des Tableaux

<b>Tableau V.12</b> Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant.....	100
<b>Tableau V.13</b> : Vérification de la contrainte limite de béton.....	101
<b>Tableau V.14</b> : Moment résistant dans les poteaux.....	103
<b>Tableau V.15</b> : Moment résistant dans les poutres.....	104
<b>Tableau V.16</b> Vérification de la zone nodale dans différent étage.....	104
<b>Tableau V.17</b> : Résultats de ferrailage du voile V1.....	108
<b>Tableau V.18</b> : Résultats de ferrailage du voile V2.....	109
<b>CHAPITRE VI</b>	
<b>Tableau VI.1</b> Les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.....	114
<b>Tableau VI.2</b> : dimensionnement de la semelle.....	116
<b>Tableau VI.3</b> : Vérification des contraintes dans le sol.....	117
<b>Tableau VI.4</b> Moment en appuis.....	122
<b>Tableau VI.5</b> Moment en Travée.....	122
<b>Tableau VI.6</b> : Sollicitation et Ferrailage de la poutre de rigidité.....	122
<b>Tableau VI.7</b> : Sollicitation et Ferrailage de la poutre de rigidité.....	124
<b>Tableau VI.8</b> Calcul du ferrailage à ELU .....	127
<b>Tableau VI.9</b> Calcul de l'effort tranchante.....	128
<b>Tableau VI.10</b> Vérifications des contraintes dans le voile périphérique.....	129

## Liste des Figures

### CHAPITRE I

<b>Figure I.1</b> : Plan de façade de la structure .....	01
<b>Figure I.2</b> : Diagramme contraintes-déformation.....	06

### CHAPITRE II

<b>Figure I.3</b> : Contrainte limite ultime d'élasticité .....	07
<b>Figure II.1</b> : Schéma de la disposition des poutrelles du plancher RDC.....	09
<b>Figure II.2</b> : Schéma de la disposition des poutrelles du plancher des étages courants.....	10
<b>Figure II.3</b> : Dalle à corps creux.....	10
<b>Figure II.4</b> : Poutre section en T.....	11
<b>Figure II.5</b> : Schéma des éléments de l'escalier.....	13
<b>Figure II.6</b> Vue en plan de l'acrotère.....	15
<b>Figure II.7</b> Vue en plan d'un voile.....	16

### CHAPITRE III

<b>Figure III.2</b> : Schéma statique de déferont types des poutrelles.....	30
<b>Figure III.2</b> : Schéma statique de la poutrelle type 1.....	31
<b>Figure III.3</b> : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	41
<b>Figure III.4</b> : Schéma des trois dalles illustratif.....	43
<b>Figure III.5</b> :Schéma de ferrailage différent types des dalles pleines.....	49
<b>Figure III.6</b> : Schéma statique de l'escalier d'habitation.....	49
<b>Figure III.7</b> : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	52
<b>Figure III.8</b> : Schéma statique poutre palière.....	52
<b>Figure III.9</b> : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	55
<b>Figure III.10</b> : Schéma statique poutre de chaînage .....	56
<b>Figure III.11</b> : Schéma de ferrailage de la poutre chaînage.....	58
<b>Figure III.12</b> : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	12

### CHAPITRE IV

<b>Figure IV.1</b> : L'interface du logiciel utilisée.....	70
<b>Figure IV.2</b> : Spectre de calcul.....	75
<b>Figure IV. 3</b> : disposition des voiles.....	76
<b>Figure IV.4</b> : (Mode 1) Translation suivant l'axe y-y.....	77
<b>Figure IV.5</b> : (Mode 2) Translation suivant l'axe x-x.....	77
<b>Figure IV.6</b> : (Mode 3) Torsion suivant l'axe z-z.....	78

## Liste des Figures

### CHAPITRE V

<b>Figure V.1</b> Schéma de la convention des signes des efforts et des moments.....	87
<b>Figure V.2</b> zone nodale.....	89
<b>Figure V.3</b> : Section d'un poteau.....	92
<b>Figure V.4</b> : schéma de ferrailage des poteaux.....	95
<b>Figure V.5</b> : Dispositions constructives des portiques.....	98
<b>Figure V.6</b> : La zone nodale.....	103
<b>Figure V.7</b> : Schéma de ferrailage des poutres Principale.....	104
<b>Figure V.8</b> : Schéma de ferrailage des poutres Secondaire.....	104
<b>Figure V.9</b> disposition des armatures dans les voiles.....	106
<b>Figure. V.10</b> : Schéma d'un voile.....	107
<b>Figure. V.11</b> : Schéma de ferrailage du voile RDC.....	110

### CHAPITRE VI

<b>Figure VI.1</b> : Schéma de la semelle isolée.....	113
<b>Figure VI. 2</b> Les différentes files des semelles filantes.....	114
<b>Figure VI. 3</b> Semelle filante centrale.....	114
<b>Figure VI.4</b> Schéma de ferrailage d'une semelle filante sous poteau.....	118
<b>Figure VI.5:</b> Schéma d'une semelle filante.....	118
<b>Figure VI.6:</b> Schéma statique d'une poutre a deux travées.....	119
<b>Figure VI.7:</b> Schéma statique d'une poutre de rigidité.....	120
<b>Figure VI.8.</b> Schéma de ferrailage des semelles filantes et des poutres de rigidité.....	121
<b>Figure.VI.9</b> Les moment fléchissant de la poutre rigidité .....	124
<b>Figure.VI.10.</b> Schéma de ferrailage des semelles filantes et des poutres de rigidité.....	124
<b>Figure VI.11</b> Schéma de ferrailage des longrines.....	126
<b>Fig. VI.13.</b> Diagramme des contraintes.....	126
<b>Figure VI.14</b> Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	129

## Liste des Figures

# INDEXE

## Notations

La signification des notations est suivante :

<b>E</b>	Séisme
<b>G</b>	Charges permanentes
<b>Q</b>	Charges d'exploitations à caractère particulier.
<b>A<sub>s</sub></b>	Aire d'une section de béton.
<b>E</b>	Module d'élasticité longitudinal.
<b>E<sub>b</sub></b>	Module de déformation longitudinale du béton.
<b>E<sub>i</sub></b>	Module de déformation instantanée.
<b>E<sub>fl</sub></b>	Module de déformation sous fluage.
<b>E<sub>s</sub></b>	Module d'élasticité de l'acier.
<b>E<sub>v</sub></b>	Module de déformation différée ( $E_{vj}$ pour un chargement appliqué à l'âge de $j$ jours).
<b>F</b>	Force ou action en général.
<b>I L</b>	Moment d'inertie.
<b>M</b>	Longueur ou portée.
<b>M<sub>g</sub></b>	Moment en général.
<b>M<sub>q</sub></b>	Moment fléchissant développé par les charges permanente.
<b>a</b>	Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.
<b>b</b>	Une dimension (en générale longitudinal).
<b>b<sub>0</sub></b>	Une dimension (largeur d'une section).
<b>d</b>	Epaisseur brute de l'âme de la poutre.
<b>d</b>	Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
<b>e</b>	Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.
<b>f</b>	Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.
<b>f<sub>e</sub></b>	Flèche.
<b>f<sub>ej</sub></b>	Limite d'élasticité.
<b>F<sub>tj</sub></b>	Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge $j$ jours.
<b>F<sub>c28</sub> et</b>	Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge $j$ jours.
<b>f<sub>t28</sub></b>	Grandeurs précédentes avec $j=28j$ .
<b>g</b>	Densité des charges permanentes.
<b>h<sub>0</sub></b>	Epaisseur d'une membrure de béton.
<b>h</b>	Hauteur totale d'une section.
<b>i</b>	Rayon de giration d'une section de B A.
<b>j</b>	Nombre de jours.
<b>l<sub>f</sub></b>	Longueur de flambement.
<b>l<sub>s</sub></b>	Longueur de scellement.
<b>n</b>	Coefficient d'équivalence acier-béton ;
<b>p</b>	Action unitaire de la pesanteur.
<b>q</b>	Charge variable.
<b>S<sub>t</sub></b>	Espacement des armatures transversales.
<b>x</b>	Coordonnée en général, abscisse en particulier.
<b><math>\sigma_{bc}</math></b>	Contrainte de compression du béton.

# **INTRODUCTION GENERALE**

## Introduction générale

Depuis nos débuts à l'université, on s'est penché vers le génie civil, un domaine qui a attiré notre attention. Le génie civil est l'ensemble des activités, techniques nécessaires à la réalisation de constructions civiles. Ce dernier intervient dans la structure, la géotechnique, l'hydraulique, le transport et l'environnement. Cependant ce domaine a rencontré plusieurs phénomènes : le séisme, le vent et la neige...etc.

De tous ces derniers, les destructions produites par les séismes et les pertes de vies humaines qui en résultent ont de tout temps frappé les esprits. La soudaineté, l'imprévisibilité et l'ampleur des catastrophes sismiques ont souvent conduit à des attitudes fatalistes des populations concernées.

Face à tous ces risques, la quête scientifique de l'humanité a alors consisté à accumuler une expérience et à construire des modèles prévisionnels donnant aujourd'hui, non pas à un homme, mais collectivement aux ingénieurs, la possibilité d'assumer devant la société les risques des constructions civiles avec des succès réels. Donc l'ingénieur aborde ses tâches de manière structurée et systématique. Il prend la mesure de situations complexes, puis propose une solution appropriée. En prenant directement la responsabilité de la sécurité de ces ouvrages et on minimisant au maximum les coûts de la construction.

Notre travail consiste en l'étude d'un bâtiment R+8. L'objectif de cette étude est de mettre à profit l'ensemble des connaissances acquises durant notre cursus.

Ce travail est organisé en six chapitres :

- ✓ Le premier est consacré à définir les caractéristiques géométriques, mécaniques et géotechniques de l'ouvrage ainsi que les hypothèses du calcul.
- ✓ Le deuxième chapitre comporte le pré-dimensionnement des différents éléments de la structure.
- ✓ Le troisième chapitre consiste en l'étude des éléments non structuraux.
- ✓ Le quatrième chapitre est réservé à la modélisation et à l'étude dynamique du bâtiment en utilisant le logiciel **ROBOT 2018**.
- ✓ Le cinquième chapitre traite les éléments structuraux.
- ✓ A la fin, on s'intéresse à l'étude de l'infrastructure qui est appuyée sur des données géotechniques et on termine par une conclusion qui synthétise notre travail.

# **Superstructure**

# CHAPITRE I

## I.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

## I.2. Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à étudier un bâtiment (R+8), à usage habitation ( ouvrage de moyenne importance ) selon le **RPA 99 version 2003**, qui sera implanté à **AIN BESSAM** wilaya de **BOUIRA**, zone classée selon le **RPA 99 version 2003**, comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

## I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

### I.3.1 Caractéristiques architecturales :

RDC et le reste des étages à usage d'habitation

### I.3.2 : Dimensions en élévation

- Hauteur totale : 27.54 m.
- Hauteur du RDC : 3.06 m.
- Hauteur d'étage courant : 3.06 m.
- Hauteur de l'acrotère : 0.8m.

### I.3.3. Dimensions en plan

- Longueur du bloc : 29.60 m.
- Largeur du bloc : 14.60 m.



**Figure I.1** Plan de façade de la structure

### I.3.4. Données géotechniques du site

Nous exploitons les données du bureau d'étude pour les données relatives au sol de fondation.

Ainsi, d'après le rapport de sol la structure est implantée sur un terrain homogène détenant des valeurs de résistance en pointe appréciables à partir des trois premiers mètres de profondeur pour l'ensemble des essais. Sol d'un taux de travail de l'ordre de 1,60 bars (contrainte admissible), des fondations superficielles de type semelles filantes ou isolées reliées par des longrines, ancrées à de 2.20 m de profondeur. Donc le sol est classé comme sol ferme S2.

**I.4. Éléments de l'ouvrage****I.4.1 : L'ossature**

Le bâtiment est d'ossature mixte en béton armé composée de portiques et de voiles.

**a. Les portiques :** Ils sont en béton armé constitués de poutres et de poteaux, capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

**b. Les voiles :** Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

**c. Les planchers :** Ce sont des surfaces horizontales qui assurent deux fonctions principales :

**-La fonction de résistances mécaniques :** supporter leurs poids propres et le Poids des surcharges d'exploitations.

**-La fonction d'isolation :** assurer l'isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Deux types de planchers sont à étudier dans cette structure :

**Planchers à corps creux :** réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles.

**Dalle pleine en béton armé :** prévue pour les balcons et au niveau de la cage d'ascenseur.

**I.4.2 : Le remplissage**

Deux types de murs se présentent dans notre structure :

**1. Murs extérieurs :** réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 15 et 10 cm séparées pour une lame d'air de 5 cm.

**2. Murs de séparations intérieures :** ce sont des murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

**I.4.3 : Les revêtements**

- Mortier de ciment pour murs extérieurs et façades.
- Enduit en plâtre pour cloisons intérieures et plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les cuisines et salles d'eau.

**I.4.4 : Les éléments secondaires**

**1. Les escaliers :** Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers qui assure la circulation vers tous les niveaux. Réalisés en béton armé coulé sur place.

**2. Les balcons :** Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher.

**3. Cage d'ascenseur :** Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en béton armé, l'ascenseur facilite les déplacements inter étages.

**4. L'acrotère :** La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.8m de hauteur.

**5. Poutre de chaînage :** C'est un élément de liaison entre les différents composants des gros œuvres (murs, planchers, poteaux, panneaux fabriqués). Elles servent à solidariser les éléments verticaux et horizontaux.

#### **I.4.5 : L'infrastructure :**

C'est la partie constituée de la fondation, située en-dessous du niveau du sol, elle assure les fonctions suivantes :

La transmission des charges verticales et horizontales au sol

Limitation des tassements différentiels

#### **I.4.6 : Le coffrage**

Un coffrage traditionnel en bois et métallique est utilisé de façon à limiter le temps d'exécution

#### **I.5. Les règlements utilisés :**

Le calcul de cet ouvrage est conforme aux règlements suivants :

- **BAEL91 modifié en 1999** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé aux états limites,
- **RPA99 modifié 2003** : règlement parasismique algérien,
- **DTR B.C.2.2** : document technique réglementaire pour la détermination des charges et surcharges.
- **DTR B.C.3.3.1** : document technique réglementaire pour le calcul des fondations superficielles.
- **CBA93** : code du béton armé.

#### **I.6. Les programmes et logiciels utilisés :**

**.ROBOT 2018** : Pour la modélisation.

**.AUTOCAD 2016** : Pour dessiner les figures et les schémas de ferrailage.

**.EXCEL** : Pour vérifier les différents résultats.

**.WORD** : Pour la rédaction.

**I.7. caractéristiques mécaniques des matériaux :****I.7.1 : le béton :**

Le béton est un mélange de granulats (sable et graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage. sa résistance varie avec la qualité de ces derniers et l'âge du béton.

**a) Comportement expérimentale :****1. 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.

**2. Fluage de béton :**

Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps.

**3. Phénomène de retrait :**

Après coulage, une pièce de béton conservé à l'air tend à se raccourcir, ceci est dû à l'évaporation de l'eau non liée avec le ciment (conséquence de retrait apparition de contraintes internes de traction donc apparition des fissures).

**b) Résistance caractéristique à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression de béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir des essais sur éprouvettes. En pratique comme le nombre d'essais réalisé ne permet pas un traitement statique suffisant, on adopte la relation simplifiée suivante :

$$f_{cj} = \sigma_j / 1.15$$

$\sigma_j$  : Valeur moyenne des résistances obtenues sur l'ensemble des essais réalisés.

On utilise souvent la valeur à 28 jours de maturité  $f_{c28}$  pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à  $j$  jours, définies à partir de  $f_{c28}$  par :

Pour  $j \leq 28$  jours :

$$f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] \times f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = [j / (1,40 + 0,95j)] \times f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour  $j > 28$  jours :  $f_{c28} = f_{cj}$

Pour le présent projet le **(BAEL 91 modifié 99.art-2.1, 12)** nous a permis d'adopter pour les ouvrages d'habitation et commerce une résistance caractéristique pour le béton à la compression

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$$

**c) Résistance caractéristique à la traction : (art A-2.12 BAEL 99)**

Définie par la relation suivante ;

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

**- 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 :

Tableau I.1 : le différent module d'élasticités.			
Module D'élasticité Instantanée Mpa	Module D'élasticité Différée Mpa	Module D'élasticité Transversale Mpa	Coefficient de Poisson $\nu$
$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$	$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$	$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$	$\left( \nu = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta l}{l}} \right)$
$E_{i25} = 32164$	$E_{v25} = 10819$		

**d) Contraintes limites****1) Contrainte limite de compression :**

$$f_{c28} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta \gamma_b} [\text{MPa}] \gamma_b : \text{Coefficient de sécurité}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

**- Poids volumique de béton :**

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m<sup>3</sup> s'il n'est pas armé.

- 2500 daN/m<sup>3</sup> s'il est armé.

**4) Diagramme des contraintes- déformations :**

Ce diagramme « Figure I.1 » peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

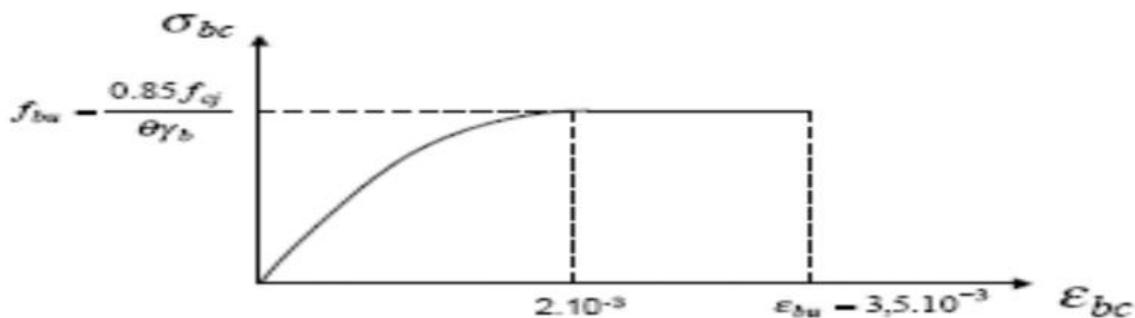


Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformation.

### I.7.2 : l'acier

C'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Pour cette structure, des aciers en barres et en treillis sont utilisés.

#### a) Caractéristiques des aciers utilisés :

Leurs principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés						
Types D'aciers	Symboles	Limites D'élasticité Fe [Mpa]	Résistances à la Rupture	Allongements Relatifs à la Rupture (‰)	Coefficients De fissuration	CoefDe Scellement (Ψ)
Rond lisse Fe 235	RL	235	410-490	22‰	1	1
Haute Adhérence Fe 400	HA	400	480	14‰	1.6	1.5
Treillis soudés (T S) TLE 520(Φ<6)	TS	520	550	8‰	1.3	1

#### b) Limite d'élasticité longitudinale :

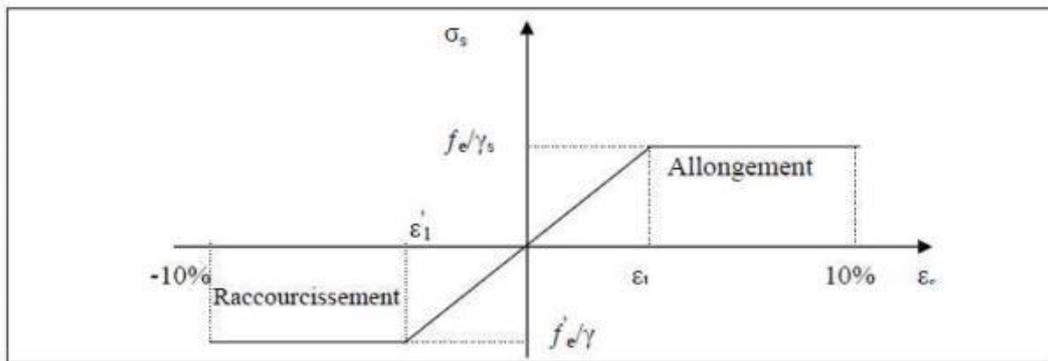
Elle est notée « Es ». Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

#### c) Diagramme contrainte-déformation de calcul

Dans le calcul relatif aux états limite, on utilise le diagramme simplifié suivant « figure I.2 »

*Allongement*



**Figure I.3 :** Contrainte limite ultime d'élasticité

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad (\text{Art A.2.2, 2 BAEL91}).$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité ( $\gamma_s = 1,15$  en situation durable et  $\gamma_s = 1,00$  en situation accidentelle)

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

- Fissuration peu nuisible :  $\sigma_{st} = f_e$
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} = \min \{2/3 f_e, 110\sqrt{\eta} f_{t28}\}$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} = \min \{0,5 * f_e, 90\sqrt{\eta} f_{t28}\}$

Avec :  $\eta$ : Coefficient de fissuration Avec  $\begin{cases} \eta = 1 : \text{pour les ronds lisses (RL)} \\ \eta = 1,6 : \text{pour les hautes adhérences (HA)} \end{cases}$

**e) Protection des armatures (art A.7.2.4BAEL91):**

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:

- $C \geq 5\text{cm}$  : Pour les éléments exposés à la mer, à l'embrun ou aux brouillards salins et pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives,
- $C \geq 3\text{cm}$  : Pour les éléments situés en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations),
- $C \geq 1\text{cm}$ : 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 utilisées.

Ils sont donnés par le suivant :

Tableau I.3:Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.		
Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs(MPA)
Béton	Résistance caractéristique $f_{c28}$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{à la compression} \\ \text{à la traction} \end{array} \right.$	25
		2.1
	Contrainte limite en compression à l'ELU $f_{bu}$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{situation accidentelle} \\ \text{situation courante} \end{array} \right.$	18.48
		14.2
	Contrainte limite de cisaillement à l'ELU $\tau_u$ $\left\{ \begin{array}{l} FPN \\ FN \text{ et } FTN \end{array} \right.$	3.33
		2.5
	Contrainte limite en compression à l'ELS $\overline{\sigma}_{bc}$ :	15
	Module de déformation longitudinale instantanée $E_{ij}$	32164.20
Module de déformation longitudinale différée $E_{vj}$	10818.87	
Acier	Limite d'élasticité $f_e$	400
	Module d'élasticité ( $E$ )	$2 * 10^5$
	Contrainte limite à l'ELU ( $f_{st}$ ) $\left\{ \begin{array}{l} \text{situation accidentelle} \\ \text{situation courante} \end{array} \right.$	400
		348
	Contrainte à l'ELS $\sigma_{st}$ $\left\{ \begin{array}{l} FPN \\ FN \\ FTN \end{array} \right.$	/
201.63 164.97		

# CHAPITRE II

II.1 Introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement de la structure.

La transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondation → sol.

Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation

L'objectif du Pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91, le CBA 93 et D.T.R.B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase de dimensionnement.

II.2 Pré-dimensionnement des éléments secondaires:

II.2.1 Plancher :

- RDC

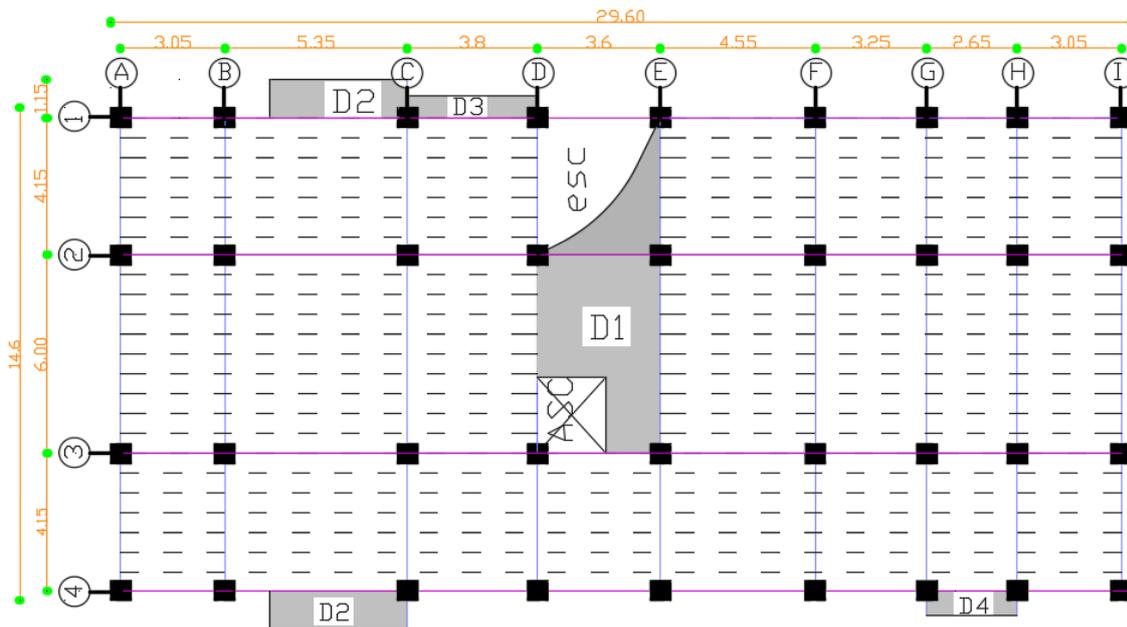


Figure II.1 Schéma de la disposition des poutrelles du plancher RDC.

- 1<sup>er</sup> au 8<sup>ème</sup> étage

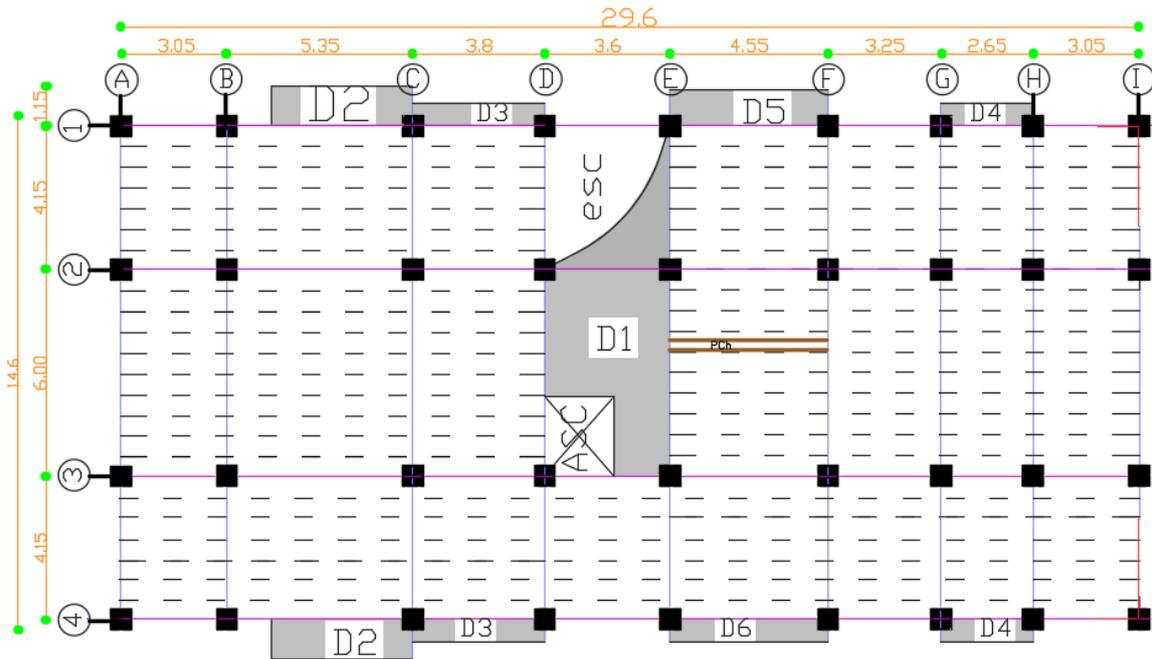


Figure II.2 Schéma de la disposition des poutrelles du plancher des étages courants.

**Remarque :** Dans notre cas, on a deux schémas différents : plan de RDC et Plan d'étages courants (du 1<sup>er</sup> au 8<sup>ème</sup> étages) illustrés dans l'annexe.

On opte pour des dalles pleines dans les cas suivants :

- Les balcons
- Les travées sortantes (ils n'ont pas une longueur importante)
- A côté de l'ascenseur
- **Les planchers à corps creux :**

Le pré dimensionnement des planchers se fait par la satisfaction de la condition suivante :

- $h_t = h + h_0$  : hauteur totale du plancher.
  - $h_0$  : hauteur de la dalle de compression.
  - $h$  : hauteur de l'hourdis (corps creux).
  - $L_{max}$  : distance maximale entre nus de deux poutres (selon le sens de disposition des poutrelles) .

$$h_t \max \geq \frac{L_{max}}{22,5} = \frac{535-30}{22,5} = 22,44 \text{ (Art B. 6.8.4.2 CBA 93)}$$

**$h_t = 24\text{cm}$**  : Donc on adoptera pour des planchers à corps creux de 24 cm (20+4) cm, qui sera valable pour tous les planchers de la construction (on la adopter pour ça disposition dans le marcher).

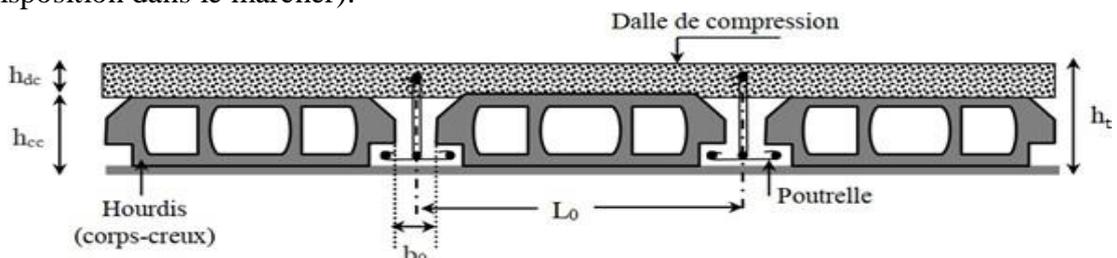


Figure II.3 Dalle à corps creux.

Hauteur du corps creux :  $h=20$  cm.

Hauteur de la dalle de compression :  $h_0= 4$ cm.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité. Est c'est le critère qu'on a utilisé.

**II.2.2. Poutrelles**

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

$h$  : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression.

$b_0$  : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement.

$b$  : Largeur efficace

$L_x$  : Distance entre nus des poutrelles.

$L_y$  : Travée min dans les poutrelles.

•  $b_0 = (0.4 ; 0.6) \times h_t = (9,6 ; 14,4 )$  cm

$b_0 = 10$  cm .  $h_0 = 4$  cm.  $h_t = 24$  cm

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \text{(CBA93.Art 4.1.3)}$$

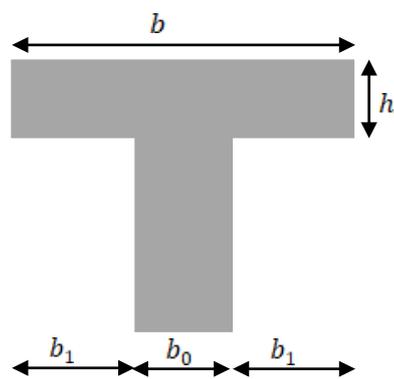


Figure II.4 Poutre section en T

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$h_t = 24$  cm;  $h_0 = 4$  cm;  $b_0 = 10$  cm ;  $b_1 = 25$  cm.

$L_x = 60 - 10 = 50$  cm.

$L_{ymin} = 265 - 30 = 235$  cm pour tous les niveaux

$\frac{b-10}{2} \leq \text{Min}(27,5 \text{ cm}; 23,5 \text{ cm})$  Ce qui donne  **$b = 60$ cm.**

**II.2.3 Les dalles pleines :**

La dalle pleine est un élément horizontal porteur en béton armé continu sans nervures coulé sur place. Elle repose avec ou sans continuité sur 1, 2,3ou 4 appuis constitués par des poutres.

Dans notre bâtiment, nous disposons (3) panneaux de dalles pleines (les plus défavorables). Elles doivent satisfaire les critères suivants :

• **Critère de résistance :**

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles :  $e \geq \frac{L_x}{20}$  .
- Pour les dalles avec  $\rho \leq 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Pour une dalle sur 3 appuis ou 4 appuis avec  $\rho > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$
- Critère de résistance au feu:

- $e \geq 7\text{cm}$ ..... pour une heure de coupe - feu.
- $e \geq 11\text{cm}$ ..... pour deux heures de coupe - feu.
- $e \geq 14\text{cm}$  ..... pour quatre heures de coupe - feu.

• **Critère d'isolation phonique:**

Selon les règles techniques du CBA 93, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique et si on a une dalle a l'intérieure de la structure. : On prend : **e = 14cm**.

Pour notre cas on a trois types de dalle pleine (04 dalles sur 03 appuis et 2 dalles sur 02 appuis, et 01 dalle sur 04 appuis, toute les dalles sont en forme rectangulaire) :

• **D1 sur 04 appuis :**

$L_x = 1.4 \text{ m}$ ,  $L_y = 5.7\text{m}$ .  $\rho=0.24$  ( dalle travaille selon 01 sens x )

$3,11\text{cm} \leq e \leq 3.5\text{cm}$

La dalle est à l'intérieur de la structure

On opte pour :  $e= 14\text{cm}$

• **D2 sur 02 appuis :**

$L_x = 0.75 \text{ m}$ ,  $L_y = 3.75 \text{ m}$ .  $\rho=0,2$  ( dalle travaille selon 02 sens x et y)

$3.14\text{cm} \leq e \leq 3.67\text{cm}$

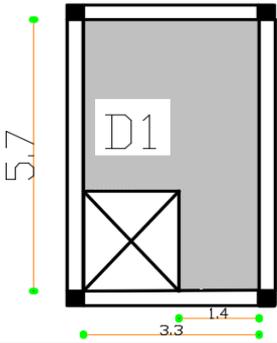
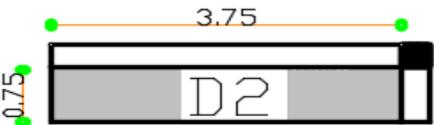
On opte pour :  $e= 12 \text{ cm}$

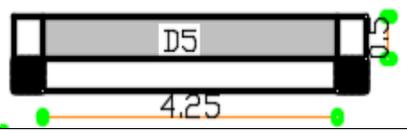
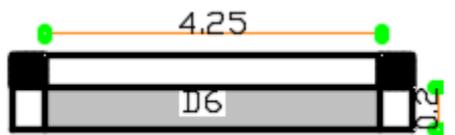
• **D3 sur 03 appuis :**

$L_x = 0.2 \text{ m}$ ,  $L_y = 3.5 \text{ m}$ .  $\rho=0.06$  (dalle travaille selon 01 sens x )

$e \geq 1 \text{ cm}$

On opte pour :  $e= 12 \text{ cm}$

Tableaux II.1. Différents types de dalles pleines				
Dalle	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\rho = L_x / L_y$	e (cm)
	1.4	5.7	0.24	14
	0.75	3.75	0.2	12

	0.2	3.5	0.06	12
	0.4	2.35	0.17	12
	0.5	4.25	0.12	12
	0.2	4.25	0.05	12

### II.2.4 Les escaliers

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

- La hauteur  $h$  des contre marches se situe entre 14 et 18cm
- La largeur  $g$  se situe entre 25 et 32cm
- La formule empirique de BLONDEL :  $59\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm}$

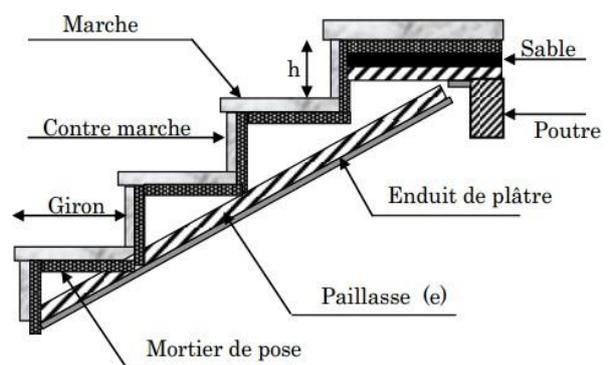
Or :  $g = L / (n - 1)$  et  $h = H / n$

Avec :  $L$  projection horizontale de paillasse

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

$g$  : distance de la marche

$h$  : hauteur de la contre marche



**Figure II.5** Schéma des éléments de l'escalier

Dans notre projet on a un seul type d'escalier (escalier à deux volée du RDC au 8<sup>em</sup> etage

Tableaux II.2. Différent schéma statique de l'escalier.	
Schéma de l'escalier	Schéma statique

**Calcul du nombre de marche (n) et de contres marches (n-1)**

$H=1,53m, L_0= 2,40m, \alpha = 32,51^\circ$

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2H = 0 \rightarrow 64 n^2 - 610 n + 306 = 0$$

Après la résolution, on trouve (nombre de contremarche) :  $n=9$

Ce qui donne le nombre de marche  $n-1 = 8$

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm} \text{ et } h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \text{ .(la condition de blondel est satisfaite)}$$

**Épaisseur de la paille**

$$L' = L_v + L_p$$

$$L_v = (\sqrt{2,40^2} + \sqrt{1,53^2}) = 2.85m$$

$$L' = 2.85 + 1.60 = 4.45 \text{ m}$$

-La formule suivante pour déterminer l'épaisseurs de la paille :

$$445/30 \leq e \leq 445/20 \gg 14.83 \leq e \leq 22.25 \text{ cm}$$

On opte pour :  $e= 15 \text{ cm}$

**II.2.5 L'acrotère :**

L'acrotère est un muret en béton armé encastré situé en bordure du plancher terrasses pour permettre le relevé d'étanchéité.

Les dimensions de l'acrotère sont architecturales : (voir plan de façade)

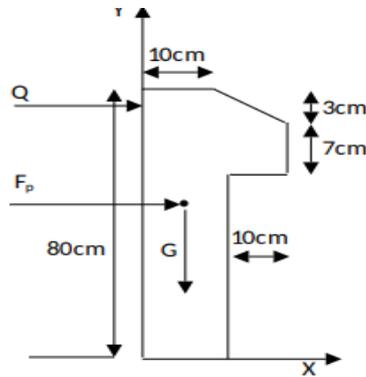


Figure II.6 Vue en plan de l'acrotère

Hauteur de l'acrotère est : **h = 80 cm.**

Surface :  $S = (0.8 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1) \times 1/2 = 0.0885 \text{ m}^2$ .

**Poids propres :**

$G = 25 \times 0.0885 = 2.2125 \text{ KN/ml}$

**Enduit de ciment ( e=2cm ) :**

$G_{rev} = 18 \times 0.02 \times 0.8 \times 2 = 0.576 \text{ KN/ml}$

$G_{TOT} = 2.2125 + 0.576 = 2.79 \text{ KN/ml}$

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

**II.3 Pré-dimensionnement des éléments principaux :**

**II.3.1 Les poutres :**

Selon le BAEL 91, le dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de flèche

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

Avec :  $L_{max}$  : Longueur max entre nus d'appuis.

**a)-Poutres secondaires:** Elles sont disposées parallèles aux poutrelles.

$L_{max} = 535 - 30 = 505 \text{ cm} \rightarrow 33.67 \text{ cm} \leq h \leq 50.5 \text{ cm}$

Soit **h= 40 cm** et **b= 30cm**

**Vérifications aux exigences du RPA :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on vérifie conditions

suivantes :

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$   
 $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$   
 $1 \leq h / b = 1,33 \leq 4$  } .....Vérifiées

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaires les

dimensions suivantes :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

**b)-Poutres principales :** Elles sont disposées perpendiculaires aux poutrelles.

$$L_{\max} = 600 - 30 = 570 \text{ cm} \rightarrow 38 \text{ cm} \leq h \leq 57 \text{ cm},$$

Soit  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 35 \text{ cm}$

**Vérifications aux exigences du RPA :**

Selon les recommandations du RPA 99(V2003), on doit satisfaire les conditions

suivantes : Sachant que :  $b$  : largeur de la poutre et  $h$  : hauteur de la poutre.

$$\left. \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ 1 \leq h / b = 1.14 \leq 4 \end{array} \right\} \dots \text{Vérfiées}$$

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres

principales les dimensions suivantes :  $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$

**c)-la poutre de chaînage :**

On doit vérifier les conditions de la flèche :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 360/15 \leq h \leq 360/10 \Rightarrow 23.99 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}$$

Donc on prend :  $b = 30 \text{ cm}$ .  $h = 30 \text{ cm}$ .

**Vérifications aux exigences du RPA :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h / b = 30 / 30 = 1 < 4 \end{array} \right\} \dots \text{vérifiée}$$

**II.3.2 LES VOILES :**

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions du RPA99 /2003 suivantes :

- $e \geq \text{Max} (h_e / 20 ; 15 \text{ cm})$
- $L \geq 4e$

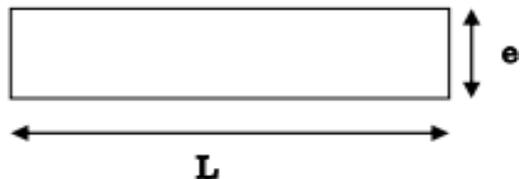
$e$  : l'épaisseur du voile

$h_e$ : La hauteur libre d'étage.

$L$  : la largeur du voile.

$$h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$$e \geq \text{Max} ( 13.3 ; 15 ) \text{ cm}$$



**Figure II.7** Vue en plan d'un voile

On opte pour :  $e = 15 \text{ cm}$

Au final on prend l'épaisseur des voiles  $e = 15 \text{ cm}$  pour tous les niveaux .

### II.3. 3 Les Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, en appliquant les deux critères suivants :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

En outre, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du RPA99/ 2003 (Article 7.4.1) suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b; h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b; h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 \leq h / b \leq 4 \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, en vérifiant les recommandations du RPA99 Version 2003 citées ci-dessus.

Les dimensions des poteaux supposés :

Étages	Section (cm <sup>2</sup> )	Hauteur (m <sup>2</sup> )	Poids (kn)
RDC	(50x55)	3,06	21.04
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	(45x50)	3,06	17.21
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> ,	(40x45)	3,06	13.77
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	(35x40)	3,06	10.71
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup>	(30x35)	3,06	08.03

### II.4 Evaluation des charges et surcharges

#### A)-Plancher corps creux:

- Terrasse inaccessible

Designations des elements	e(m)	$\gamma$ (KN/m)	Poids(kN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.05	20	1
Etanchéité	0,02	6	0.12
Isolation thermique	0.025	4	0.1
Forme de pente	0.1	22	2.2
Plancher corps creux 20+4	0.24	/	3.10
Enduit de ciment	0.15	18	0.27
<b>Charge permanent G</b>			<b>6.79</b>

Charge d'exploitation Q	1
-------------------------	---

- Etage courant :

Tableau II.5 Evaluation des charges dans le plancher CC étage courant.			
Désignation des éléments	e(m)	$\gamma$ (KN/m)	Poids(kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	20	0.40
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Lit de sable	0,02	18	0.36
Plancher corps creux 20+4	0,24	/	3.20
Cloison de séparation	0.1	/	0.9
Enduit de ciment	0,015	18	0.27
Charge permanent G			5.53
Charge d'exploitation Q			1.5

B)-Plancher dalle pleine :

- Terrasse inaccessible :

Tableau II.6 Evaluation des charges dans le plancher DP terrasse inaccessible			
Designations des elements	e(m)	$\gamma$ (KN/m)	Poids(kN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.05	20	1
Etanchéité	0,02	6	0.12
Isolation thermique	0.05	4	0.2
Forme de pente	0.1	22	2.2
Dalle pleine	0.12	25	3.00
Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanent G			6.79
Charge d'exploitation Q			1

- Etage courant :

Tableau II.7 Evaluation des charges dans le plancher DP étage courant.			
Désignation des éléments	e(m)	$\gamma$ (KN/m)	Poids(kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	20	0.40
Mortier de pose	0,015	20	0.30
Lit de sable	0,015	18	0.27
Plancher à dalle pleine	0,15	25	3.00
Cloisons de séparation	0,10	/	0.90
Enduit de ciment	0,015	18	0.27
Charge permanent G			5.14

Charge d'exploitation Q	1.5
Au niveau de l'ascenseur	2.5
Balcon a dalle pleine	3.5

C)- Escalier :

- La volée :

**Tableau II.8** Evaluation des charges dans la volée.

Designation des éléments	e(m)	$\gamma(KN/m)$	Poids $V_{Hab}$ ( $KN/m^2$ )
Dalle pleine	$0.15/\cos(\alpha)$	25	4.45
Carrelage	Horizontal	0,02	0.40
	Vertical	0,02h/g	0.23
Mortier de pose	Horizontal	0,015	0.3
	Vertical	0,015 h/g	0.17
Enduit de ciment	$0,02/\cos(\alpha)$	18	0.43
Poids des marches	$0,17*(1/2)$	22	1.87
Garde de corps	/	/	0.20
Charge permanent G			8.05
Charge d'exploitation Q			2.5

- Le palier de repos :

**Tableau II.9** .Evaluation des charges dans le palier.

	e(m)	$\gamma(KN/m)$	Poids( $kN/m^2$ )
Designation des elements			
Carrelage	0,02	20	0.40
Mortier de pose	0,015	20	0.30
Lit de sable	0,015	18	0.27
Dalle en béton armé	0,15	25	3.75
Enduit de ciment	0,015	18	0.27
Charge permanent G			4.99
Charge d'exploitation Q			2.5

D) Murs extérieurs (double parois en briques creuses

**Tableau II.10** Evaluation des charges dans les murs extérieurs

Désignation des éléments	e(m)	$\gamma(KN/m)$	Poids( $kN/m^2$ )
--------------------------	------	----------------	-------------------

Enduit extérieur en ciment	0,02	18	0.36
Brique creuse	0,10	/	0.9
Brique creuse	0,15	/	1.3
Enduit intérieur en plâtre	0, 2	10	0.2
<b>Charge permanente G</b>			<b>2.76</b>

### II.5-Descente de charge:

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- Les éléments secondaires
  - (Escalier, acrotère...).La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et sur charges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent :
    - la plus grande surface afférente
    - la plus grande charge

Remarque : après évaluation des poteaux susceptibles C2 et E2, on distingue que le poteau **E2** est celui qui a plus de surface afférente et le plus chargé.

Tableau II.11 Surface revenant au poteau E02			
Niveau	Poteau	Position du poteau	Les surfaces
RDC Au 8 <sup>eme</sup> étage	Poteau E02		<p>S1=3.1762m<sup>2</sup></p> <p>S2=4.0906m<sup>2</sup></p> <p>S3=4.7025m<sup>2</sup></p> <p>S4=6.0562m<sup>2</sup></p>

- **Les charges permanentes et d'exploitations :**

- **Poids propre du plancher terrasse inaccessible :**

$$P_{TI} = (S1+S2+S3+S4) \times G_{cc} = 18.0255 \times 6.99 = 125.9982 \text{ Kn/ml}$$

$$Q_{TI} = 18.0255 \times 1 = 18.0255 \text{ Kn/ml}$$

- **Poids propre du plancher étage courant :**

$$P_{CC} = (S2+S4) \times G_{cc} = 10.1468 \times 5.53 = 56.1118 \text{ Kn/ml}$$

$$Q_{CC} = 10.1468 \times 1.5 = 15.2202 \text{ Kn/ml}$$

$$P_{DP} = S3 \times G_{dp} = 4.7025 \times 5.14 = 24.1708 \text{ Kn/ml}$$

$$Q_{DP} = 4.7025 \times 1.5 = 7.0537 \text{ Kn/ml}$$

$$P_{VOL} = S1 \times G_v = 3.1762 \times 8.05 = 25.5684 \text{ Kn/ml}$$

$$Q_{VOL} = 3.1762 \times 2.5 = 7.9405 \text{ Kn/ml}$$

- **Poids propre des poutres :**

$$P_{PP} = 25 \times 0.35 \times 0.40 \times (2.85+1.925) = 16.7125 \text{ Kn/ml}$$

$$Q_{PP} = 1.67125 \text{ Kn/ml}$$

$$P_{PS} = 25 \times 0.3 \times 0.40 \times (2.125+1.65) = 11.725 \text{ Kn/ml}$$

$$Q_{PS} = 1.1725 \text{ Kn/ml}$$

$$P_{CH} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 2.125 = 4.78125 \text{ Kn/ml}$$

$$Q_{CH} = 1.5 \text{ Kn/ml}$$

- **Poids propres des murs extérieurs :**

**RDC**

$$G = 2.76 \text{ Kn/m}^2$$

$$S = (1.925+1.81) \times 3.06 = 11.4291 \text{ m}^2$$

$$P = 31.5443 \text{ Kn/ml}$$

**1<sup>er</sup> au 8<sup>ème</sup> étage**

$$G = 2.76 \text{ Kn/m}^2$$

$$S = (1.925+2.125+2.35) \times 3.06 = 19.584 \text{ m}^2$$

$$P = 54.0518 \text{ Kn/ml}$$

- **La loi de dégression des charges d'exploitation:**

-La loi de dégression est applicable pour les planchers à usage d'habitation, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (avec coefficient).

-La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficient).

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 9 :  $Q_0$  charge d'exploitation

Niveau 8 :  $Q_0 + Q_1$

Niveau 7 :  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Niveau 6 :  $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Niveau 5 :  $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Niveau 4 :  $Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Niveau 3 :  $Q_0 + \frac{3+n}{2a} (Q_1 + \dots + Q_n) = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Niveau 2 :  $Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

Niveau 1 :  $Q_0 + 0.667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

II.5.1 Calcul de l'effort normal ultime :

Tableau II.12 Descente de charge pour le poteau E02				
Etage	Niveau	Élément	G (Kn)	Q (Kn)
Etage 08	N09	Plancher TI	125.9982	Q0=20.8692
		Poutre	28.4375	
		Poteau	8.0325	
		<b>La somme</b>	<b>162.4682</b>	
Etage 07	N08	Venant de N09	162.4682	Q0=20.8692 Q1=34.558
		Plancher CC	56.1118	
		Plancher DP	24.1708	
		Volée	25.5684	
		Murs	54.0518	
		Poutre	33.2187	
		Poteaux	8.0325	
		<b>La somme</b>	<b>363.6222</b>	
Etage 06	N07	Venant de N08	363.6222	Q0=20.8692 Q1=Q2=34.558
		Plancher CC	56.1118	
		Plancher DP	24.1708	
		Volée	25.5684	
		Mur	54.0518	
		Poutre	33.2187	
		Poteaux	10.71	
		<b>La somme</b>	<b>569.4537</b>	
Etage 05	N06	Venant de N07	569.4537	Q0=20.8692 Q1=Q2=Q3=34.558
		Plancher CC	56.1118	
		Plancher DP	24.1708	
		Volée	25.5684	
		Murs	54.0518	
		Poutre	33.2187	
		Poteaux	10.71	
		<b>La somme</b>	<b>773.2852</b>	
Etage 04	N05	Venant de N06	773.2852	Q0=20.8692 Q1=Q2=Q3=Q4=34.558
		Plancher CC	56.1118	
		Plancher DP	24.1708	
		Volée	25.5684	
		Murs	54.0518	
		Poutre	33.2187	
		Poteaux	13.77	
		<b>La somme</b>	<b>980.1767</b>	
Etage 03	N04	Venant de N05	980.1767	

		Plancher CC	56.1118	Q0=20.8692
		Plancher DP	24.1708	Q1=Q2=...Q5=34.558
		Volée	25.5684	
		Murs	54.0518	
		Poutre	33.2187	
		Poteaux	13.77	
		<b>La somme</b>	<b>1187.0682</b>	<b>159.1012</b>
Etage 02	N03	Venant de N04	1187.0682	
		Plancher CC	56.1118	Q0=20.8692
		Plancher DP	24.1708	Q1=Q2=...=Q6=34.558
		Volée	25.5684	
		Murs	54.0518	
		Poutre	33.2187	
		Poteaux	17.21	
<b>La somme</b>	<b>1397.3997</b>	<b>176.3802</b>		
Etage 01	N02	Venant de N03	<b>1397.3977</b>	
		Plancher CC	56.1118	Q0=20.8692
		Plancher DP	24.1708	Q1=Q2=.....=Q7=34.558
		Volée	25.5684	
		Murs	54.0518	
		Poutre	33.2187	
		Poteaux	17.21	
<b>La somme</b>	<b>1607.7312</b>	<b>193.5001</b>		
RDC	N01	Venant de N02	1607.7312	
		Plancher CC	56.1118	Q0=20.8692
		Plancher DP	24.1708	Q1=Q2=.....=Q8=34.558
		Volée	25.5684	
		Murs	31.5443	
		Poutre	28.4375	
		Poteaux	21.04	
<b>La somme</b>	<b>1794.604</b>	<b>205.2707</b>		
		<b>Effort normal à la base du poteau</b>	<b>Nu<sup>E02</sup>=2730.6214 kn</b>	

**II.5.2-Vérification du poteau:**

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires

l'effort de compression ultime NU a 10%, telle que :  $NU=1.1 (1.35G+1.5Q)$

Tel que les tableaux précédents montre, Le poteau **E02** est le plus défavorable

**G =1794.604 KN ; Q = 205.2707KN**

(sans majoration) :-Nu = (1.35G + 1.5Q) =2730.6214 **KN** .

(avec majoration) :-Nu\*=1.1 (1.35G + 1.5Q) = 3003.6835 **KN**

**II.5.3Vérification à la compression simple:**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq \bar{\sigma}_{bc} B \quad \text{tel que : } \sigma_{bc} = 0,85 f_{c28} / 1,5 = 14,2 \text{ MPA.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = B_{calculer} = \frac{3,0036835}{14,2} = 0,211 \text{ m}^2$$

$$B = 0,5 \times 0,5 = 0,275 > 0,211 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

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

Tableau II.13 Vérification des poteaux a la compression simple			
Poteaux	B (m²)	Nu* /f <sub>bu</sub>	Observation
RDC	0.275	0.211	Vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	0.225	0.191	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> Et 4 <sup>eme</sup> étage	0.18	0.143	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> Et 6 <sup>eme</sup> étage	0.14	0.094	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> Et 8 <sup>eme</sup> étage	0.105	0.044	Vérifiée

**II.5.4 Vérification au flambement :**

D’après le CBA 93 (Article B.8.4.1), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq N_u^* = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{ Avec:}$$

Br: section réduite du béton (B<sub>r</sub> = (a-2)\*(b-2)).

As : Section d'acier.

γ<sub>b</sub>= 1,5 : coefficient de sécurité du béton (cas durable).

γ<sub>s</sub>= 1,15 : coefficient de sécurité d'acier.

α : coefficient réducteur qui est fonction de l'élançement (λ).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } 0 < \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  (calculé d'élançement)

l<sub>f</sub>: longueur de flambement l<sub>f</sub>= 0.7 l<sub>0</sub> (**BAEL91art B.8.3, 31**)

❖ **Article de BAEL91**

**B .8.3 longueur de flambement**

**B.8.3,3 . cas des bâtiments**

**B.8.3,31**

Pour les bâtiments à étages qui sont contreventés par un système de pans verticaux (avec triangulations, voiles en béton armé ou maçonnerie de résistance suffisante) et où la continuité des poteaux et de leur section a été assurée, la longueur  $l_f$  est prise égale à :

- 0,7  $l_0$  si le poteau est à ses extrémités :
- Soit encastré dans un massif de fondation ;
- Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part ;
- $l_0$  dans tous les autres cas.

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} ; I = \frac{b \times h^3}{12} ; 0,8\% B_r \leq A_s \leq 1,2\% B_r \text{ On prends : } A_s = 1\% B_r$$

**Exemple de calcul :** Vérification du poteau du RDC ( le plus élancé )

$$l_f = 0,7 \times (3,06) = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2.142}{0.078} \Rightarrow \lambda = 24.62$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = 0.087 \text{ m} ; I = \frac{b \times h^3}{12} = 0.0069 \text{ m}^4$$

$$\lambda = 13.55 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{\left[ 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} = 0.74$$

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

On doit vérifier que  $B_r > B_{calculé} \Rightarrow B_{calculé} \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$

$$A.N : B_{calculé} \geq \frac{3003.6835 \times 10^{-3}}{0,74 \left[ \frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0.0156 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a-0,02) \times (b-0,02) = (0,50-0,02) \times (0,55-0,02) \Rightarrow B_r = 0,2544 \text{ m}^2 > B_{calculé} = 0.0156 \text{ m}^2$$

**Donc :** le poteau ne risque pas de flamber.

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

Tableau II.14 Vérification au flambement des poteaux							
Etage	Nu* (Mn)	L <sub>f</sub> (m)	λ	α	Br adopter (m <sup>2</sup> )	Br calcule (m <sup>2</sup> )	Obser
8 <sup>ème</sup>	0.254	2.142	24.70	0.74	0.0924	0.0156	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	0.582	2.142	24.70	0.74	0.0924	0.0357	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	0.911	2.142	21.17	0.76	0.1254	0.05545	Vérifiée

5 <sup>ème</sup>	1.232	2.142	21.17	0.76	0.1254	0.0737	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	1.551	2.142	18.52	0.77	0.1634	0.0916	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	1.865	2.142	18.52	0.77	0.1634	0.1101	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	2.177	2.142	16.46	0.78	0.2064	0.1269	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	2.706	2.142	16.46	0.78	0.2064	0.157	Vérifiée
RDC	3.003	2.142	14.82	0.78	0.2544	0.175	Vérifiée

On remarque que :  $B_r \geq B_{rcal}$

Donc : les poteaux de la structure ne risquent pas de se flamber.

**Vérification des conditions du RPA:**

$$\left. \begin{array}{l} \min(b \times h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm. (zone2a)} \\ \min(b \times h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 \leq h / b \leq 4. \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Les trois conditions sont vérifiées}$$

Tableau II.15 Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour les poteaux.						
Poteaux	(50×55)	(45×50)	(40×45)	(35×40)	(30×35)	observation
$\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$	50	45	40	35	30	vérifiée
$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	vérifiée
$0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4.$	0.99	0.90	0.89	0.87	0.85	vérifiée

**II.6-Conclusion :**

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

- Plancher :  
 Pour le corps creux est (20+4)  
 Pour les dalles pleine : Balcon e= 12 cm et dalle ascenseur e= 14 cm.
- Escalier :  
 Nous avons adopté une épaisseur e = 15 cm.
- Poutre :  
 Poutres principales : (35×40) cm<sup>2</sup>  
 Poutres secondaires : (30×40) cm<sup>2</sup>  
 Poutre de chaînage : (30×30) cm<sup>2</sup>

- Voile :  
e = 15 cm pour tous les étages.
- L'acrotère :  
H = 80 cm

# CHAPITRE III

**III.1 : Introduction**

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments : Les éléments principaux et Les éléments secondaires. on voit pré dimensionner tous les éléments porteurs dans le chapitre précédent, L'objet de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires (non structuraux) à savoir :

- Les planchers à corps creux et à dalles pleines.
- Les escaliers et la poutre palière.
- La poutre de chaînage.
- L'acrotère.

Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis ,détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99/2003...).

**III.2 : Etude Des Planchers**

Dans notre bâtisse nous avons savoir planchers corps creux (20+4) et planchers dalles pleines.

**III.2.1 : Planchers Corps Creux****III.2.1.1 : Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles**

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutre continues sur plusieurs appuis et comme des poutres isostatiques.

Les méthodes de calcul utilisées en béton armé sont :

- 1- Méthode forfaitaire.
- 2- Méthode de Caquot.
- 3- Méthode RDM.

**a) Méthode forfaitaire : BAEL99 (art B.6.2, 210)**

Elle saura appliquer si les conditions suivantes sont satisfaites :

- a) Plancher a surcharge modérées :  $Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{kn}/\text{m}^2)$ .
- b)  $\frac{l_i}{l_{i-1}}$  Appartient à l'intervalle [0.8, 1.25].
- c) Les moments de l'inertie des sections transversales sont constants au long des travées.
- d) Fissuration peu nuisible (FPN).

**Application de la méthode**

**1-Appui de rive** : les moments sur les appuis de rives sont nuls, mais selon le BAEL99 il nous exige un minimum de  $(-0.15M_0)$  pour le ferrailage.

**2-Appuis intermédiaires** : les moments sont de l'ordre :

- 1-  $(-0.6M_0)$  sur un appui central d'une poutre à 2 travées
- 2-  $Ma = -0.5M_0$  sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives
- 3-  $(0.4M_0)$  sur tous les autres appuis intermédiaires

Avec  $M_0$  : étant le maximum des deux moments isostatiques encadrant l'appui considéré

**3-Moment en travées** : ils sont déterminés à partir des deux expressions suivantes :

$$M_{ti} + (|M_g| + |M_d|)/2 \geq \max [(1+0.3\alpha) ; 1.05]M_0 \dots\dots\dots 1$$

$$M_{ti} \geq \left| \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right| M_0 \text{ travée de rive} \dots\dots\dots 2$$

$$M_{ti} \geq \left| \frac{1+0.3\alpha}{2} \right| M_0 \text{ Travée intermédiaire}$$

Avec  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$  degré de surcharge.

**4-Efforts tranchants** : les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatique sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive) ou l'effort tranchant doit être majoré de :

- 1- 15% s'il s'agit d'une poutre a deux travées.
- 2- 10% s'il s'agit d'une poutre a deux travées.

**b. Méthode de Caquot**

Elle est applicable lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, elle est basée sur la méthode des trois moments.

**Application de la méthode**

**1-Moment en appuis**

$$M_i = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :  $l'_g, l'_d$  longueur fictive a gauches et a droite de l'appuis considéré

$l' = 0.8 \times l$  pour les travées intermédiaires.

$l' = l$  pour travées de rives.

**2-Moment en travée**

$$M_{(x)} = M_{0(x)} + M_g * \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d * \frac{x}{l}$$

$$M_{(x)} = q * \frac{x}{2} (l - \frac{x}{l}) \text{ avec } x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{ql}$$

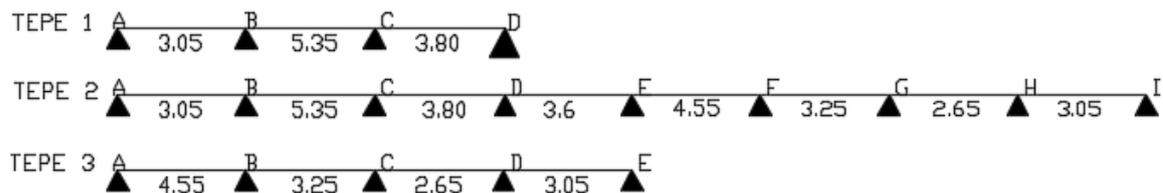
**3-Efforts tranchant**

Ils sont déterminés par la méthode RDM

$$V_i = V_0 - \frac{M_g - M_d}{l}$$

**III.2.1.2 : Types de poutrelles**

On distingue plusieurs types des poutrelles dans notre plancher qu'on va illustrée dans le tableau suivant :



**Figure III.1** : Schéma statique de déferont types des poutrelle .

**Remarque :**

Les trois types de poutrelles sont présent sur tous les étages courants et en terrasse inaccessible.

Dans le tableau suivant on résumera les charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles :

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

Nature	G (KN/m2)	Q (KN/m2)	L0 (m)	Qu (KN/ml)	Qs (KN/ml)	G' (KN/m)	Q'u (KN/ml)	Q's (KN/ml)
<b>E C</b>	5.53	1.5	0.6	5.83	4.22	3.69	4.34	3.12
<b>TI</b>	6.99	1	0.6	6.56	4.80	4.66	4.67	3.40

➤ **Choix de la méthode de calcul des sollicitations :**

**Remarque** : Si a est vérifiée mais une ou plus des trois conditions b, c et d ne le sont pas, on appliquera la méthode de Caquot minorée (BAEL).

**Tableau III.2** Choix des méthodes de calculs des différentes poutrelles

Type de poutrelles	Conditions d'application de La méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
<b>Type 1, 2et 3</b>	Non vérifiées	$\frac{l_i}{l_{i-1}} \notin [0.8, 1.25]$	Caquot minorée

Dans ce qui suit nous exposons un exemple de calcul détaillé des poutrelles, (type 1) :

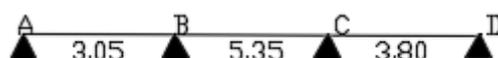


Figure III.2 : Schéma statique de la poutrelle type 1.

## ➤ Calcul des moments :

## ➤ les moments en appuis

## a) Appui de rive

$$M_A = M_D = 0$$

Mais d'après **BAEL99** il nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis :

$$➤ M_A = M_D = -0.15 * M_0$$

$$\text{à l'ELU } M_A = M_D = -1.57 \text{ kn.m}$$

$$\text{à l'ELS } M_A = M_D = -1.14 \text{ kn.m}$$

## b) Appui intermédiaire

$$q_u = 4.34 \text{ kn/m} \quad \text{et} \quad q_s = 3.114 \text{ kn/m}$$

## Appui B :

$$M_B = -\frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \quad \text{Avec}$$

$$l'_d = 0.8 * 5.35 = 4.28 \text{ (T I)}$$

$$l'_g = 3.05 \text{ (T R)}$$

$$\text{A l'ELU : } M_B = -\frac{4.34 \times (3.05)^3 + 4.34 \times (4.28)^3}{8.5 \times (4.28 + 3.05)} = -7.43 \text{ kn.m}$$

$$\text{A l'ELS : } M_B = -5.33 \text{ kn.m}$$

## Appui C :

$$\text{A l'ELU : } M_C = -8.42 \text{ kn.m}$$

$$\text{A l'ELS : } M_C = -6.04 \text{ kn.m}$$

## c) Moment en travée

$$q_u = 5.83 \text{ kn/m} \quad \text{et} \quad q_s = 4.22 \text{ kn/m}$$

## ➤ Travée [AB] :

$$M_{t(AB)} = M_{0(x)} + M_g * \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d * \frac{x}{l}$$

$$\text{Avec } x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q_l} = x_0 = \frac{3.05}{2} - \frac{0 - 7.70}{5.83 * 3.05} = 1.11 \text{ m}$$

$$M_{0(x)} = q * \frac{x}{2} (l - x)$$

$$M_{t(AB)}^u = 5.83 * \frac{1.90}{2} (4.55 - 1.9) + (0) * (1 - \frac{2.54}{5.15}) + (-7.71) * \frac{1.11}{3.05}$$

$$M_{t(AB)}^u = 3.57 kn.m$$

$$M_{t(AB)}^s = 2.60 kn.m$$

➤ Travée [BC] :

$$M_{t(BC)}^u = 12.93 kn.m$$

$$M_{t(BC)}^s = 9.40 kn.m$$

➤ Travée [CD] :

$$M_{t(CD)}^u = 6.73 kn.m$$

$$M_{t(AB)}^s = 4.90 kn.m$$

**d) Effort tranchant:**

➤ Travée [AB] :

$$v_A = \frac{qu * l}{2} - \frac{Mg - M_d}{l_1} = \frac{5.83 * 3.05}{2} - \frac{0 - 7.71}{3.05} = 6.32 kn$$

$$v_B = -\frac{qu * l}{2} - \frac{Mg - M_d}{l_1} = -\frac{5.83 * 3.05}{2} - \frac{0 - 7.70}{3.05} = -11.42 kn$$

➤ Travée [BC] :

$$v_B = 13.97 kn$$

$$v_C = -15.77 kn$$

➤ Travée [CD] :

$$v_c = 13.37 kn$$

$$v_d = -8.77 kn$$

Les résultats de sollicitations maximum de type 1 est résumé dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau III.3** Les résultats de sollicitations maximum du type 1.

sollicitations	à l'ELU	à l'ELS
$M_A (rive)$	-1.58	-1.14
$M_B (int)$	-8.42	-6.04
$M_t (trave)$	12.73	9.40
$v_u (max)$	15.77	

Les résultats de sollicitations maximales des différents types des **poutrelles** par **EXCEL**:

➤ **Pour étage :**

**Tableau III.4** Les sollicitations maximales Pour étage

Type	ELU			ELS			Vu (KN)
	Mt (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.riv (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.riv (KN.m)	
2	13.43	-7.44	-1.02	9.76	-5.34	-0.73	15.60
3	11.85	-8.28	-2.26	5.61	-5.94	-1.64	15.64

➤ Pour terrasse inaccessible :

**Tableau III.5** Les sollicitations maximales Pour terrasse inaccessible

Type	ELU			ELS			Vu (KN)
	Mt (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.riv (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.riv (KN.m)	
1	15.72	-9.94	-1.77	11.48	-7.81	-1.30	18.94
2	16.31	-8.89	-1.14	11.89	-6.34	-0.84	18.75
3	13.74	-9.42	-2.54	10.003	-6.78	-1.864	18.02

Toutes les poutrelles vont être ferrillées avec les sollicitations maximales suivantes :

**Tableau III.6** Les sollicitations maximales pour ferrillage

étage courant			
Mt (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.riv (KN.m)	Vu (KN)
12.178	-8.42	-2.26	15.77
terrasse inaccessible			
Mt (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.riv (KN.m)	Vu (KN)
16.31	-9.94	-2.54	18.94

**III.2.2 Ferrillage des poutrelles :**

Les poutrelles se calculent comme des sections en «T » Soumises à la flexion simple.

**III.2.2 .1 Pour étage courant :**

**a) Ferrillage en travée**

b = 60cm ; b<sub>0</sub> = 10 cm ; h = 24 cm ; h<sub>0</sub> = 4 cm ; d = 22 cm ; fe= 400 Mpa ; fc28 = 25 MPa

Moment équilibré par la table de compression : *M<sub>tu</sub>*

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

$$M_{tu} = 14.2 \times 0.60 \times 0.04 (0.22 - 0.04/2) = 0.06816 \text{ MN.m}$$

$$M_{tu} = 0.068 \text{ MN.m} > M_t = 0.012178 \text{ MN.m}$$

Calcul d'une section rectangulaire :

$$u_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} * b * d^2} = \frac{0.012178}{14.2 * 0.6 * 0.22^2}$$

$$u_{bu} = 0.032 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A avec } A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.041$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.216 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z f_{st}} = 1.78 \text{ cm}^2 \text{ Avec } f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min}^t = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28}$$

$$A_{min}^t = 1.59 \text{ cm}^2 < A_t = 1.78 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

### b) Ferrailage en appuis

Comme les moments aux appuis sont négatifs, cela implique que la table de compression est tendue et le béton n'intervient pas dans la résistance, on va considérer comme une section rectangulaire.

✓ **Appui intermédiaire**

$$u_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} * b * d^2} = \frac{0.00842}{14.2 * 0.1 * 0.22^2} = 0.122 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A avec } A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.163$$

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

$$A_a^{int} = \frac{M_t}{z f_{st}} = 1.18 \text{ cm}^2$$

✓ **Appui de rive**

$$u_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} * b * d^2} = \frac{0.00226}{14.2 * 0.1 * 0.22^2} = 0.033 < 0.186 \text{ pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.042$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.216 \text{ m}$$

$$A_a^{rive} = \frac{M_t}{z f_{st}} = 0.30 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min}^a = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 0.1 * 0.22 * \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min}^a = 0.265 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^a < A_a^{int}, A_a^{rive} \text{ Condition vérifiée.}$$

**C) Choix des barres**

En travée :  $A=1.78\text{cm}^2$  soit  $3\text{HA}12=3.39\text{cm}^2$

En Appui intermédiaire :  $A=1.18\text{cm}^2$  soit  $2\text{HA}12=2.26\text{cm}^2$

En appui de rive :  $A=0.30\text{cm}^2$  soit  $1\text{HA}12=1.13\text{cm}^2$

**III.2.2 .2 Pour terrasse inaccessible :**

Les résultats du ferrailage (TI) sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.7** résultats du ferrailage Terrasse inaccessible.

Position	Mmax (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{calcul}$ (cm2)	$A_{min}$ (cm2)	Choix
Travée	16.31	0.04	0.051	0.210	1.88	1.59	$3\text{HA}12=3.39\text{cm}^2$
Appuis int	-9.94	0.144	0.195	0.202	1.41	0.265	$2\text{HA}12=2.26\text{cm}^2$
Appuis riv	-2.54	0.036	0.046	0.216	0.34	0.265	$1\text{HA}12=1.13\text{cm}^2$

**III.2.2.3 : Vérifications aux états limites**

**Remarque :** Dans cette vérifications on vérifier le cas le plus défavorables entre (EC) et (TI) .

**III.2.2.3.1 : Vérifications a l'ELU**

**a) Vérification de rupture par cisaillement**

$$\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{0.018094}{0.10 \times 0.22} = 0.86\text{MPa}$$

$$\text{FPN} : \tau = \min((0,2fc28)/\gamma_b ; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

$\tau_u < \tau$  : Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

**b) Espacement des armatures transversales**

Il est défini pas le minimum de ses trois conditions :

$$- St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Leftrightarrow St \leq 19.8\text{cm}$$

$$- St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Leftrightarrow St \leq 339\text{cm}$$

$$- St \leq \frac{A_t \times f_e \times 0.8}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} \Leftrightarrow St \leq 57.1\text{cm}$$

Donc on opte pour un espacement **St=15cm**.

**c) Vérification des armatures longitudinales  $A_l$  vis-à-vis de l'effort tranchant  $v_u$**

**-Appui de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \quad A_l^{min} \geq \frac{1.15}{400} 0.018097 = 0.55\text{cm}^2$$

$A_l = A_t + A_r = 4\text{HA}12 = 4.52\text{cm}^2 > 0.55$  La condition est vérifiée.

**-Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u^{intr}}{0,9d}) = \frac{1,15}{400} (0,018094 + \frac{-0,00994}{0,9*0,22}) = -1,05 < 0$$

Aucune vérification à faire, car l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

Pas de risque de cisaillement des armatures longitudinaux par l'effort tranchant.

**d) Vérification de la bielle**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} \quad a = \min(0,9d, b-4\text{cm}) = 19,8\text{cm}$$

$$V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_c 28$$

Ce qui nous donne :

$$V_u \leq 0,267 \times 19,8 \times 0,1 \times 25 = 132,16\text{kn}$$

$$18,067 \text{ kn} \leq 132,16\text{kn}$$

La condition est vérifiée, Pas de risque d'écrasement de la bielle.

**e) Vérification de la jonction table nervure**

$$\sigma_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9b_0d} \leq \bar{\tau} = 3,33\text{MPa}$$

$$\text{Avec } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 25\text{cm}$$

$$\sigma_1^u = 0,95\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33\text{MPa}$$

La condition est vérifiée, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

**III.2.2.3.1 : Vérifications à l'ELS**

Les vérifications concernées sont :

- La vérification des contraintes (ouverture de fissure).
- La vérification de la flèche (déformation).

**Remarque :** Dans cette vérifications on vérifier le cas le plus défavorables entre (EC) et (TI) .

**a) La vérification des contrainte****- En Travée****Position de l'axe neutre**

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0,6 \times 0,04^2}{2} - 15 * 3,39(0,22 - 0,04) = -915,25\text{cm}$$

Vérification des contraintes pour une section T.

$$\text{Donc } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

**Calcul de Y et I**

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

$$5y^2 + 250.85y - 718.7 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 278.028 \text{ d'où } y = 2.72 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{60}{3} 2.72^3 + (60 - 10) * \frac{(2.72 - 4)^3}{3} + 15 * 3.39(22 - 2.72)^2$$

$$I = 19269.4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.01186}{19269.4 * 10^8} 0.0272 = 1.67 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

#### - En appuis intermédiaire

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$5y^2 + 33.9y - 745.8 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 126.75 \text{ d'où } y = 9.28 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{10}{3} 9.28^3 + 15 * 2.26 * (22 - 9.28)^2$$

$$I = 8148.89 \text{ cm}^4$$

$$d'ou \sigma_{bc} = \frac{0.00718}{8148.89 * 10^4} 0.0928 = 8.18 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifier.

#### b) La vérification de la flèche

Pour Etage courant :

#### Conditions de la vérification de la flèche

Données :

L = 5.35 m de la travée la plus sollicitée [BC]

$$M_0^s = 15.098 \text{ kn.m}$$

$$M_t^s = 9.96 \text{ kn.m}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t^s}{15M_0} \Leftrightarrow 0.044 \geq 0.039 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Leftrightarrow 0.0177 \leq 0.009 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$l = 5.35 \text{ m} < 8 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

La 2ème condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5cm$$

$\Delta f$  : la flèche à calculer selon le BAEL en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots\dots\dots\text{BAEL99.}$$

**1) Evaluation des charges :**

$$J = G_{\text{Plancher}} + G_{\text{Cloison}} = 3.2+0.9 = 4.1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_j = 0.6 \times 4.1 = 2.46 \text{ KN/ml}$$

$$g = G_{\text{Plancher}} + G_{\text{Cloison}} + G_{\text{revêtement}} = 5.53 \text{ KN/m}^2$$

$$q_g = 0.6 \times 5.53 = 3.18 \text{ KN/ml}$$

$$P = G_{\text{totale}} + Q_{\text{totale}} = 5.53+1.5 = 7.03 \text{ KN/m}^2$$

$$q_p = 0.6 \times 7.03 = 4,218 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{M_t^s}{M_0^s} = 0.587 \Leftrightarrow M_t^s = 0.587 M_0^s$$

$$M_s^g = 0.587 M_0^g = 5.166 \text{ kn.m}$$

$$M_s^j = 0.587 M_0^j = 4.72 \text{ kn.m}$$

$$M_s^p = 0.587 M_0^p = 8.86 \text{ kn.m}$$

**2) Module de Young instantané et différé :**

$$E_v = 3700 \sqrt{f_c} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$E_i = 3 \times E_v = 32456.6 \text{ MPa}$$

**3) Caractéristiques géométriques de la section :**

Pour le calcul de  $I_f$ , Il faut calculer  $Y_G$  et  $I_0$ .

$$Y_G = \frac{(b_0 h^2 / 2) + \frac{(b-b_0)h_0^2}{2} + n(A*d + A'*d')}{(b_0 * h) + (b-b_0)*h_0 + n(A+A')} = \frac{(10*24^2/2) + \frac{(60-10)4^2}{2} + 15(3.39*22 + 0*d')}{(10*24) + (60-10)*4 + 15(3.39+0)}$$

$$Y_G = 8.96 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{bY_G^3}{3} + b_0 \frac{(h - Y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0)(Y_G - h_0)^3}{3} + 15A(d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{60 * (8.96)^3}{3} + 10 \frac{(24 - 8.96)^3}{3} - \frac{(60 - 10)(8.96 - 4)^3}{3} + 15 * 3.39 * (22 - 8.96)^2$$

$$I_0 = 36407.045 \text{ cm}^4$$

**4) Coefficient  $\mu$  :**

Ils sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{3.39}{10*22} = 0.0154$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 b f_{t28}}{(2b + 3b_0) p} = \frac{0,05 * 0.6 * 2.1}{(2*0.6 + 3*0.1) 0.01154} = 4.8468$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i = 1.93872$$

**5) Calcul des  $\sigma_{st}$  les contraintes à la traction de l'acier :**

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

$$\sigma_{st}^g = \frac{15 \cdot 0.005166 \cdot (0.22 - 0.0272)}{0.000192694} \quad \text{Avec } y = 2.72 \text{ cm}$$

$$\sigma_{st}^g = 76.79 \text{ MPa} \quad I = 19269.4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{st}^j = 70.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}^p = 88.65 \text{ MPa}$$

### 6) Calcul des $\mu$ :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot p \cdot \sigma_{st}^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0154 \cdot 76.79 + 2.1} = 0.461$$

$$\mu_j = 0.568$$

$$\mu_p = 0.486$$

### 7) Calcul des facteur $I_f$ :

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1.1 \cdot 36407.045 \cdot 10^{-8}}{1 + 4.8468 \cdot 0.461} = 1.2381 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1.1 \cdot 36407.045 \cdot 10^{-8}}{1 + 1.93872 \cdot 0.461} = 2.114 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1.1 \cdot 36407.045 \cdot 10^{-8}}{1 + 4.8468 \cdot 0.486} = 1.1934 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = \frac{1.1 \cdot 36407.045 \cdot 10^{-8}}{1 + 4.8468 \cdot 0.568} = 1.06709 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

### 8) Calcul des flèches $f$ :

$$f_{gv} = M_s^g \frac{I^2}{10 E_v I_{fgv}} = 0.00511 \frac{5.35^2}{10 \cdot 10818.86 \cdot 2.114 \cdot 10^{-4}} = 6.40 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = M_s^g \frac{I^2}{10 E_i I_{fgi}} = 0.00511 \frac{5.35^2}{10 \cdot 32456.58 \cdot 1.2381 \cdot 10^{-4}} = 3.63 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = M_s^j \frac{I^2}{10 E_i I_{fji}} = 0.00472 \frac{5.35^2}{10 \cdot 32456.58 \cdot 1.06709 \cdot 10^{-4}} = 3.90 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = M_s^p \frac{I^2}{10 E_i I_{fpi}} = 0.00886 \frac{5.35^2}{10 \cdot 32456.58 \cdot 1.1934 \cdot 10^{-4}} = 6.92 \text{ mm}$$

$$\Delta f = (6.40 - 3.90) + (6.92 - 3.36)$$

$$\Delta f = 6.06 < \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm} = \frac{535}{1000} + 0,5 = 10.35 \text{ mm}$$

La flèche de Etage courant et vérifie.

#### III.2.2.3.2 ferrailage de la dalle de compression :

✓ **Barres perpendiculaires ( $\perp$ ) aux poutrelles :**

b = 60 cm.  $f_e = 235 \text{ MPa}$  (treillis soudés rond lisse).

$$A_{\perp} = 4b/f_e = (4 \cdot 60)/235 = 1,02 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

✓ **Barres parallèles ( $\parallel$ ) aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp}/2 = 1,02/2 = 0,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte pour un treillis soudés 6 (150\*150) mm<sup>2</sup>.

$$A_{\perp} = 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\parallel} = 4\phi 6 = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**a) Vérifications nécessaires à l'ELU de la terrasse inaccessible**

Les vérifications des poutrelles aux états limites de terrasse inaccessible sont illustrées dans le tableau ci-après :

**Tableau III.8 :** Vérifications nécessaires à l'ELU de *terrasse inaccessible*.

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \tau$ MPa	Armatures longitudinales $A_l \text{ cm}^2 \geq$		Bielle $v_u \leq 0.267 \cdot a^*$	Jonction $\sigma_1^U \leq \tau$ MPa
		$\frac{\gamma_s}{f_e} v_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} (v_u + \frac{M_u^i}{0.9d'})$	$b_0 * f_{c28}$ kn	
<b>T. Inaccessible</b>	0.82 < 3.33	4.42 ≥ 0.51	5.65 ≥ -1.041	18.067 ≤ 132.16	0.95 < 3.33

**b) Vérifications a l'ELS :**

Les vérifications concernées sont :

- La vérification des contraintes (ouverture de fissure) elle vérifie.
- La vérification de la flèche (déformation).

**La vérification de la flèche :**

**-Terrasse inaccessible :**

Les résultats de calcul seront résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.9 :** Vérifications de la flèche à l'ELS des différents niveaux.

Niveaux	L (m)	$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f_i$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	Observation
<b>Terrasse inaccessible</b>	5.35	13.72	2.70	8.88	7.50	12.4	10.35	Non Vérifiée

**Remarque :**

la flèche n'est pas vérifiée au niveau terrasse inaccessible  $A_t = 3.39 \text{ cm}^2$  donc on doit augmenter la section, pour cela on va opter pour  $A_t = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$

**Tableau III.10 :** Vérifications de la flèche à l'ELS apres l'agmentation .

Niveaux	L (m)	$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f_i$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	Observation
<b>Terrasse inaccessible</b>	5.35	11.14	2.11	6.70	5.69	10.05	10.35	Vérifiée

**Schéma de ferrailage des poutrelles**

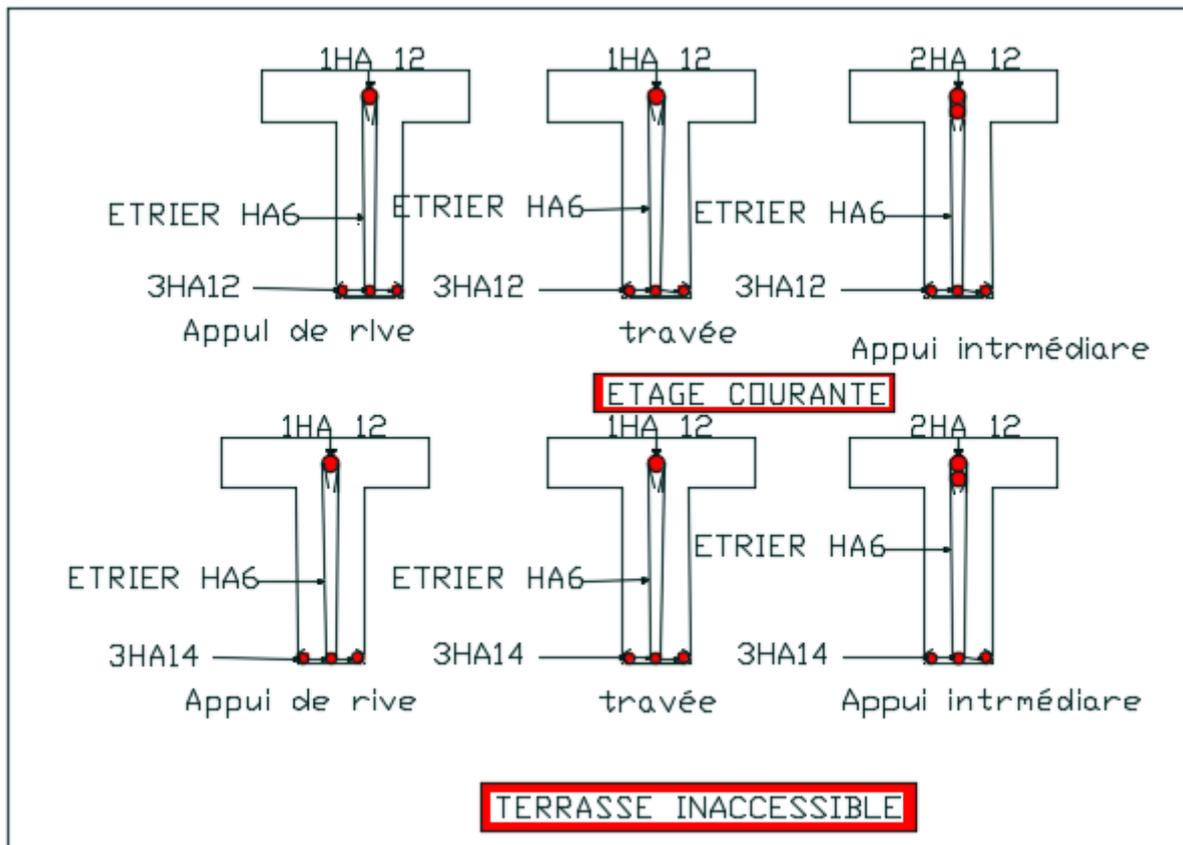


Figure III.3 Schéma de ferrailage des poutrelles.

### III.2.2 : Étude des dalles pleines

#### III.2.2.1 : Introduction

Les dalles pleines sont considérées des plaques horizontales dont leurs épaisseurs est faible par rapport aux autres dimensions, elles sont encastrées sur deux, trois ou quatre appuis, comme elle peut être assimilée comme une console.

$\rho = \frac{l_x}{l_y}$       $\rho \leq 0.4$  la dalle travaille suivant un seul sens.

$\rho > 0.4$  la dalle travaille suivant les deux sens.

#### ✓ Calcul des moments pour $\rho > 0.4$

Les moments en travée :

$$M_{tx,y} = 0,85M_{0x,y} \text{ pour une travée de rive}$$

$$M_{tx,y} = 0,75M_{0x,y} \text{ pour une travée intermédiaire}$$

Les moments aux appuis :

$$M_{ax}=M_{ay} = -0,3 M_0 \text{ dans le cas d'un appui de rive}$$

$$M_{ax}=M_{ay} = -0,5 M_0 \text{ dans le cas d'un appui intermédiaire}$$

Avec  $M_{0x} = \mu_x * q_u * l_x^2$       $M_{0y} = \mu_y * M_{0x}$

- **Calcul des moments pour  $\rho < 0,4$**

✓ dalle travaille selon un seul sens (sens // lx), une flexion selon lx

$$M_0 = q * lx^2 / 8$$

[0,75 à 0,85]  $M_0$  soit : 0,85  $M_0$  en travée

[-0,3 à -0,5]  $M_0$  soit : - 0,4  $M_0$  en appui

✓ dalle reposant sur un seul coté : c'est le cas de la console (balcon)

$$M_t = -\frac{ql_x^2}{2}; V = -q lx$$

✓ dalle reposant sur deux appuis parallèles

$$M_0 = q * lx^2 / 8$$

$$M_t = 0,85 M_0$$

$$M_a = - 0,4 M_0$$

✓ **Dalle sur trois appuis et  $\rho > 0.4$**

Cas :  $lx < \frac{ly}{2}$  :

Les moments sont donnés par :  $M_{0x} = \frac{ql_x^2 ly}{2} - \frac{2ql_x^3}{3}$  et  $M_{0y} = \frac{ql_x^3}{6}$

Cas :  $lx > \frac{ly}{2}$  :

Les moments sont donnés par :  $M_{0x} = \frac{ql_y^3}{24}$

$$M_{0y} = \frac{ql_y^2}{8} \left( lx - \frac{ly}{2} \right) + \frac{qly^3}{48}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} < \bar{\tau} = \frac{0.2Fc28}{\gamma b}$$

**Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} * \frac{\gamma}{I} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * Fc28$$

- **Calcul de la position de l'axe neutre Y et du moment d'inertie I**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \text{ avec } b=1m$$

- **Vérifications de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{15 * M_{ser}}{I} (d - Y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}Fe ; 110\sqrt{\gamma * Fc28}\right)$$

III.2.2.2 : Données de différentes dalles.

Toutes les dalle sont représenter dans le « tableau II.2.1 » chapitres 2

Pour cela nous allons prendre D1 ,D3 et D7commte exemples illustratifs dalles pleines .

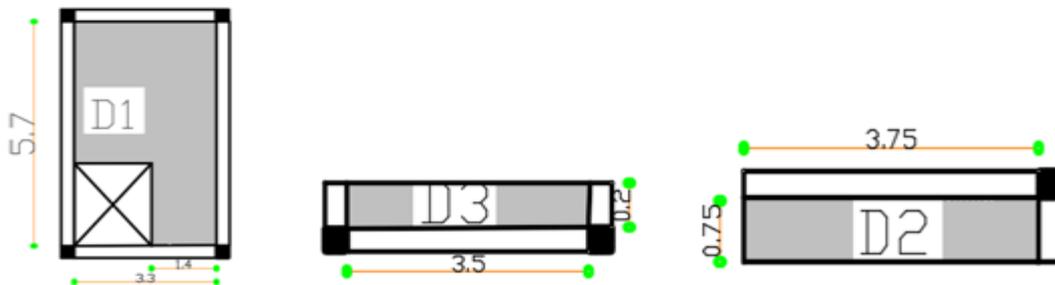


Figure III.4 Schéma des trois dalles illustratif

III.2.2.3 : Exemple illustratif

1-Dalle pleine D1 sur 4 appuis d'épaisseur 14cm située de tous niveau et RDC.

$L_x= 1.4m$  et  $L_y=5.7m$   $G=5.14kn/m^2$  et  $Q=2.5 kn/m^2$

$q_U=1.35G + 1.5Q = 10.68kn/m$

$q_s=G + Q = 7.64kn/m$

$\rho = 0.24 < 0.4$

dalle travaille selon un seul sens (sens // lx)

$M_0 = q \times (lx)^2 / 8$   $M_0 = \begin{cases} ELU = 2.62KN.m \\ ELS = 1.87KN.m \end{cases}$

➤ Calcul des sollicitations :

$M_t = 0,85 M_0$  ;  $M_a = - 0,4 M_0$

$M_T = \begin{cases} ELU = 2.23KN.m \\ ELS = 1.59KN.m \end{cases}$   $M_a = \begin{cases} ELU = 1.048KN.m \\ ELS = 0.75KN.m \end{cases}$

Calcul du ferrailage à ELU :

Tableau III.12 Calcul du ferrailage à ELU de D1

type s	sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	Acal (cm <sup>2</sup> /ml)	Amin (cm <sup>2</sup> /ml)	Aopt (cm <sup>2</sup> /ml)	St cm
D1	Travée	2.23	0.0109	0.013	0.119	0.536	1.12	5HA8=2.51	20
	appuis	1.048	0.0051	0.0064	0.119	0.251	1.12	5HA8=2.51	20

➤ Calcul de l'effort tranchante :

Tableau III.13 Calcul de l'effort tranchante de D1

types	Vux(kN)	$\tau_u < \bar{\tau}$	Observation
D1	7.48	0.062 < 3.33	Vérifier

➤ Vérification a ELS

Tableau III.14 Vérification a ELS de D1.

types		Mser (KN.m)	Y (cm)	I(cm4)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
D1	Travée	1.59	2.4	3239.4	1.04 < 15	Vérifier
	appuis	0.75	2.4	3239.4	0.69 < 15	Vérifier

Pas de risque d'ouverture des fissures.

✓ Vérification de la flèche

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

- $\frac{H}{L} \geq \max\left(\frac{M_t}{20 \cdot M_o}, \frac{3}{80}\right)$                        $0.1 \geq 0.0375$     vérifier
- $A_t \leq \frac{2b \cdot d}{f_e}$                                        $2.01 \leq 6$     vérifier

la flèche dans le panneau D1 il n'est pas nécessaire de Calcule

**2-Dalle pleine D 3** sur trois appuis d'épaisseur 12cm située de tous niveau.

$L_x = 0.2m$     et     $L_y = 3.5m$      $G = 5.14kn/m^2$  et  $Q = 3.5 kn/m^2$

$q_U = 1.35G + 1.5Q = 12.19kn/m$                        $q_s = G + Q = 8.64kn/m$

$\rho = 0.057 < 0.4$                       avec :  $L_x < \frac{L_y}{2}$

Donc la dalle fléchis selon un seul sens (console).

Ce type de dalle se calcule comme une console soumise à la flexion simple.

a) Calcul de sollicitation

$$q_u = 12.19kn/m \quad q_s = 8.64kn/m$$

$$M_u = -\frac{q_u \cdot l_x^2}{2} = 0.67kn.m \quad M_s = 0.447kn.m$$

$$V_u = q_u \cdot l_x = 1.22kn$$

b) Calcul du ferrailage a l'ELU

La DP4 est une section rectangulaire (b\*h) soumise à la flexion simple pour une bande d'un 1ml

Le tableau du ferrailage est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.15: Calculs de ferrailage à l'ELU dans le panneau DP3

Endroit	Sens	M (kn.m)	Ubu	$\alpha$	Z (m)	$A^{Cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Travée	X-X	0.67	0.0047	0.006	0.0998	0.193	0.96	4HA8=2.01	20
	Y-Y	$A_y = \frac{A_x}{3} = 0.64cm^2$ on choisit 4HA8= 2.01cm <sup>2</sup> avec st=20cm							
appuis		0.39	0.0028	0.0035	0.0998	0.11	0.96	4A8=2.01	20

➤ Calcul de l'effort tranchante :

**Tableau III.16** Calcul de l'effort tranchante de D3

types	Vux(kN)	$\tau_u < \bar{\tau}$	Observation
D1	1.22	1.218 < 3.33	Vérifier

• Vérification a ELS

**Tableau III.17** Vérification a ELS de D3.

types		Mser (KN.m)	Y (cm)	I(cm4)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
D1	Travée	0.447	2.17	2189.07	0.47 < 15	Vérifier
	appuis	0.28	2.17	2189.07	0.27 < 15	Vérifier

Pas de risque d'ouverture des fissures.

✓ Vérification de la flèche

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

- $\frac{H}{L} \geq \max\left(\frac{M_t}{20 \cdot M_0}, \frac{3}{80}\right)$                        $0.6 \geq 0.0375$       vérifier
- $A_t \leq \frac{2b \cdot d}{f_e}$      $2.01 \leq 6$       vérifier

la flèche dans le panneau D1 il n'est pas nécessaire de Calculer

**3-Dalle pleine D 2** sur trois appuis d'épaisseur 12cm située de tous niveau.

$L_x = 0.75m$     et     $L_y = 3.75m$      $G = 5.14kn/m^2$  et  $Q = 3.5 kn/m^2$

$q_U = 1.35G + 1.5Q = 12.19kn/m$                        $q_s = G + Q = 8.64kn/m$

$\rho = 0.2 < 0.4$     Dalle travaille selon un seul sens .

dalle travaille selon un seul sens (sens // lx)

$M_0 = q \times (lx)^2 / 8$      $M_0 = \begin{cases} ELU = 0.76KN.m \\ ELS = 0.53KN.m \end{cases}$

➤ Calcul des sollicitations :

$M_t = 0,85 M_0$     ;                       $m_a = - 0,4 M_0$

$M_T = \begin{cases} ELU = 0.65KN.m \\ ELS = 0.45KN.m \end{cases}$                        $M_a = \begin{cases} ELU = 0.305KN.m \\ ELS = 0.212KN.m \end{cases}$

c) Calcul du ferrailage à l'ELU

Le tableau du ferrailage est résumé dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.18:** Calculs de ferrailage à l'ELU dans le panneau DP2.

Endroit	Sens	M (kn.m)	Ubu	$\alpha$	Z (m)	$A^{Cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Travée	X-X	0.65	0.0109	0.013	0.119	0.54	1.12	4HA8=2.01	20
appuis		0.305	0.0051	0.0064	0.119	0.251	1.12	4A8=2.01	20

➤ Calcul de l'effort tranchante :

Tableau III.19 Calcul de l'effort tranchante de DP2

types	Vux(kN)	$\tau_u < \bar{\tau}$	Observation
D1	4.57	0.045 < 3.33	Vérifier

• Vérification a ELS

Tableau III.20 Vérification a ELS de D2.

types		Mser (KN.m)	Y (cm)	I(cm4)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
D1	Travée	0.76	2.17	2189.07	0.201 < 15	Vérifier
	appuis	0.26	2.17	2189.07	0.402 < 15	Vérifier

Pas de risque d'ouverture des fissures.

✓ Vérification de la flèche

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

- $\frac{H}{L} \geq \max\left(\frac{M_t}{20 \cdot M_o}, \frac{3}{80}\right)$        $0.6 \geq 0.0375$       vérifier
- $A_t \leq \frac{2b \cdot d}{f_e}$        $2.01 \leq 6$       vérifier

la flèche dans le panneau D1 il n'est pas nécessaire de Calculer

**3-les différentes dalle pleine :**

Les différentes dalles pleines seront résumées dans des tableaux.

**a) Calcul des sollicitation**

Les résultats de calcul des sollicitations maximales des différentes dalles pleines seront illustres dans le tableau suivant :

Tableau III.21: Sollicitations maximales dans les différentes dalles pleine

Types De dalles pleines	ELU					ELS		
	$M_x^t$ Kn.m	$M_y^t$ Kn.m	$M_{xy}^a$ Kn.m	$v_x$ Kn.m	$v_y$ Kn.m	$M_x^t$ Kn.m	$M_y^t$ Kn.m	$M_{xy}^a$ Kn.m
DP4	1.51	0.11	0.88	2.48		1.067	0.078	0.627
DP5	4.64	0.21	2.73	3.05		3.29	0.15	1.93
DP6	0.825	0.013	0.485	1.22		0.585	0.0097	0.34

**b) Calcul du ferrailage a l'ELU**

On procède au ferrailage des différents types de dalle de la même manière que la dalle Précédentes (type DP1)

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.22 :** Calcul de ferrailage a l'ELU dans les différentes dalles pleines

TYPES	Sens	M (kn.m )	Ubu	$\alpha$	Z (m)	$A^{Cal}$ $cm^2/ml$	$A^{min}$ $cm^2$	Aadp $cm^2/ml$
DP4	X-X	1.51	0.0106	0.0133	0.099	0.43	0.96	4HA8=2.01
	Y-Y	0.11	0.0007	0.0009	0.099	0.032	0.96	4HA8=2.01
	Appui	0.88	0.0062	0.0078	0.099	0.25	0.96	4HA8=2.01
DP5	X-X	4.64	0.0327	0.0416	0.099	1.36	0.96	4HA8=2.01
	Y-Y	0.21	0.0015	0.019	0.099	0.062	0.96	4HA8=2.01
	Appui	2.73	0.0192	0.0243	0.099	0.79	0.96	4HA8=2.01
DP6	X-X	0.825	0.0058	0.0073	0.099	0.24	0.96	4HA8=2.01
	Y-Y	0.013	$9 \cdot 10^{-5}$	0.0001	0.099	0.0039	0.96	4HA8=2.01
	Appui	0.485	0.0034	0.0043	0.099	0.14	0.96	4HA8=2.01

**c) Vérification a l'ELU :**

✓ **Vérification des dalles aux états limite :**

Ils seront illustrés dans les tableaux qui suit :

**Tableau III.23:** Vérification de l'effort tranchant dans les différentes dalles pleines.

Types	$V_{ux}$ (kn)	$\tau_u < \bar{\tau}$	obs	$V_{uy}$ (kn)	$\tau_u < \bar{\tau}$	Obs
DP4	2.43	0.024<1.25	Vérifier	/	/	Vérifier
DP5	3.05	0.030<1.25	Vérifier	/	/	Vérifier
DP6	1.22	0.012<1.25	Vérifier	/	/	Vérifier

**d) Vérification a l'ELS :**

✓ **Vérification des contraintes :**

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau qui suit:

**Tableau III.24 :** vérifications des contraintes à l'ELS des différents panneaux

Type dalle		$M^{ser}$ kn.m	Y cm	I $cm^4$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Obs	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ MPa	Obs
DP4	X-X	1.067	2.17	2189.07	1.06<15	Vérifier	57.24<201.6	Vérifier
	Y-Y	0.078	2.17	2189.07	0.077<15	Vérifier	4.20<201.6	Vérifier
	Appui	0.627	2.17	2189.07	0.623<15	Vérifier	33.67<201.6	Vérifier

DP5	X-X	3.29	2.17	2189.07	3.26<15	Vérifier	176.43<201.6	Vérifier
	Y-Y	0.15	2.17	2189.07	0.15<15	Vérifier	8.2<201.6	Vérifier
	Appui	1.93	2.17	2189.07	1.92<15	Vérifier	103.78<201.6	Vérifier
DP6	X-X	0.585	2.17	2189.07	0.58<15	Vérifier	31.38<201.6	Vérifier
	Y-Y	0.0097	2.17	2189.07	0.009<15	Vérifier	0.52<201.6	Vérifier
	Appui	0.34	2.17	2189.07	0.34<15	Vérifier	18.46<201.6	Vérifier
	Y-Y	0.40	2.17	2189.07	0.39<15	Vérifier	21.35<201.6	Vérifier

✓ **Evaluation de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\text{Condition 1 : } e \geq \max\left(\frac{3}{80}, \frac{Mx^t}{20M_0^x}\right)l_x$$

$$\text{Condition 2 : } A_t \leq \frac{2b_0 d_x}{f_e}$$

Les résultats des vérifications à la flèche seront résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau III.25** : Vérification de la flèche dans les différents panneaux.

Type de dalles	Sens Lx			Sens Ly		
	Condition 1	Condition 2	Observation	Condition 1	Condition 2	Observation
DP4	12 ≥ 15	2.01 ≤ 2	Non Vérifier	12 ≥ 15	2.01 ≤ 2	Non Vérifier
DP5	12 ≥ 18.17	2.01 ≤ 2.5	Non Vérifier	12 ≥ 18.17	2.01 ≤ 2.5	Non Vérifier
DP6	15 ≥ 7.5	2.01 ≤ 1	Non Vérifier	12 ≥ 7.5	2.01 ≤ 1	Non Vérifier

On voit que toutes les dalle sont n' pas vérifier suivant  $L_{xy}$ ,

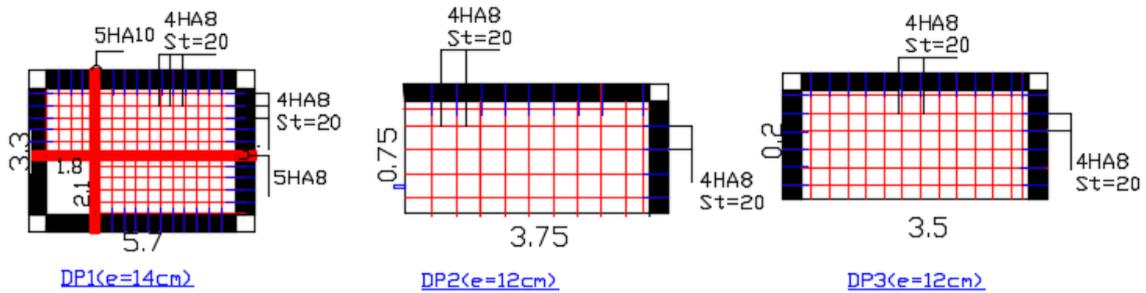
Pour cela le tableau suivant illustra les résultats du calcul des différentes flèches non vérifier :

**Tableau III.26** résultats du calcul des différentes flèches non vérifier

Type	$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f_i(mm)$	$f_{adm}(mm)$	Observation
DP4	0.00603	0.0011	0.0032	0.0020	0.0061	0.8	Vérifier
DP5	0.029	0.005	0.015	0.0096	0.0294	1	Vérifier
DP6	0.00078	0.00015	0.00044	0.00026	0.00081	0.4	Vérifier

**Schéma de ferrailage des dalles pleines**

Les différents schémas de ferrailage de différents types des dalles pleines dans la figure suivante



**Figure III.5:** Schéma de ferrailage différents types des dalle pleine .

**III.3 : Etude de l’escalier :**

**III.3 .1 : Etude de l’escalier de deux volées :**

L’étude consiste à déterminer les sollicitations

Dans l’escalier et le ferrailage nécessaire pour reprendre ces charges. Les escaliers de notre structure sont identiques à tous les étages. Ce sont des escaliers à deux volées.

Leurs calcul se fait comme suit :

**III.2.3.1 : L’escalier étage Courant :**



**Figure III.6 :** Schéma statique de l’escalier d’habitation.

**Combinaison de charges:**

On a :  $G_v=8.05KN/m^2; G_p=4.99KN/m^2; Q= 2.5KN/m^2$

ELU :  $q_v=1.35G_v+1.5Q_v=14.62KN/ml$   
 $q_p=1.35G_p+1.5Q_p=10.49KN/ml$

ELS :  $q_v=G_v+Q_v=10.55KN/ml$   
 $q_p=G_p+Q_p=7.49KN/ml$

**a) Calculs des sollicitations :**

La poutre étudiée est supposée isostatique, donc le calcul des sollicitations se fera par la méthode des section RDM :

$$\sum F/x=0 \quad RA+RB=1.45 \cdot q_p+2.4 \cdot q_v$$

$$\sum M/A=0 \text{ on donné } \begin{cases} \text{ELU : } R_A = 28.44kN \text{ et } R_B = 24.98kN \\ \text{ELS : } R_A = 20.49kN \text{ et } R_B = 17.93kN \end{cases}$$

Les moments obtenus ont été corrigés avec les coefficients suivants :

Pour la travée : 0.75

Pour l'appui : 0.5

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau III.27 :

**Tableau III.27** Les Sollicitation dans l'escalier.

	Réaction D'appuis ( kn )		M <sub>0</sub> <sup>Max</sup> (kn.m)	Moments ( Kn.m )		V <sup>Max</sup> (kn)
	A	B		Travée	Appuis	
<b>ELU</b>	28.44	24.98	28.85	21.64	14.42	28.04
<b>ELS</b>	20.49	17.93	20.77	17.66	8.31	

**b) Calcul de Ferrailage à l'ELU :**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section « b\*e » = « 1m\*e »

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.28:** Ferrailage de l'escalier

Endroit	Mu(KN.m)	μbu	α	Z (m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
<b>Travée</b>	21.64	0.090	0.118	0.123	5.02	1.57	5HA12=5.65	20
<b>Appuis</b>	14.42	0.060	0.077	0.126	3.30	1.57	5HA10=3.52	20

Les armature de répartition :

$$A_{rép} = \frac{A_{principe}}{4}$$

**En travées:**  $\frac{5.65}{4}=1.4125cm^2/ml$   $A_{rép}=4HA8=2.01 cm^2/ml$  , St=25cm

**En appuis :**  $\frac{3.52}{4}=0.88 cm^2/ml$   $A_{rép}=4HA8=2.01 cm^2/ml$  , St=25cm

**c) Vérification a l'ELU :**

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$V^{Max}=28.04kn$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.186 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{1.5} = 3.33 \text{ MPA}$$

Les armatures de transversales ne sont pas nécessaires.

**d) Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible ; donc les vérifications à faire concernent uniquement :

La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc}$  et l'état limite de déformation « flèche »

**Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I} \leq \tilde{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

**Calcul de Y et I :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.29 :** Vérifications de contraintes à l'ELS de l'escalier.

Endroit	Mser (kn.m)	Y (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \tilde{\sigma}_{bc}$ MPa		Observation
				$\sigma_{bc}$	$\tilde{\sigma}_{bc}$	
Travée	17.67	0.0305	5608	9.63	15	Vérifiée
Appuis	8.31	0.025	3844	5.53	15	vérifiée

**Vérification de la flèche « CBA93.artB.6.5.3 » :**

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{4.15} = 0.0365 \geq \max \left( \frac{M_t}{20 \cdot M_o} ; \frac{3}{80} \right) = \max \left( \frac{17.67}{20 \cdot 20.77} ; \frac{3}{8} \right) = 0.0425$$

$$A \leq \frac{2 \cdot b \cdot d}{F_e} ; 5.65 \leq \frac{2 \cdot 1 \cdot 0.13}{400} = 6.5$$

$$L < 8 \quad ; \quad 4.15 < 8$$

Les conditions sont pas vérifiées donc il lieu de vérifiée la flèche.

$$\Delta f \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$\Delta f$  : la flèche à calculer selon le BAEL en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL99.}$$

✓ **Evaluation des charges pour volée :**

$$J = G_{\text{Plancher}} + G_{\text{Cloison}} = 4.45 = 4.45 \text{ KN/m}^2$$

$$g = G_{\text{Plancher}} + G_{\text{Cloison}} + G_{\text{revêtement}} = 8.05 \text{ KN/m}^2$$

$$P = G_{\text{totale}} + Q_{\text{totale}} = 8.05 + 2.5 = 10.55 \text{ KN/m}^2$$

$$q_j = 4.45 \cdot 1 = 4.45 \text{ KN/ml}$$

$$q_g = 8.05 = 8.05 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = 0.6 \cdot 7.03 = 10.55 \text{ KN/ml}$$

✓ **Evaluation des charges pour palier :**

$$J = G_{\text{Plancher}} + G_{\text{Cloison}} = 3.75 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

$$q_j = 3.75 = 3.75 \text{ KN/ml}$$

$$g = G_{\text{Plancher}} + G_{\text{Cloison}} + G_{\text{revêtement}} = 4.99 \text{ KN/m}^2$$

$$qg = 4.99 = 4.99 \text{ KN/ml}$$

$$P = G_{\text{totale}} + Q_{\text{totale}} = 4.99 + 2.5 = 7.49 \text{ KN/m}^2$$

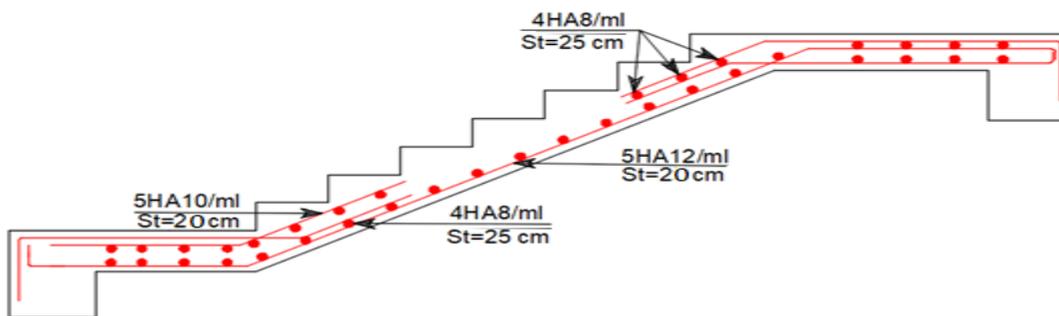
$$qp = 7.49 = 7.49 \text{ KN/ml}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.30** : Vérifications de la fleche de l'escalier

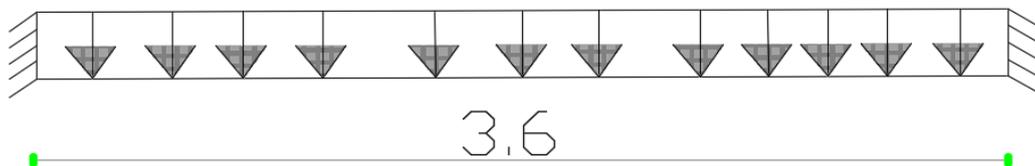
Niveaux	L (m)	$f_{gv}$ (mm)	$f_{jt}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f_i$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	Observation
Terrasse inaccessible	4.15	1.56	0.30	1.35	0.82	1.79	8.3	Vérifiée

Schéma de ferrailage de l'escalier (figure III.5)



**Figure III.7** : Schéma de ferrailage de l'escalier.

### III. 3.2 : Etude de la Poutre palière



**Figure III.8** : Schéma statique poutre palière.

#### 4.1. Dimensionnement :

a) Selon la condition de rigidité :

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

$$22 \leq h \leq 33$$

b) Vérification des conditions du RPA99 version 2003 :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

donc on prend :  $h = 30 \text{ cm}$

$$\frac{h}{b} = 1 < 4$$

#### 4.2. Charge revenant aux poutres :

$$\text{Poids propre de la poutre : } g_o = 25 * 0.3 * 0.3$$

$$g_o = 2.25 \text{ kn/m}$$

Charge revenant à l'escalier : ELU :  $R_b = 38.44 \text{ kn}$

$$\text{ELS : } R_b = 27.97 \text{ kn}$$

**4.3. Calculs des Sollicitations :**

$$q_u = 1.35 g_o + R_b = 41.48 \text{ kn/m}$$

$$q_s = g_o + R_b = 30.22 \text{ kn/m}$$

Les moments :  $M_o = \frac{qL^2}{8}$

**Tableau III.31 :** Calculs des sollicitations.

ELU			ELS			Vu(kn)
$M_o$ (kn.m)	$M_t$ (kn.m)	$M_a$ (kn.m)	$M_o$ (kn.m)	$M_t$ (kn.m)	$M_a$ (kn.m)	
67.19	57.11	20.16	48.96	41.62	14.69	74.66

**4.4. Ferrailage à l'ELU :**

Les résultats du ferrailage longitudinal en travée et en appuis sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.32:** Calcul de ferrailage a l'ELU de la poutre palier.

Endroit	M (kn.m)	Ubu	$\alpha$	Z (m)	$A^{Cal}$ (cm)	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	57.11	0.171	0.236	0.253	6.48	1.0143	4.5
Appuis	20.16	0.060	0.077	0.271	2.14	1.0143	

**4.5. Vérification nécessaire à l'ELU :**

**a) Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \tau_{adm} = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b * d} = 0.89 \text{ MPa}$$

Pas de rupture par cisaillement.

**b) Vérification d'armature longitudinale**

$$A > \left( Vu + \frac{Mu}{0.9 * d} \right) * \frac{\gamma_s}{f_e} = 8.66 \text{ cm}^2$$

**c) Calcule des armatures transversales**

On fixe  $S_t = 15 \text{ cm}$  en travée et  $S_t = 10 \text{ cm}$  en appuis et on calcul  $A_{trans}$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{trans} \geq \frac{0.4 * b * S_t}{f_e} \rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \\ A_{trans} \geq \frac{b * S_t * (\tau_u - 0.3 * f_{t28})}{0.9 f_e} \rightarrow A_{trans} \geq 0.217 \end{array} \right.$$

Soit  $A_{trans} = 0.45 \text{ cm}^2$

**4.6 . Calcul a la torsion :**

**a) Calcul de la section d'armature**

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

$$M_{tor} = -Ma * \frac{1}{2} = 20.16 * 1.8 \text{ Avec } Ma : \text{moment en appui A}$$

$$M_{tor} = 36.28 \text{ kn.m}$$

$$A_{I}^{tor} = \frac{Mtu * u * \gamma_s}{2 * fe * \Omega}$$

U : le périmètre de la section creuse =  $2 * [(b - e) + (h - e)] = 1 \text{ m}$

$\Omega$  : la surface de la section creuse =  $(b - e) * (h - e) = 0.0625 \text{ m}^2$

$$e = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$A_{I}^{tor} = 4.63 \text{ cm}^2$$

**Le ferrailage global :**

**• En travée :**

$$A_t = A_l^{f.s} + \frac{A_{I}^{tor}}{2} = 6.48 + \frac{4.64}{2}$$

$$A_t = 8.8 \text{ cm}^2$$

**• En appuis :**

$$A_a = A_a^{f.s} + \frac{A_{I}^{tor}}{2} = 2.73 + \frac{4.64}{2} = 5.05 \text{ cm}^2$$

**b) Vérification de la condition de cisaillement :**

$$\tau_{tor} = \frac{Mtu}{2 * e * \Omega} = \frac{21.64E-3}{2 * 0.0625 * 0.05}$$

$$\tau_{tor} = 3.46 \text{ MPa} > \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

On doit augmenter la section de la poutre, on prend une poutre palière de 30\*40

$$\tau_{tor} = 1.84 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa}$$

La contrainte résultante de la flexion et la torsion

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_{tor}^2}$$

$$\tau = \sqrt{0.89^2 + 1.84^2} = 2.04 \text{ MPa}$$

Les nouvelles sections du ferrailage sont résumées dans le tableau :

**Tableau III.33:** Ferrailage global.

localisation	$A_a^{f.s} (\text{cm}^2)$	$A_l^{f.s} (\text{cm}^2)$	$\frac{A_{I}^{tor}}{2} (\text{cm}^2)$	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_a^{Adop} (\text{cm}^2)$
Travée	/	4.65	3.57	8.22	6	6HA14=9.24
appui	3.35	/		6.92		5HA14=7.70

• **Armature transversale :**

$$\Omega = (b - e) * (h - e) = 0.0875 \text{cm}^2$$

$$U = 2 * [(b - e) + (h - e)] = 1.132 \text{m}$$

$$A_{\text{trans}} = A_{\text{trans}}^{f.s} + A_{\text{trans}}^{\text{tor}} = 1.17 + 0.45 = 1.62 \text{cm}^2$$

On choisit : 4HA8

Soit un cadre de Ø8 et un étrier de Ø8.

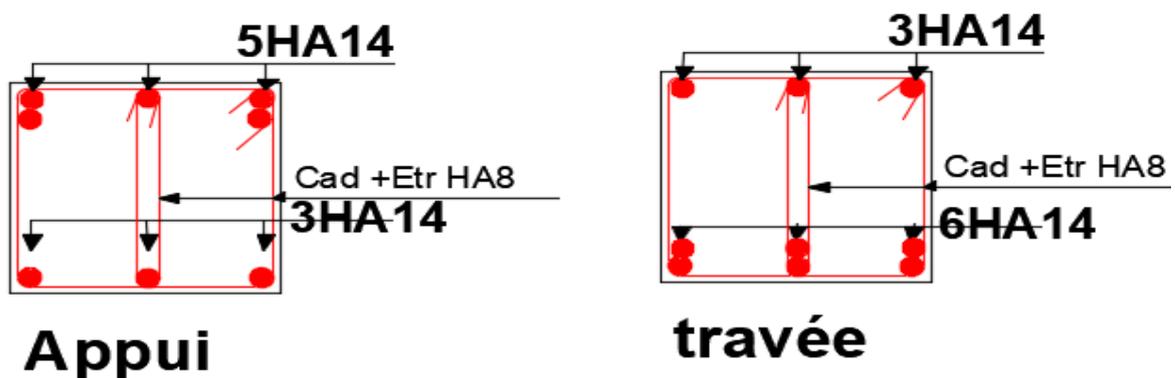
c) **Vérification a L'ELS :**

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau qui ci-après :

**Tableau III.34:** Vérification de la contrainte à l'ELS de la poutre palier.

Endroit	M(kn. m)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	41.62	83356	5.50	15	Vérifiée
Appuis	14.69	60146	6.42	15	Vérifiée
condition	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10 * Mo}$	$A \leq \frac{2 * b * d}{Fe}$	L < 8		Observations
valeurs	0.11 ≥ 0.085	9.24 ≤ 19	3.6 < 8		La flèche n'est pas nécessaire

d) **Schéma de ferrailage de la poutre palière :**



**Figure III.9 :** Schéma de ferrailage de la poutre palière.

**III.4 : Etude de la Poutre de chaînage :**

**III.4.1. Poutre de chaînage :**

Les poutres des chaînage sont des poutres continues en béton armé, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau des planchers, ainsi qu'au couronnement des murs qui sont reliés au droit de chaque refend.

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale ou verticale, il doit régner sur tout l'épaisseur

du mur. Il a pour but :

- Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
- Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
- Le mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou charges appliquées.
- Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.

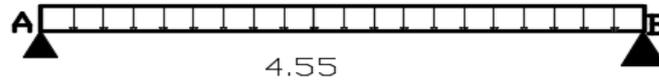


Figure III.10: Schéma statique poutre de chaînage :

D'après le RPA99 (Art9.3.3), la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou 2/3 de l'élément supporte

La portée maximale de la poutre de chaînage est :

$$L_{max} = 455 - 30 = 425 \text{ cm} = 4.25 \text{ m}$$

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \quad 28.33 \leq h \leq 42.5$$

• Vérification des conditions du RPA99/2003 :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

donc on prend : h=30cm ; b=30cm

$$\frac{h}{b} = 1.166 < 4$$

a) Calcul des sollicitations :

Le chaînage est conçu pour reprendre, outre son poids propre, le poids des cloisons.

P<sub>propre</sub> : G = 25\*0.3\*0.3 = 2.25 kN/m ; P<sub>du mur</sub> : G<sub>mur</sub> = 2.76 \* 3.06 = 8.44 kN/m  
 $q_u = 1,35(8.44 + 2.25) = 14.43 \text{ kN/m}$  ;  $q_s = 8.44 + 2.25 = 10.69 \text{ kN/m}$

$$\begin{cases} \text{ELU } M_0 = \frac{q_u * l^2}{8} = 32.58 \text{ kN.m} \\ \text{ELS } M_0 = \frac{q_s * l^2}{8} = 24.14 \text{ kN.m} \end{cases} \quad V_u = \frac{q_u * l}{2} = 30.67 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} \text{ELU } M_T = 0.85 M_0 = 27.7 \text{ kN.m} \\ \text{ELS } M_T = 0.85 M_0 = 20.51 \text{ kN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} \text{ELU } M_a = -0.4 M_0 = -13.03 \text{ kN.m} \\ \text{ELS } M_a = -0.4 M_0 = -9.65 \text{ kN.m} \end{cases}$$

b) Calcule du ferrailage à l'ELU :

Tableau III.35 : ferrailage à l'ELU poutre de chaînage

Position	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	27.7	0.083	0.102	0.268	2.27	1.19	3HA10= 2.36
Appuis	-13.03	0.039	0.050	0.274	1.36	1.19	3HA10=2.36

- Vérification nécessaire à l'ELU
- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_U \leq \tau_{adm} = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \frac{V_u}{b * d} = 0.365 \text{ MPa}$$

Pas de rupture par cisaillement.

- Calcule des armatures transversales

$$\text{On fixe } S_t = 15\text{cm} \left\{ \begin{array}{l} A_{trans} \geq \frac{0.4 \cdot b \cdot S_t}{f_e} \rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \\ A_{trans} \geq \frac{b \cdot S_t \cdot (\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28})}{0.9 f_e} \rightarrow A_{trans} \leq 0 \end{array} \right.$$

Soit  $A_{trans} = 0.45\text{cm}^2$

Soit : un cadre de  $\phi 8$  + un étrier  $\phi 8 \rightarrow A_{tr} = 3\phi 8 = 1.53\text{cm}^2$

c) Vérification nécessaire à l'ELS

Tableau III.36: Calcul de ferrailage et vérification nécessaire Poutre de chaînage.

Les Vérifications nécessaires		V (kn)	M <sub>s</sub> KN.m	Y cm	I cm <sup>4</sup>	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>b</sub>	observation
	Travée	30.6	27.7	2.36	31186.98	3.84	15	Vérifiée
	Appui		-13.03	2.36	22575.8	2.78	15	Vérifiée
Vérifications de la Flèche								
condition	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_o}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$A \leq \frac{4.2 \cdot b \cdot d}{F_e}$		Observations			
valeurs	0.070 ≥ 0.085	0.070 ≥ 0.062	2.97 ≤ 8.82		Non vérifie			

Les conditions sont pas vérifiées donc il lieu de vérifiée la flèche.

$$\Delta f \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Δf : la flèche à calculer selon le BAEL en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots\dots\dots\text{BAEL99.}$$

• Evaluation des charges :

J = G<sub>P.P</sub> = 2.25 = KN/m<sup>2</sup>

g = G<sub>Plancher</sub> + G<sub>Cloison</sub> + G<sub>revêtement</sub> = 8.44 KN/m<sup>2</sup>

P = G<sub>totale</sub> + Q<sub>totale</sub> = 8.44 + 2.5 = 10.69 KN/m<sup>2</sup>

q<sub>j</sub> = 4.45 \* 1 = 4.45 KN/ml

q<sub>g</sub> = 8.05 = 8.05 KN/ml

q<sub>p</sub> = 0.6 \* 7.03 = 10.55 KN/ml

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.37: vérification la flèche Poutre de chaînage.

Type	f <sub>gv</sub> (mm)	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	Δf <sub>i</sub> (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)	Observation
	6.4	0.71	5.90	3.1	8.49	8.5	Vérifier

d) Schéma de ferrailage de poutre chaînage.

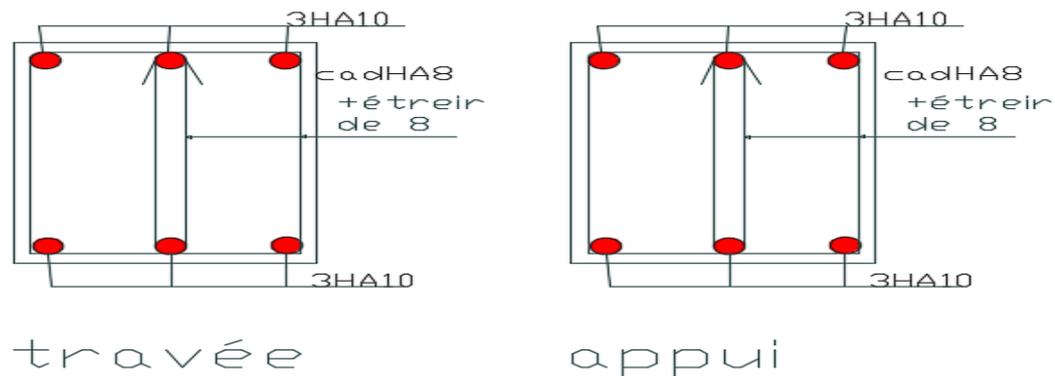


Figure III.11: Schéma de ferrailage de la poutre chaînage.

### III.5. Etudes de l'acrotère

Elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible. Elle est soumise à un effort  $G$  dû à son poids propre et un effort latéral  $Q$  dû à la charge d'entretien engendre un moment  $M$  de renversement dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1 [m] de largeur.

#### a) Evaluation des charges et surcharges

$S=0.0885m^2$ ,  $G_{tot}=2.79kn/m$ ,  $Q=1kn/m$ ,

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99(article 6.2.3)}$$

**A:** Coefficient d'accélération de zone dépend de la zone et groupe d'usage

**C<sub>p</sub>:** Facteur de force horizontale varie entre 0.3 et 0.8 **RPA99**

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

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$A=0.15$      $C_p=0.8$      $W_p=2.79KN/ml$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2.79$$

$$F_p = 1.34KN$$

#### b) Calcul des sollicitations l'acrotère

Calcul du centre de gravité de la section  $G(X_G; Y_G)$

$$X_G = \frac{\sum X_i \cdot A_i}{\sum A_i} = \frac{(80 \cdot 10 \cdot 5) + (7 \cdot 10 \cdot 15) + (10 \cdot 3 \cdot 0.5 \cdot 15)}{(80 \cdot 10) + (10 \cdot 7) + (3 \cdot 0.5 \cdot 10)} = 5.96cm$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i * A_i}{\sum A_i} = \frac{(80 * 10 * 40) + (10 * 7 * 73.5) + (10 * 3 * 0.5 * 78.5)}{(80 * 10) + (10 * 7) + (10 * 3 * 0.5)}$$

$$= 43.33 \text{ cm}$$

Tableau III.38 : Les moments engendrés par les efforts normaux.

$N_G$	$N_Q$	$N_F$	$M_G$	$M_Q = Q * h$	$M_F = Fp * Y_G$
2.79KN	0KN	0KN	0KN	0.8KN	0.580KN

**Combinassions d'action :**

Tableau III.39: Les différentes combinaisons à utiliser.

Combinaison	ELUA	ELU	ELS
Sollicitations	G +Q+E	1.35G+1.5Q.	G +Q.
N (KN)	2.79	3.77	2.79
M(KN.m)	1.38	1.97	1.19

**b.1 : Ferrailage à la flexion composée**

## • Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.38}{2.79} = 0.49$$

$$e_0 = 0,8/6 = 0,13 \text{ m}$$

$$e_0 > h/6$$

La section est partiellement comprimée (S.P.C)

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et  $N_u$  est un effort de compression dans la section est partiellement comprimée

Sollicitation a considérées en cas de flexion composée avec un effort normal de compression

Le calcul se fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment  $M_{ua} = N_{ux}$ .

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de Stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ( $e = M_u/N_u$ ) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_2 + e_a$$

$$e_a = \max(2\text{cm}; h/250) = 2\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi)$$

$\Phi$ : Rapport de la déformation final du au fluage à la déformation instantanée sous la charge=2

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$l_f$ : la longueur de flambement

$$l_f = 2 * h = 1,6m$$

$$e_2 = 3 * 1.6^2 * \frac{2}{0.1} * 10^{-4} = 0,01536m$$

D'où :  $e = 0,525m$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.77KN \quad ; \quad M_u = N_u \times e \quad ; \quad M_u = 3.77 \times 0,465 \quad ;$$

$$M_u = 1.97KN * m$$

### c) Ferrailage de l'acrotère

La position de centre de pression

$$M_{ua} = M_{UG} + N_u * \left( d - \frac{h}{2} \right) = 2.23kn.m$$

$$U_{bu} = 0.0109 < U_l = 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 0.0137 \quad , \quad Z = 0.119m \quad , \quad A_l = 0.4854cm^2$$

On revient à la flexion compose

$$A_s = A_l - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.485cm^2$$

- **La condition de non fragilité**

$$A_{min} = (0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e})$$

$$A_{min} = 1.45cm^2$$

$$A_{min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte : } A_{choisi} = 4HA8 = 2,01 cm^2$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{choisi}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502cm^2 \quad \text{danc} \quad A_r = 3HA8 = 1.51cm^2$$

### d) Vérification nécessaire :

- **Vérification au cisaillement**

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

$$V_u = F_p + Q$$

$$V_u = 1.43 + 1 = 2,43KN$$

$$\tau_u \leq \text{Min}(0.1f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d} * b = 0.0195 \text{MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

- **Espacement**

**Armatures principale:**  $St \leq \frac{100}{3} = 33,3 \text{cm}$ . On adopte  $St=30 \text{cm}$ .

**Armatures Secondaire:**  $St \leq \frac{70}{3} = 23.33 \text{cm}$ . On adopte  $St = 20 \text{cm}$ .

On adopte un espacement  $St=20 \text{cm}$  pour les armatures secondaires et les armatures Principales

- **Vérification à l'ELS**

$$d = 12 \text{cm}; \quad N_{\text{ser}} = 2.79 \text{KN} \quad ; \quad M_{\text{ser}} = Q \times h$$

$$M_{\text{ser}} = 0.8 \text{KN.m}; \quad \eta = 1.6 \text{ pour les HA}$$

- **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{N_{\text{ser}}}{U_T} * Y < \sigma_{\text{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * \frac{N_{\text{ser}}}{U_T} * (d - Y_{\text{ser}})$$

$$\sigma_{\text{st}} = \min\left(f_e \frac{2}{3}; 150\eta\right) = 240 \text{Mpa}$$

- **Position de l'axe neutre**

$$Y_{\text{ser}} = Y_c + C \text{ et } C = d - e_1$$

Avec :

$e_1$ : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section

$$e_1 = \frac{M_s}{N_s} + \left(d - \frac{h}{2}\right) \Rightarrow e_1 = \left(\frac{0.8}{2.79}\right) + \left(0.12 - \frac{0.1}{2}\right)$$

$$e_1 = 0.356 \text{m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.356 \Rightarrow c = -0.236 \text{m}$$

$$Y_{c3} + p * Y_c + q = 0 \dots \dots \dots 1$$

$$P = -3 * c^2 + 90 * A * (d - c) / b$$

$$p = -0.212 \text{m}^2$$

$$q = -2 * c^3 + 90 * A * (d - c)^2 / b$$

$$q = 0.02858 \text{m}^3$$

**En remplaçant q et p dans 1 :**

$$\text{Donc : } Y_c = 0.0713 \text{ et } Y_{\text{ser}} = -0.1647 \text{m}$$

- **Calcul des contraintes :**

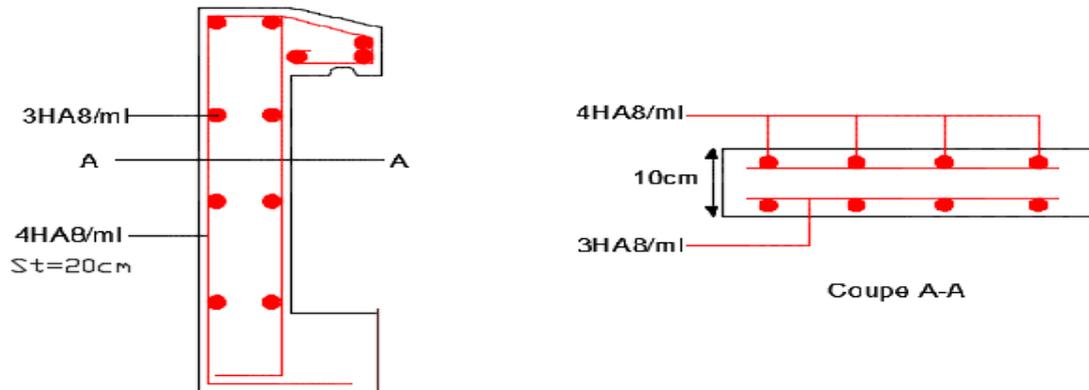
$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{N_{\text{ser}}}{U_T} * A * (d - Y_{\text{ser}}) = 1.33 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * \frac{N_{\text{ser}}}{U_T} * (d - Y_{\text{ser}}) = 11.19 < 201.63 \text{MPa}$$

Donc les conditions sont vérifiées.

e) **Schéma de ferrailage**

Il sera illustré dans la figure qui suit :



**Figure III.12:** Schéma de ferrailage de l'acrotère.

### III.6 : ÉTUDE DE L'ASCENSEUR

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements 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 opte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes : (Annexe II )

La course maximale = 25.50m

DM : La charge due à l'ascenseur = 82 KN

PM : La charge due à la machine = 15 KN

FC : Poids de la cuvette = 102 KN

La vitesse minimale = 1 m/s

Les dimensions de la cabine  $BK \times TK \times HK = (110 \times 140 \times 220) \text{ cm}^3$

Les dimensions de la gaine :  $BS = l = 180 \text{ cm}$

$TS = L = 210 \text{ cm}$

- **Étude de la dalle pleine de locale des machines**

a) **Évaluation des charges et surcharge**

La dalle reprend des charges importantes,

alors on prend une épaisseur  $h = 14$  cm

La charge nominale = 6.3 KN

$P = PM + DM + \text{charge nominale}$

$$P = 15 + 82 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$$

Poids propre de la dalle et des revêtements

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

$$G = 25 \times 0.14 + 22 \times 0.05 = 3.85 \text{ KN}$$

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

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.85 + 1.5 \times 1 = 6.69 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 3.85 + 1 = 4.85 \text{ KN/m}^2$$

- **Cas de charges concentrées**

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

On calcul le rectangle d'impact ( $u \times v$ ).

$$u = a_0 + h_0 + 2\xi h$$

$$v = b_0 + h_0 + 2\xi h$$

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

$b_0$  et  $v$  : : dimension // à  $L_y$

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

$h$  : Epaisseur du revêtement

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

$$(a_0 \times b_0) = (69 \times 69) \text{ cm}^2$$

$$u = 80 + 14 + 2 \times 1 \times 5 = 104 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 14 + 2 \times 1 \times 5 = 104 \text{ cm}$$

b) **Calcul des sollicitation :**

- **Calcul les moments :**

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q$$

**BAEL 91(article IV.3)**

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)q$$

$\nu$  : coefficient de poisson

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

$M_1$  et  $M_2$  : sont des valeurs lues à partir des tables de PIGEAUD

## ➤ ELU

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.86 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$v = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.105 \\ M_2 = 0.033 \end{cases} \quad (\text{Annexe III})$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{1.04}{1.8} = 0.57$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{1.04}{2.1} = 0.49$$

$$G = 97 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35G = 130.95 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 0.105 \times 130.95 = 13.75 \text{ Nm}$$

$$M_{y1} = 0.033 \times 130.95 = 4.32 \text{ KNm}$$

**-Moment dû aux poids propre de la dalle**

$$M_{x2} = 1.23 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = 0.87 \text{ KNm.}$$

**-La superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.75 + 1.23 = 14.98 \text{ KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.32 + 0.87 = 5.19 \text{ KNm.}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec  $h = 20 \text{ cm}$

**-Moment en travées**

$$M_t^x = 0.75 \times 14.98 = 11.23 \text{ KNm.}$$

$$M_t^y = 0.75 \times 5.19 = 3.89 \text{ KNm.}$$

**-Moment en appuis**

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 14.98 = -7.49 \text{ KNm.}$$

**Tableau III.40.** Le ferrailage de la dalle de local des machines

position	sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	Acal (cm <sup>2</sup> /ml)	Amin (cm <sup>2</sup> /ml)	Aopt (cm <sup>2</sup> /ml)
travee	X_X	11.29	0.087	0.071	0.116	2.76	1.20	5HA10=3.93
	Y_Y	3.29	0.019	0.024	0.119	0.94	1.12	5HA8=2.51
appuis	appuis	7.49	0.037	0.047	0.118	1.83	1.20	5HA8=2.51

**c) Vérifications nécessaire**

**-Vérification au poinçonnement**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

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

$Q_u$  : Charge de calcul à l'ELU

$h$  : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 416 \text{ cm}$$

$$q_u = 130.95 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 4.16 \times 0.14 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 428.4 \text{ KN} \quad \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

**- Vérification de la contrainte tangentielle****-Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{130.95}{3 \times 1.04} = 41.19 \text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{q_u}{2v + u} = \frac{130.95}{3 \times 1.04} = 41.19 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.343 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

**-Espacement des armatures**

Sens xx:  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$  ; Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

➤ l'ELS : ( $\nu = 0.2$ )

**1) Les moments engendrés par le système de levage**

$$q_{ser} = G = 97 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q_{ser} = (0.105 + 0.2 \times 0.033) \times 97 = 10.82 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q_{ser} = 5.25 \text{ KNm.}$$

**2) Les moments dus aux poids propre de la dalle**

$$q_{ser} = G + Q = 4.6 + 1 = 5.6 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0566 \times 5.6 \times 1.8^2 = 1.03 \text{ KNm.}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.7933 \times 1.03 = 0.82 \text{ KN.m}$$

**3) La superposition des moments**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.85 \text{ KNm}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.06 \text{ KNm}$$

**-Vérifications des contraintes**

**-Moment en travées**

$$M_t^x = 0.75 \times 11.85 = 8.89 \text{ KNm}$$

$$M_t^y = 0.75 \times 6.06 = 4.542 \text{ KNm}$$

**-Moment en appuis**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times 11.85 = 5.925 \text{ KNm}$$

Calcul de  $y$  :  $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A + A') \times y - 15 \times (d \times A + d' \times A') = 0$  ; avec :  $A' = 0$ .

Calcul de  $I$  :  $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A \times (d - y)^2 + A' \times (y - d')^2]$

**Tableau III.41** : La vérification des contraintes.

Localisation	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y(cm <sup>2</sup> )	I (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observations
Travée	xx	8.89	3.22	5657.2	5.06	15	vérifie
	yy	4.54	2.65	3911.8	3.08	15	vérifie
Appui		5.92	2.65	3911.8	1.41	15	vérifie

**Vérification de la flèche :**

**Tableau III.42.** Vérification de la flèche

condition	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{20 * Mo}$	$A \leq \frac{4.2 * b * d}{Fe}$	Observations
valeurs	$0.077 \geq 0.037$	$3.39 \leq 8.82$	vérifie

Les condition elle vérifie dans la flèche dans ce cas il n'est pas nécessaire de calcul.

**III.7 . CONCLUSION :**

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

On a procéder au calcul du ferrailage des différents éléments de notre structure : Le plancher corps creux (Poutrelles et poutre de chaînage) et plancher dalle pleine (balcon,

ascenseur), escalier(volée et poutre palière) et acrotère. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées en respectant les critères de résistance et d'économie.

# CHAPITRE IV

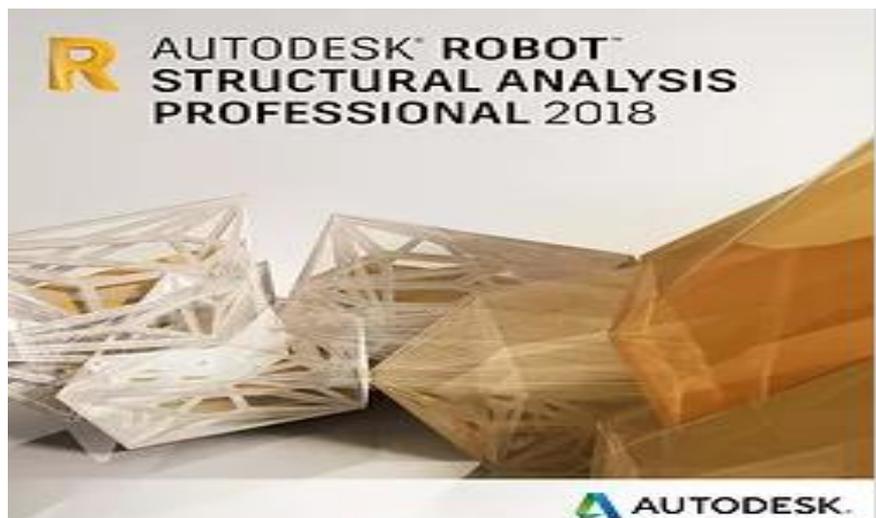
### IV .1. Introduction

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 appropriés 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.

### IV.2. Description de logiciel utilisé dans la modélisation

Le système « **Robot Structural Analyses 2018** » est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot Structural analyses permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure, Saisie graphique 2D et 3D, calcul de structure (RDM), Neige et vent, combinaisons automatique ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.



**Figure IV.1.** L'interface du logiciel utilisée

### IV .3.Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) l'étude peut être menée suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse largement les 23m à coté

du fait qu'elle soit irrégulière en plan et en élévation, se situe en zone (IIa) et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (**RPA99/version2003 article 4.3.6**).

#### a) Analyse sismique

La méthode retenue pour l'analyse du comportement sismique de notre structure est la méthode d'analyse modale spectrale.

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le **RPA 99/version2003** pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé. Ainsi ; cette force sismique est calculée par la méthode statique équivalente.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique..

#### b) La méthode statique équivalente (RPA99 (Article 4.2.3))

La force sismique  $V$  ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

##### 1) coefficient d'accélération de zone

$A$  : Coefficient d'accélération de la zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

Pour notre cas on a : groupe d'usage 2, zone IIa  $\Rightarrow A = 0.15$  selon le **tableau 4.1 (RPA99/version2003)**.

### 2) coefficient de comportement global :

**R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. Il est donné dans le **tableau 4.3 (RPA99/version2003)**.

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

### 3) facteur de qualité :

**Q** : Facteur de qualité.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule 4.4 donnée au **RPA** :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

**Pq** 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 :

<b>Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités <math>Pq</math>.</b>		
" Critère q "	X	Y
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2- Redondance en plan	0.05	0
3- Régularité en plan	0	0
4- Régularité en élévation	0	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	0	0
6- Contrôles d'exécution	0	0
	<b>Total</b>	<b>1.1</b>
		<b>1.05</b>

$$Q_x = 1.1. \quad Q_y = 1.05$$

### 4) poids totale de structure

**W** : Poids total de la structure.

La valeur de **W** comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids  $W_i$  ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.5)}$$

$W_{Gi}$  : 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 **tableau 4.5 (RPA99/2003)**.

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

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel Robot 2018 la valeur trouvée est :

$$W = 37392.32 \text{ KN}$$

### 5) Facture d'amplification dynamique

D : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

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

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

$$\xi = 10 \%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.764$$

T1 et T2 : 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 :  $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.4s \end{cases}$  **tableau 4.7 (RPA99/2003)**.

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 :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  $h_N = 27.54m$ .

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

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

$$T = 0.05 \times 27.54^{\frac{3}{4}} = 0.60s$$

$L_x=29.8$  m ; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens x.

$L_y= 14.85$  m ; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 27.54}{\sqrt{29.8}} = 0.45s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 27.54}{\sqrt{14.85}} = 0.64s$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.45s$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.60s$$

Le RPA préconise de majorer la période fondamentale statique de 30% **RPA99/2003 (art 4.2.4)**

Le tableau ci-dessous montre comment choisir la période de calcul  $V_{MSE}$  (**conférence de Mr.Rafik Taleb**)

Tableau IV.2 : comment choisir la période de calcul $V_{MSE}$	
si	La période choisie pour le calcul du facteur D est
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3 T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$1.3 T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1.3 T_{empirique}$

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.45 = 0.59s & \text{Avec } T_{X \text{ analytique}} = 0.74 \text{ s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.60 = 0.78s & \text{Avec } T_{Y \text{ analytique}} = 0.80 \text{ s} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 0.4 \leq T_X \leq 3s \rightarrow D_X = 2.5 * 0.76 * \left(\frac{0.4}{0.59}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.47 \\ 0.4 \leq T_X \leq 3s \rightarrow D_Y = 2.5 * 0.76 * \left(\frac{0.4}{0.78}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.22 \end{cases}$$

### 6) la force sismique totale à la base :

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

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.47 \times 1.1}{5} \times 38459,70 = 1865.68 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.22 \times 1.05}{5} \times 38459.70 = 1478.01 \text{ KN}$$

### c) La méthode d'analyse modale spectrale (RPA (formule 4-13))

Par la méthode d'analyse modale spectrale, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établit grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Après calcul ; le spectre obtenu est représenté sur la figure (IV.2) représenté sous forme de courbe :

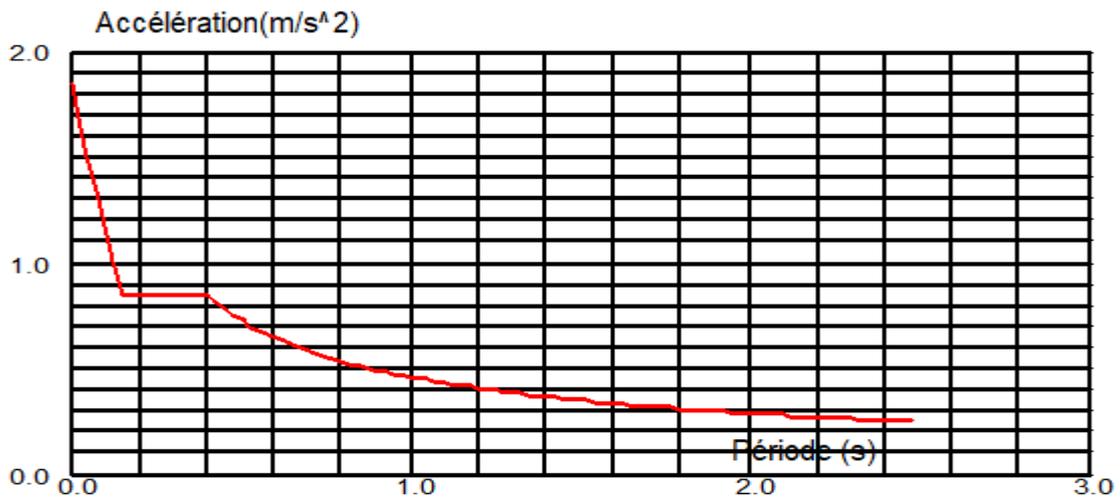


Figure. IV.2 : Spectre de calcul

**IV.4. Analyse de la structure :**

Après la modélisation de la structure, on a fait plusieurs essais pour bien disposer les voiles, nous retenons la disposition de la figure suivante :

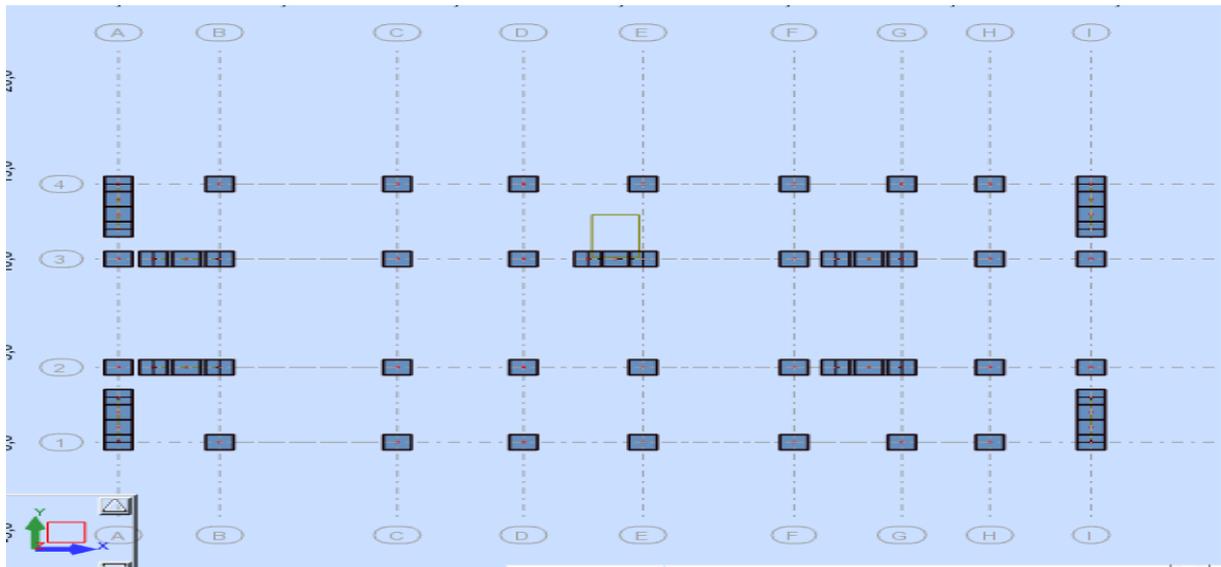


Figure. IV. 3: disposition des voiles

**a) Périodes et factures de participation massique modale :**

**Tableau IV. 3:** Périodes et factures de participation massique modaux.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	1,25	0,80	0,00	70,10	0,00	70,10	3921797,87	3921797,87
3/ 2	1,36	0,74	71,08	70,10	71,08	0,00	3921797,87	3921797,87
3/ 3	1,63	0,61	71,78	70,11	0,70	0,00	3921797,87	3921797,87
3/ 4	4,18	0,24	71,78	85,11	0,00	15,01	3921797,87	3921797,87
3/ 5	4,26	0,23	85,90	85,12	14,12	0,00	3921797,87	3921797,87
3/ 6	5,62	0,18	85,92	85,12	0,03	0,00	3921797,87	3921797,87
3/ 7	8,18	0,12	90,53	85,12	4,61	0,00	3921797,87	3921797,87
3/ 8	8,47	0,12	91,32	85,12	0,80	0,00	3921797,87	3921797,87
3/ 9	8,66	0,12	91,32	91,00	0,00	5,88	3921797,87	3921797,87
3/ 10	9,33	0,11	91,33	91,00	0,01	0,00	3921797,87	3921797,87
3/ 11	9,52	0,11	91,35	91,00	0,02	0,00	3921797,87	3921797,87
3/ 12	10,17	0,10	91,35	91,00	0,00	0,00	3921797,87	3921797,87

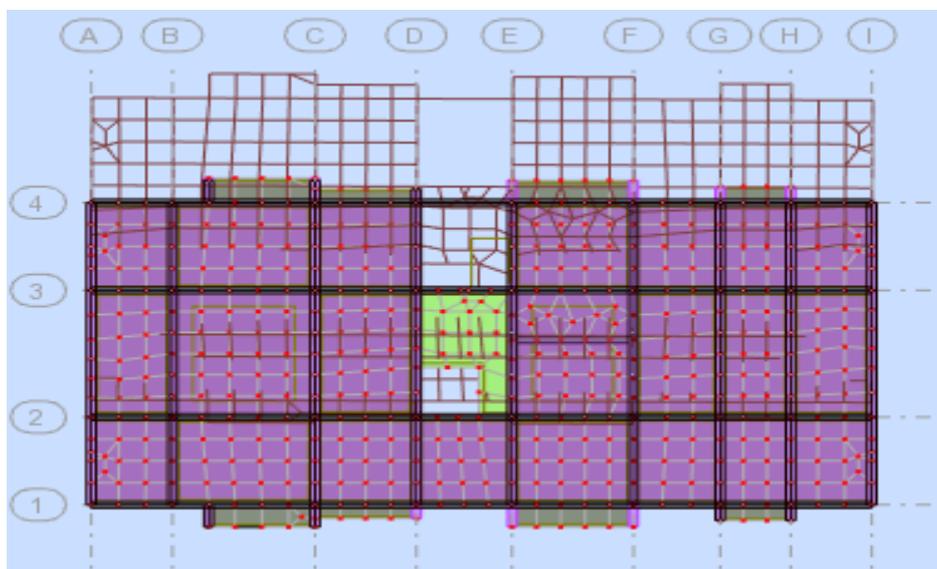
### b) La période fondamentale

$T_x$  dynamique = 0.74s.       $T_y$  dynamique = 0.80 s.

### c) Interprétation des résultats

On constate qu'il faut 09 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée Par le **RPA99/ 2003 art 4.3.4.a** :

- Le 1er mode est un mode translation pure selon l'axe Y avec 70.10%.
- Le 2ème mode est un mode translation pure selon l'axe X avec 71.08%.
- Le 3ème mode est un mode torsion.



**Figure IV.4 :** (Mode 1) Translation suivant l'axe y-y

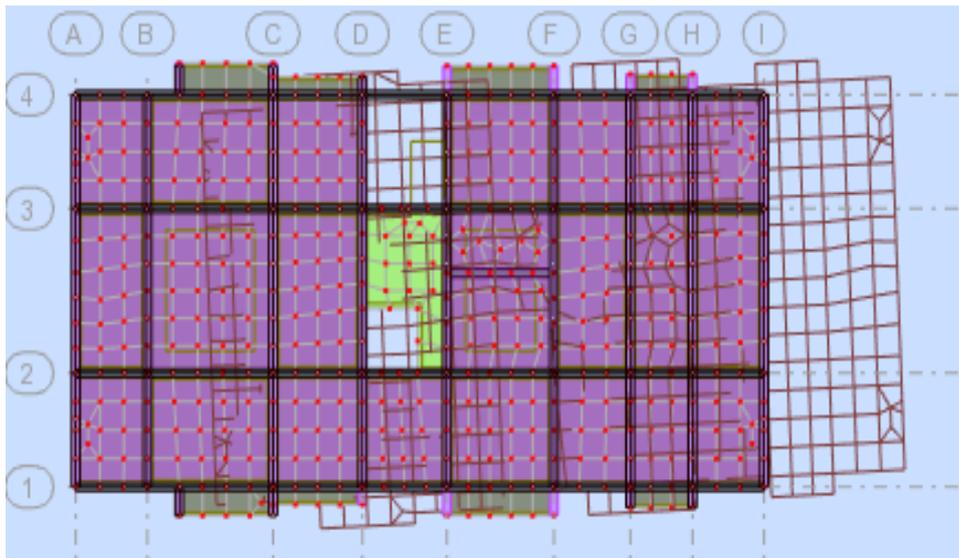


Figure IV.5 : (Mode 2) Translation suivant l'axe x-x

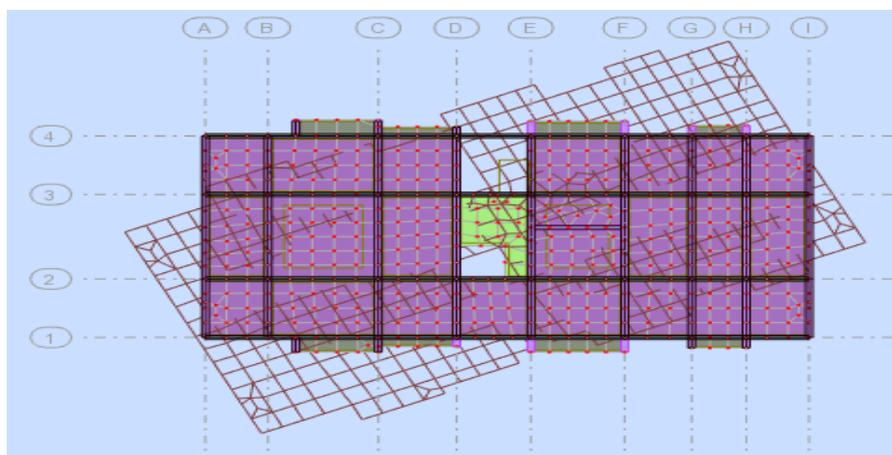


Figure IV.6 : (Mode 3) Torsion suivant l'axe z-z.

**d) Effort tranchant de la base :**

Donnée par la méthode dynamique spectrale :

Tableau. IV.4.L'effort tranchant à la base	
Sens longitudinal	Vx = 1534,46
Sens transversal	Vy = 1378,18

**IV.5.vérification de L'effort normal réduite**

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 :

$$V = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{Formule 7.2})$$

Avec :

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

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

$f_{cj}$  : 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 à 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 IV.5 : Vérification de l'effort normal réduit				
Niveau	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	N (KN)	v	Observation
RDC	50*55	2113.16	0.307	Non vérifiée
1, 2 <sup>eme</sup> étage	45*50	1813.6	0.322	Non vérifiée
3, 4 <sup>eme</sup> étage	40*45	1249.49	0,277	vérifiée
5, 6 <sup>eme</sup> étage	35*40	797.79	0.227	vérifiée
7, 8 <sup>eme</sup> étage	30*35	408.4	0.155	vérifiée

**Remarque :** On remarque que l'effort dépasse la valeur de 0.3, donc on augmente les sections des poteaux choisies

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit après augmentation				
Niveau	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	N (KN)	v	Observation
RDC	55*60	2169.89	0.263	vérifiée
1, 2 <sup>eme</sup> étage	50*55	1865.07	0.271	vérifiée
3, 4 <sup>eme</sup> étage	45*50	1283.34	0,228	vérifiée
5, 6 <sup>eme</sup> étage	40*45	819.27	0.18	vérifiée
7, 8 <sup>eme</sup> étage	35*40	418.1	0.12	vérifiée

**Remarque :** On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

#### IV.6. 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  $V_{st.}$ , nous avons :

Résultats → Réaction → Combinaison : Ex, Ey

Sens	Vst (KN)	0.8 Vst (KN)	Vdyn (KN)	0.8 Vst < Vdyn
XX	1865.68	1492.54	1534.46	vérifié
YY	1478.01	1182.40	1378.18	vérifié

#### IV.6. Caractéristiques Géométriques et massique de la structure

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités

##### a) Centre de gravité des masses:

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$XG = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad ; \quad YG = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

- $M_i$  : la masse de l'élément i.
- $X_i, Y_i$  : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global

##### b) Centre de gravité des rigidités:

- Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après  
Avec :

$$e_{cx} = \frac{\sum I_{jy} \times X_j}{I_{jx}} \quad ; \quad e_{cy} = \frac{\sum I_{jx} \times Y_j}{I_{jy}}$$

- $I_{yi}$ : Inertie de l'élément i dans le sens y.
- $X_i$  : Abscisse de l'élément  $I_{yi}$ .
- $I_{xi}$ : Inertie de l'élément i dans le sens x.
- $Y_i$  : Ordonnée de l'élément  $I_{xi}$ .

##### c) L'excentricité:

L'excentricité est la distance entre le **Centre de Gravité des Masses** et le **Centre de Torsion**, donnée par les formules suivant :

$$e_x = X_{cm} - X_{cr} \quad ; \quad e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

##### d) L'excentricité Théorique:

$$e_y = Y_{cm} - Y_{ct}$$

$$e_x = X_{cm} - X_{ct}$$

- $e_x$  : Excentricité théorique suivent x.
- $e_y$  : Excentricité théorique suivent y.

##### e) L'excentricité Accidentelle : RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (Page59).

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité Théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0.05 L$ , ( $L$ 'étant la Dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

- Sens-X :  $e_{Acc} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 29.30 \Rightarrow e_{Acc} = 1.47m$

- Sens-Y :  $e_{Acc}=0.05 \times L_y = 0.05 \times 14.30 \Rightarrow e_{Acc}=0.715m$ .

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par le logiciel **ROBOT** et nous avons résumé dans les tableaux suivant : **RPA99/2003 (Art : 4.3.7) (Page : 59)**.

- Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de gravité, de rigidité et l'excentricité théorique :

On doit vérifier que :  $e = \max(0.005L_{max}, e_0)$

$e_x = \max(0.05 \times 29.3, 0.04) = 1.47 > 1.47 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

$e_y = \max(0.05 \times 14.3, 0.32) = 0.715 > 0.83 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

Résultats → Etage → Valeurs → Combinaison : Ex, Ey

Tableau. IV. 8 . Caractéristiques Massique de la Structure				
	Centre de masse	Centre de rigidité	Excentricité théorique	
Etage	G (x , y , z)	R (x , y , z)	ex (cm)	ey (cm)
ERDC	14,75 7,21 2,64	14,79 7,53 2,41	0,04	0,32
Etage 1	14,80 7,21 5,75	14,75 7,55 5,54	0,05	0,33
Etage 2	14,80 7,21 8,81	14,75 7,55 8,60	0,05	0,33
Etage 3	14,78 7,22 11,90	14,72 7,56 11,71	0,07	0,35
Etage 4	14,78 7,22 14,96	14,72 7,56 14,77	0,07	0,35
Etage 5	14,77 7,22 18,06	14,69 7,57 17,88	0,07	0,36
Etage 6	14,77 7,22 21,12	14,69 7,57 20,94	0,07	0,36
Etage 7	14,75 7,22 24,21	14,68 7,58 24,05	0,07	0,36
Etage 8	14,73 7,17 27,34	14,68 7,15 27,15	0,05	0,02

Le tableau ci-après résumé les valeurs de L'excentricité Accidentelle de chaque niveau de la Structure :

Tableau. IV. 9. L'excentricité Accidentelle des Étages.				
Etage	Lx[m]	Ly [m]	ex [m]	ey[m]
RDC	29,30	16,40	1,47	0,82
Etage 1	29,30	16,50	1,47	0,83
Etage 2	29,30	16,50	1,47	0,83
Etage 3	29,30	16,50	1,47	0,83
Etage 4	29,30	16,50	1,47	0,83
Etage 5	29,30	16,50	1,47	0,83
Etage 6	29,30	16,50	1,47	0,83
Etage 7	29,30	16,50	1,47	0,83
Etage 8	29,30	16,50	1,47	0,83

**IV.7.vérification 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**

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Résultats → Etage → Effort réduit → Combinaison : ELS

Tableau IV.10. Vérification de l'interaction sous charges verticales					
Niveau	FZ Total [kN]	Fz Total sur les portiques [kN]	Fz Total sur les voiles [kN]	Portiques %	Voiles %
RDC	-43560,72	-37355,29	-6205,43	85	15

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

**b) Sous charges horizontales**

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

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

Résultats → Etage → Effort réduit → Combinaison : Ex, Ey

Tableau IV.11. 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 (%)
RDC	874,55	659,91	57%	43%	712,92	665,28	52%	48%
1 <sup>er</sup> étage	759,56	742	51%	49%	525,06	821,98	39%	61%
2 <sup>ème</sup> étage	880,19	540,27	62%	38%	608,43	662,58	48%	52%
3 <sup>ème</sup> étage	774,57	537,99	59%	41%	549,74	624,36	47%	53%
4 <sup>ème</sup> étage	809,28	376,51	68%	32%	582,61	481,65	55%	45%
5 <sup>ème</sup> étage	621,05	411,47	60%	40%	459,11	470,95	49%	51%
6 <sup>ème</sup> étage	606,19	245,53	71%	29%	461,89	310,64	60%	40%

7 <sup>ème</sup> étage	390,49	255,21	60%	40%	312,63	282,93	52%	48%
8 <sup>ème</sup> étage	370,34	15,9	96%	4%	342,7	22,38	94%	6%

**Remarque :** Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontale sauf dans le dernier étage.

**IV.8.vérification vis-à-vis des déplacements**

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

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/2003 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : 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

**Remarque :** Des recherches ont été faites par les représentants de l'AUTODESK Robot après la version 2009 ; les déplacements sont déjà multipliés par le coefficient de comportement  $R$ .

Résultats → Etage → Déplacement → Combinaison : Ex,Ey

Tableau IV.12.Vérification des déplacements relatifs									
Niveaux	$h_k$ (cm)	Sens x-x				Sens y-y			
		$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
RDC	306	0,3	0	0,3	0,0009	0,2	0	0,2	0,00065
1 <sup>er</sup> étage	306	0,8	0,3	0,5	0,0016	0,7	0,2	0,5	0,0016
2 <sup>ème</sup> étage	306	1,3	0,8	0,6	0,0019	1,3	0,7	0,6	0,0019
3 <sup>ème</sup> étage	306	2,0	1,3	0,7	0,0022	2,0	1,3	0,7	0,0022
4 <sup>ème</sup> étage	306	2,6	2,0	0,6	0,0019	2,8	2,0	0,7	0,0022
5 <sup>ème</sup> étage	306	3,3	2,6	0,6	0,0019	3,5	2,8	0,7	0,0022
6 <sup>ème</sup> étage	306	3,9	3,3	0,6	0,0019	4,1	3,5	0,7	0,0022
7 <sup>ème</sup> étage	306	4,4	3,9	0,5	0,0016	4,7	4,1	0,6	0,0019

8 <sup>ème</sup> étage	306	4,9	4,4	0,5	0.0016	5,3	4,7	0,6	0.0019
------------------------	-----	-----	-----	-----	--------	-----	-----	-----	--------

**Interprétation des résultats :**

D’après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage.

$$Sens(x - x): \Delta_{kmax} = 0.0072m < 1\% \times h_k = 0.0306 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

$$Sens(y - y): \Delta_{kmax} = 0.0076m < 1\% \times h_k = 0.0306 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

**V.9. Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ (RPA99/2003(Art 5.9))**

L’effet P-Δ(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 :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

$p_k$  : 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  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , l’effet P-Δ 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 partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Tableau IV.13. Vérification à L’effet P-Δ.								
Hauteur (m)	H <sub>k</sub> (cm)	P <sub>k</sub> (KN)	Sens x-x’			Sens y-y’		
			Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub> (cm)	Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub> (cm)
3.06	306	38459,70	0,3	1534,46	0,02457255	0,2	1378,20	0,01823905
6.12	306	33701,31	0,5	1501,55	0,03667377	0,5	1347,03	0,04088068

9.18	306	29324,07	0,6	1420,46	0,04047856	0,6	1271,01	0,04523818
12.24	306	25002,50	0,7	1312,56	0,04357535	0,7	1174,10	0,04871413
15.30	306	20760,38	0,6	1185,79	0,0343287	0,7	1064,26	0,04462356
18.36	306	16568,35	0,6	1032,52	0,03146376	0,7	930,06	0,04075162
21.42	306	12447,83	0,6	851,72	0,02865673	0,7	772,53	0,03685996
24.48	306	8371,84	0,5	645,70	0,0211855	0,6	595,55	0,02756338
27.54	306	4361,08	0,5	386,24	0,01844953	0,6	365,07	0,02342328

D’après les résultats obtenus dans ce tableau, les effets P-Δ peuvent être négligés.

**IV.10.vérification au renversement :**

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

- Ms : Moment stabilisant :  $M_s = w * L / 2$ .
- Mr : Moment renversant :  $M_r = \sum F_i * h_i$ .
- W : Poids du bâtiment.

Tableau IV.14. le moment de renversement					
		Sens longitudinal		Sens transversale	
Niveau	Hi (m)	Fx (KN)	Mrx (KN.m)	Fy (kN)	Mry (KN.m)
8	27,54	386,24	1181,8944	365,07	1117,1142
7	24,48	645,70	3951,684	595,55	3644,766
6	21,42	851,72	7818,7896	772,53	7091,8254
5	18,36	1032,52	12638,0448	930,06	11383,9344
4	15,3	1185,79	18142,587	1064,26	16283,178
3	12,24	1312,56	24098,6016	1174,10	21556,476
2	9,18	1420,46	30426,2532	1271,01	27225,0342
1	6,12	1501,55	36757,944	1347,03	32975,2944
RDC	3,06	1534,46	42259,0284	1378,20	37955,628
	La somme		177274,827		159233,251

a) **Sens longitudinal :**

$$M_{sx} = 38459,70 * 29.30 / 2 = 563434.605 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } \frac{M_s}{M_r} = \frac{563434.605}{177274.827} = 3.178$$

**b) Sens transversale :**

$$M_{sy} = 38459,70 \cdot 14.30 / 2 = 274986.855 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } \frac{M_s}{M_r} = \frac{274986.855}{159233.251} = 1.72$$

**IV.12. Conclusion**

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné un bon comportement de la Structure afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du **RPA**.

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir les vérifications du comportement de la structure.

L'interaction voile portique, l'effort normale réduit, ont été vérifiées avec cette disposition des voiles.

Les sections des éléments définis dans le pré-dimensionnement ont été augmentées aux sections suivantes :

- ✓ Poutres principales .....(35x40) cm<sup>2</sup>.
- ✓ Poutres secondaires.....(30x40) cm<sup>2</sup>.
- ✓ Voiles e = 15 cm.
- ✓ Poteaux : (en cm<sup>2</sup>)
  - **RDC** ..... (55x60).
  - **01<sup>ème</sup>** étage et **02<sup>ème</sup>** étage ..... (50x55).
  - **03<sup>ème</sup>** étage et **04<sup>ème</sup>** étage ..... (45x50).
  - **05<sup>ème</sup>** étage et **06<sup>ème</sup>** étage ..... (40x45).
  - **07<sup>ème</sup>** étage et **08<sup>ème</sup>** étage ..... (35x40).

# CHAPITRE V

### V.1. Introduction :

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

**Remarque :** Dans le logiciel, la convention de signes pour les éléments barres est basée sur la convention des forces sectorielles. Suivant cette règle, le signe des efforts sectoriels est le même que celui des forces nodales positives appliquées à l'extrémité de l'élément produisant les mêmes effets (il s'agit des efforts dont l'orientation est conforme à l'orientation des axes du système local). Par conséquent, **les efforts de compression sont positifs et les efforts de traction sont négatifs. Les moments fléchissant positifs MY provoquent la traction des fibres de la poutre se trouvant du côté négatif de l'axe local z. Les moments fléchissant positifs MZ provoquent la traction des fibres de la poutre se trouvant du côté positif de l'axe local « y ».**

Pour la convention de signes décrite, les sens positifs des efforts et des moments ont été représentés de façon schématique sur la figure ci-dessous.

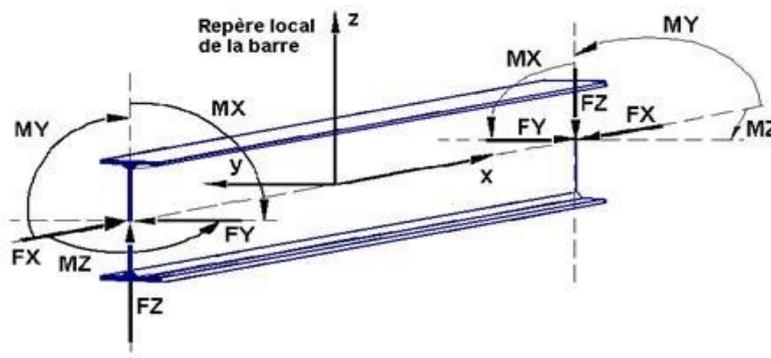


Figure V.1 . Schéma de la convention des signes des efforts et des moments.

### V.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferraillements se font à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ( $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$ )
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ( $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ( $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- 1)  $1.35G+1.5Q$
- 2)  $G+Q$
- 3)  $G+Q+E$
- 4)  $G+Q-E$
- 5)  $0.8G+E$       **RPA99 /2003 (Article 5.2)**
- 6)  $0.8G-E$

Pour notre structure, nous avons quatre types des poteaux à étudier :

Types	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )
RDC	55*60
1et 2 <sup>ere</sup> étage	50*55
3et 4 <sup>eme</sup> étage	45*50
5et 6 <sup>eme</sup> étage	40*45
7 et 8 <sup>eme</sup> étage	35*40

### V.2.1. Recommandations du RPA99 :

#### a) Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone IIa
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4 % de la section du poteau en zone courante.
  - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est  $l_r = 40\phi$  En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.I :

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

$h_e$  : est la hauteur de l'étage

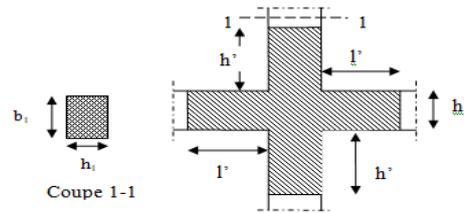


Figure V.2 zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA.				
Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement
RDC	55*60	26.4	132	198
1et 2 <sup>ere</sup> étage	50*55	22	110	165
3et 4 <sup>eme</sup> étage	45*50	18	90	135
5et 6 <sup>eme</sup> étages	40*45	14.4	72	108
7 et 8 <sup>eme</sup> étages	35*40	11.2	56	84

**b) Armatures transversales**

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA99/2003 (Art 7.4.2.2)} \quad \text{Avec :}$$

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min} (10 \phi_l, 15 \text{ cm})$
- Dans la zone courante :  $t' \leq 15 \phi_l$

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale :  $\frac{A_t}{t.b_1}$  en % est donnée comme suit :

-  $A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$  si  $\lambda_g \geq 5$

-  $A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1)$  si  $\lambda_g \leq 3$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right); \text{ Avec } a \text{ et } b, \text{ dimensions de la section droite du poteau dans la}$$

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 ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### V.2.2. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel **ROBOT2018** qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Sollicitations dans les poteaux										
Niveau	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>			M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>			N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>			V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	com	M (KN.m)	N (KN)	com	N (KN)	M (KN.m)	com	
RDC	2562,53	18,07	7	66,99	797,7	11	-515,75	56,55	15	60,14
1 <sup>eme</sup> , 2 <sup>eme</sup> Etage	2228,68	-39,07	7	83,24	295,69	13	-406,49	-36,49	15	57,06
3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> étages	1645,79	-35,73	7	85,47	234,78	13	-222,22	-48,63	18	56.76
5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup> étages	1091,5	-34,64	7	71,52	143,4	13	-100,14	-37,23	15	51.55
7 et 8 <sup>eme</sup> étages	559,1	-30,97	7	-63,83	204,84	16	-33,37	17,14	17	42.30

### V.2.3. Ferrailage des poteaux

#### a) Armatures longitudinales

Le ferrailage des poteaux se fait dans les deux plans et selon la combinaison la plus défavorable, les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	A <sub>cal</sub>	A <sub>cal adp</sub>	A <sub>RPA</sub>	A <sub>adop</sub>	Barres
RDC	55 × 60	2562,53	18,07	7.2	24.2	26.4	28.65	4HA20+8HA16
		797,7	66,99					
		-515,75	56,55					
1 <sup>ème</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	50 × 55	2228,68	-39,07	6.9	22.2	22	24.23	12HA16
		295,69	83,24					
		-406,49	-36,49					
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	45 × 50	1645,79	-35,73	5.5	18.5	18	18.47	12HA14
		234,78	85,47					
		-222,22	-48,63					
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	40 × 45	1091,5	-34,64	3.5	13.4	14.4	15.21	4HA14+8HA12
		143,4	71,52					
		-33,37	17,14					
7 et 8 <sup>ème</sup> étage	35 × 40	559,1	-30,97	1.6	9.42	11.2	13.57	12HA12
		204.84	-63.83					
		-33,37	17,14					

**b) Armatures transversales**

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Section (cm <sup>2</sup> )	∅ <sub>min</sub> (cm)	l <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	V <sub>u</sub>	t zone nodale (cm)	t zone courante (cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>opt</sup> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
55 × 60	1.6	2.142	3.89	60,14	10	15	1.40	4.76	5.50	7HA10
50 × 55	1.6	2.142	4.28	57.06	10	15	1.54	3.6	4.71	6HA10
45 × 50	1.4	2.142	4.76	56.76	10	15	1.66	2.43	3.08	6HA8
40 × 45	1.2	2.142	5.35	51.55	10	15	1.07	1.8	3.08	6HA8
35 × 40	1.2	2.142	6.12	42.30	10	15	0.99	1.58	3.08	6HA8

Conformément au **RPA** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures longitudinales doit vérifier la

condition suivante :  $\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons  $\phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33mm$ .

**V. 2. 4. Vérification**

**a) Vérification au flambement :**

Selon **BAEL91, (art 4.4.1)** : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et le plus élancé à chaque niveau.

Critère de la stabilité de forme :

D'après le **BAEL91** on doit vérifier que :

$$N_{\max} \leq N_u = \alpha * \left[ \frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{(BAEL91 art B.8.4, 1)}$$

Avec :  $B_r$  : Section réduite du béton

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

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

$\alpha$  : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élançement  $\lambda_g$ .

$A_s$  : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

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

Tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  avec  $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

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

D'où :  $\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b}$  avec  $l_f$  : longueur de flambement

Avec :  $l_f = 0.7 \times l_0$

$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$  avec :  $\left\{ \begin{array}{l} a : \text{largeur de la section nette} \\ b : \text{hauteur de la section nette} \end{array} \right.$

$A_s$  : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Vérification du flambement des poteaux									
Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	λ	α	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ul</sub> (KN)	N <sub>max</sub> (KN)
RDC	55 × 60	3.06	2.142	13.47	0.825	28.15	3074	5518.52	2534.94
1 et 2 <sup>ème</sup> étages	50 × 55	3.06	2.142	14.82	0.820	24.23	2544	4552.40	2228.68
3 et 4 <sup>ème</sup> étages	45 × 50	3.06	2.142	16.47	0.814	18.47	2064	3687.74	1645.79
5 et 6 <sup>ème</sup> étages	40 × 45	3.06	2.142	18.53	0.805	15.21	1634	2861.75	1091.5
7 et 8 <sup>ème</sup> étages	35 × 40	3.06	2.142	21.17	0.792	13.57	1254	2213.02	559.1

**Remarque :** On voit bien que  $N_{\max} < N_u$  pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

**b) Vérification des contraintes de compression**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

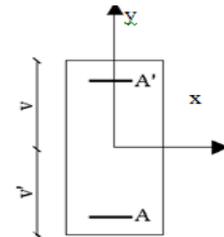
$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

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

$$v' = h - v \quad \text{Et} \quad d = 0.9 \times h$$

$$S = B = b \times h + 15 \times A_s$$



**Figure V.3** Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification des contraintes dans le béton										
Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	v (cm)	v' (cm)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
RDC	55 × 60	54	28.40	32.76	27.24	0.0121	1844.65	32.35	5.04	15
1 et 2 <sup>ème</sup> étages	50 × 55	49.5	24.23	30.07	24.93	0.0085	1621.79	22.86	5.31	15
3 et 4 <sup>ème</sup> étages	45 × 50	45	20.36	27.39	22.61	0.0058	1197.82	17.64	4.76	15
5 et 6 <sup>ème</sup> étages	40 × 45	40.5	15.21	24.52	20.48	0.0037	794.86	10.91	3.98	15
7 et 8 <sup>ème</sup> étages	35 × 40	36	13.57	22.03	17.97	0.0023	407.98	7.51	2.59	15

**Remarque :** On voit bien que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

**c) Vérification aux sollicitations tangentes**

Selon le RPA99/2003 (Art7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Vérification des sollicitations tangentes								
Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ (MPa)	τ <sub>adm</sub> (MPa)
RDC	55×60	2.142	3.89	0.04	54	60,14	0.202	1.00
1 et 2 <sup>ème</sup> étages	50×55	2.142	4.28	0.04	49.5	57.06	0.243	1.00
3 et 4 <sup>ème</sup> étages	45×50	2.142	4.76	0.04	45	56.76	0.291	1.00
5 et 6 <sup>ème</sup> étages	40×45	2.142	5.35	0.075	40.5	51.55	0.318	1.875
7 et 8 <sup>ème</sup> étages	35×40	2.142	6.12	0.075	36	42.30	0.336	1.875

### V.2.5. Dispositions constructives :

- **Longueur des crochets des armatures transversales**

$$L = 10 \times \phi_t$$

$$\phi_t = 08cm \rightarrow L = 08cm$$

$$\phi_t = 10cm \rightarrow L = 10cm$$

$$\phi_t = 12cm \rightarrow L = 12cm$$

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi : .$$

$$\phi = 20mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

On adopte :  $L_r = 80cm$ .

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

On adopte :  $L_r = 70cm$ .

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

On adopte :  $L_r = 60cm$ .

- **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

Les dimensions de la zone nodale sont données comme suit :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60cm\right)$$

$$l' = 2h$$

Pour les paramètres (h') et (l') .

- RDC :
  - $L'=2\times 40=80\text{cm}$
  - $h'=\max(44.34; 60; 55; 60\text{cm})=60\text{cm}$
- 1 et 2<sup>ème</sup> étages:
  - $L'=2\times 40=80\text{cm}$
  - $h'=\max(44.34; 55; 50; 60\text{cm})=60\text{cm}$
- 3 et 4<sup>ème</sup> étages :
  - $L'=2\times 40=80\text{cm}$
  - $h'=\max(44.34; 50; 45; 60\text{cm})=65\text{cm}$
- 5 et 6<sup>ème</sup>étages :
  - $L'=2\times 40=80\text{cm}$
  - $h'=\max(44.34; 45; 40; 60\text{cm})=60\text{cm}$
- 7 et 8<sup>ème</sup>étages :
  - $L'=2\times 40=80\text{cm}$
  - $h'=\max(44.34; 40; 35; 60\text{cm})=60\text{cm}$

V.2.6. Schémas de ferrailage des poteaux

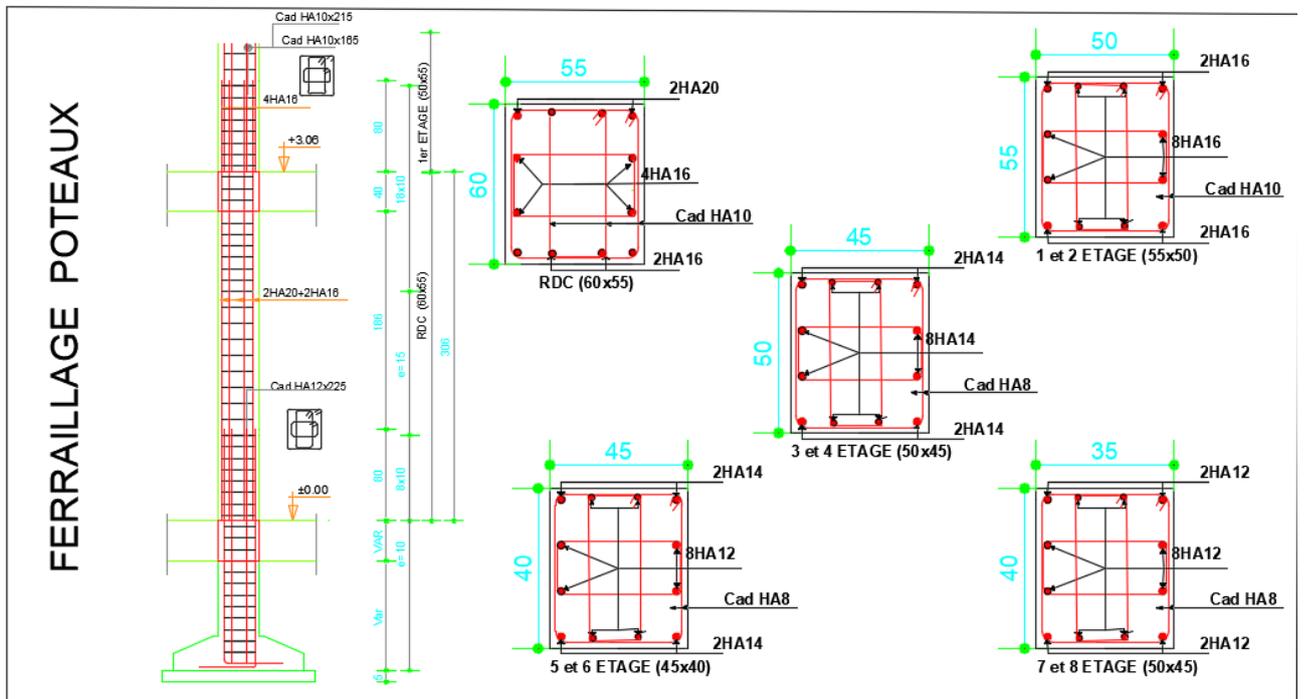


Figure V.4 : schéma de ferrailage des poteaux

• V.3. ETUDE DES POUTRES

- Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.
- On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.
- Après détermination des sollicitations on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/version 2003 et celles données par le BAEL91.
- Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **Robot 2018**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/2003** suivantes :
  - $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
  - $G + Q$
  - $G + Q + E$  **RPA99/2003 (Art 5.2)**
  - $0.8 \times G + E$
  - $0.8 \times G - E$

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (35×40),
- poutres secondaires (30×40).

### V.3.1. Recommandation du RPA 99/2003

#### a) Coffrage

- Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{cases} \quad \text{RPA99 (Art 7.5.1)}$$

#### b) Ferrailage **RPA99 (Art 7.5.2)**

##### - Les armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de  $0.5\% b \times h$  en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - $4\% b \times h$  En zone courante.
  - $6\% b \times h$  En zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale des recouvrements est de :

$40\phi$  En zone IIa.

avec :  $\phi_{\max}$  : est le diamètre maximale utilisé.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.9, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

<b>Tableau V.9.</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA.					
Etage	Type de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
Etages courants	Principale	35×40	56	84	7
	Secondaire	30×40	48	72	6
Terrasse inaccessible	Principale	35×40	56	84	7
	Secondaire	30×40	48	72	6

**- Les armatures transversales :**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :  
Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

$$\text{En dehors de la zone nodale : } S \leq \frac{h}{2} \quad \text{Avec : } h : \text{ La hauteur de la poutre}$$

- La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

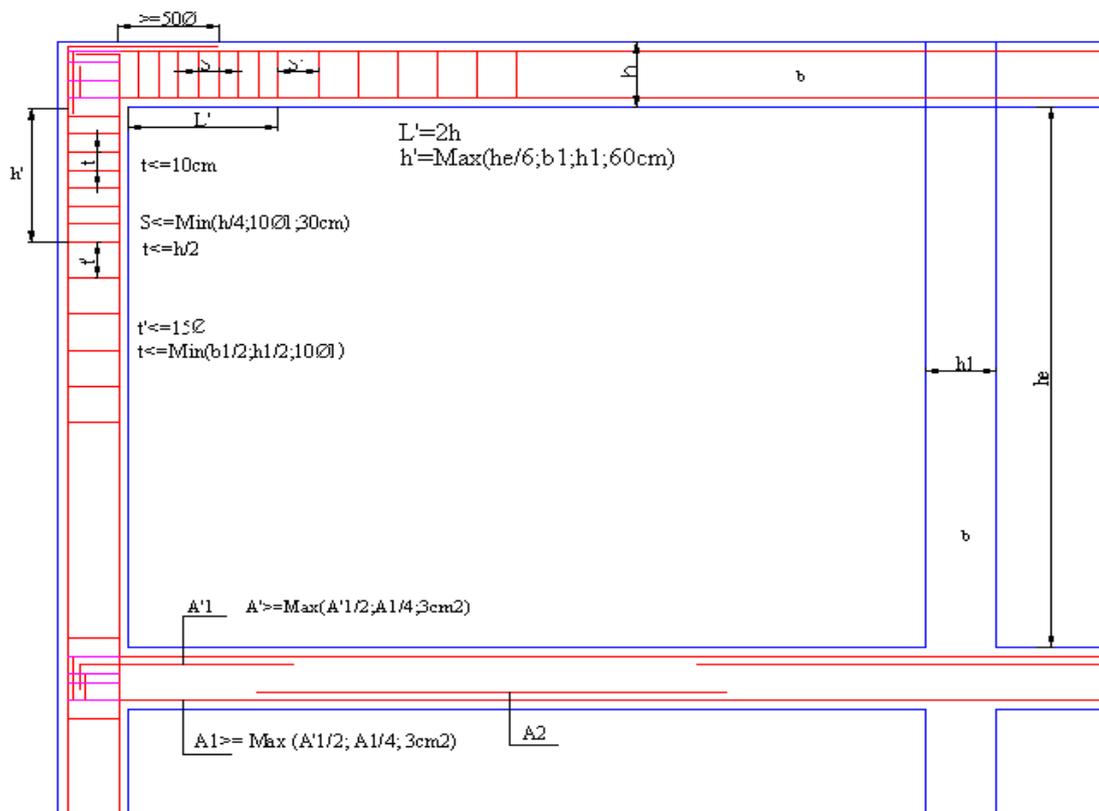


Figure V.5 : Dispositions constructives des portiques

### V.3.2 Ferrailage des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du **RPA99/2003**.

#### a) Armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du **Robot 2018**. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures ( $A_{min}$ ) du **RPA99/2003**.

Les Résultats de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.10: Ferrailage des poutres

Etage	Type de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	Amin (cm <sup>2</sup> )	Acal (cm <sup>2</sup> )	Aadpt (cm <sup>2</sup> )	Choix
Etages courants	Principale	35×40	Appui	-142.32(ELU)	123.83	7	12.3	13.13	3HA16+3HA16
			Travée	99.28(ELA)			8.8	10.05	3HA16
	Secondaire	30×40	Appui	-84.68(ELA)	151.86	6	5.9	6.03	3HA16
			Travée	82.62(ELA)			6	6.03	3HA16
Terrasse Inaccessible	Principale	35×40	Appui	-148.91(ELU)	135.49	7	12.7	13.13	3HA16+3HA16
			Travée	95.46(ELA)			7.8	10.05	3HA16
	Secondaire	30×40	Appui	-56.96(ELU)	40.77	6	4.6	6.03	3HA16
			Travée	30.15(ELA)			2.4	6.03	3HA16

**b) Armatures transversales**

$$\phi \leq \min \left( \phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \quad \text{BAEL91}$$

- **Poutres principales**  $\phi \leq \min \left( 2; \frac{40}{35}; \frac{35}{10} \right) = \min( 2; 1.14; 3.5)$

Donc on prend  $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier)

- **Poutres secondaires**  $\phi \leq \min \left( 1.4; \frac{40}{35}; \frac{30}{10} \right) = \min( 1.4; 1.14; 3.0)$

Donc on prend  $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier)

➤ **Calcul des espacements des armatures transversales**

Selon le **RPA99/2003(art 7.5.2.2)** :

- Zone nodale :  $S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm} \right)$ ,

Poutres principales :  $S_t \leq \text{Min}(10\text{cm}; 14.4\text{cm}; 30\text{cm})$  Soit :  $S_t = 10\text{cm}$

Poutres secondaires :  $S_t \leq \text{Min}(10\text{cm}; 14.4\text{cm}; 30\text{cm})$  Soit :  $S_t = 10\text{cm}$

- Zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm}$  ; Soit :  $S_t = 15\text{cm}$

Poutres secondaires :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm}$  ; Soit :  $S_t = 15\text{cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.58\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.58\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

### V.3.3. Vérifications :

#### A) A ELU :

##### 1) Condition de non fragilité

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.70 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

##### 2) Contrainte tangentielle maximale

###### Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Fissuration peu nuisible :  $\tau_{bu} = \min(0.2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ MPa	Observation
Poutres principales	135.41	1.03	3.33	Vérifiée
Poutres secondaires	151.86	1.08	3.33	Vérifiée

##### 3) Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

Les données sont résumées dans le tableau suivant :

Poutre	Vu (KN)	$M_{In}$		$M_{Ri}$	
		EC	TI	EC	TI
Principale	135.41	99.28	17.42	35.36	12.87
Secondaire	151.86	35.39	12.87	83.94	26.02

#### ➤ Terrasse inaccessible :

##### • Poutres principales

###### Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [135.41 - \frac{17.42}{0.9 \times 0.37}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq 2.40 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

###### Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 135.41 \times 10^{-3}}{400} = 3.04 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires**

**Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [151.86 - \frac{12.87}{0.9 \times 0.375}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq 3.02 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

**Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 151.86 \times 10^{-3}}{400} = 4.36 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etages courants**

- **Poutres principales**

**Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [135.41 - \frac{99.28}{0.9 \times 0.375}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -4.26 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire

**Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 135.41 \times 10^{-3}}{400} = 3.04 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires**

**Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [151.86 - \frac{83.94}{0.9 \times 0.375}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -2.8 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire

**Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 151.86 \times 10^{-3}}{400} = 4.36 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**B) À l'ELS :**

**1) L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

**2) État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

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

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 : Vérification de la contrainte limite de béton							
plancher	Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
terrasse	Poutres principales	Appuis	-108.88	159908.26	15.36	10.46	15
		Travées	69.84	159908.26	15.36	0.13	15
	Poutres secondaires	Appuis	-41.48	84770.13	12.32	5.04	15
		Travées	22.07	84770.13	12.32	2.75	15
Etages courants	Poutres principales	Appuis	-103.30	159908.26	15.36	10.40	15
		Travées	56.71	159908.26	15.36	1.94	15
	Poutres secondaires	Appuis	-49.75	84770.13	12.32	5.037	15
		Travées	35.42	84770.13	12.32	5.15	15

**3) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D’après le **BAEL91**, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

• **Poutres principales**

$$\frac{h}{L} = 0.066 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.066 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.054 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.00072 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n’est pas nécessaire.

• Poutres secondaires

$$\frac{h}{L} = 0.074 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.074 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.061 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.00536 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

C) Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Article 7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

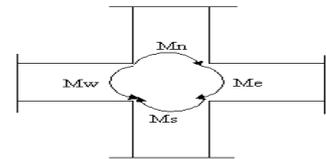


Figure V.6 : La zone nodale

1) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } Z = 0.9 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tableau V.14 : Moment résistant dans les poteaux.				
Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Z(m)	As(cm <sup>2</sup> )	MR(KN.m)
RDC	55*60	0.54	9.11	196.776
1 ,2 <sup>ème</sup> étages	50*55	0.495	8.04	159.19
3 ,4 <sup>ème</sup> étages	45*50	0.45	6.16	110.08
5 ,6 <sup>ème</sup> étages	40*45	0.405	5.34	86.50
7 ,8 <sup>ème</sup> étages	35*40	0.36	4.52	65.088

**Tableau V.15 : Moment résistant dans les poutres.**

Niveaux		Section (cm <sup>2</sup> )	Z(m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
Etage Courant et terrasse inaccessible	PP	(35*40)	0.36	13.13	164.4
	PS	(30*40)	0.36	6.06	125.91

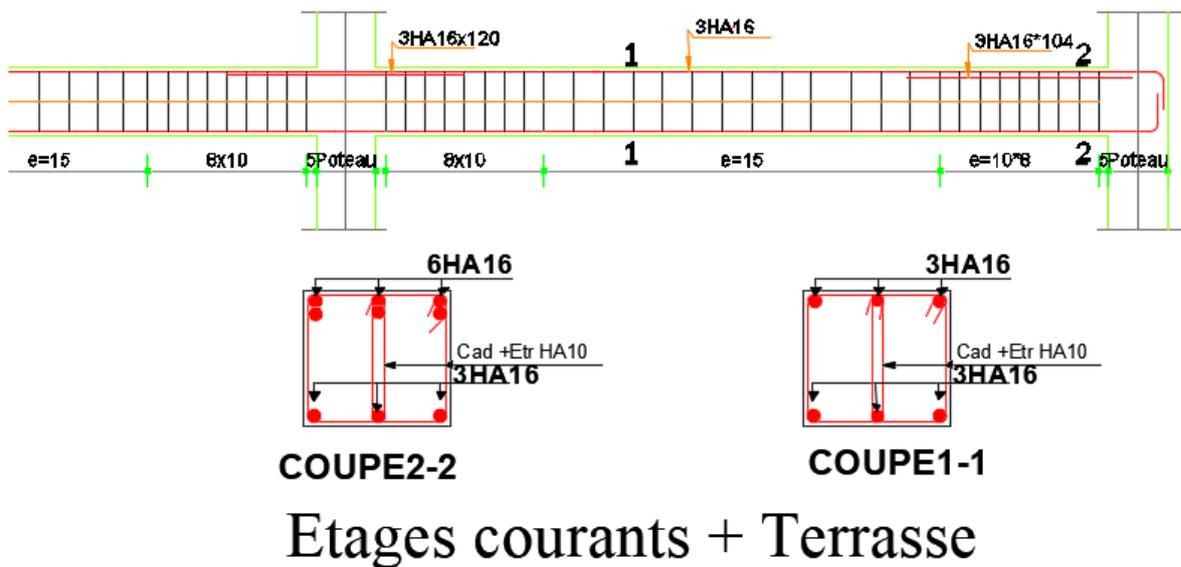
**Tableau V.16 Vérification de la zone nodale dans différent étage**

Niveau	M <sub>N</sub> (KN.m)	M <sub>S</sub> (KN.m)	M <sub>N</sub> +M <sub>S</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	1.25(M <sub>d</sub> +M <sub>g</sub> ) (KN.m)	Observation
RDC	98.385	196.77	295.155	164.49	164.49	411.225	Vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	196.77	159.19	355.96	164.49	164.49	411.225	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>	159.19	110.08	269.27	164.49	164.49	411.225	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	110.08	86.050	196.13	164.49	164.49	411.225	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup>	86.050	65.08	151.13	164.49	164.49	411.225	vérifiée

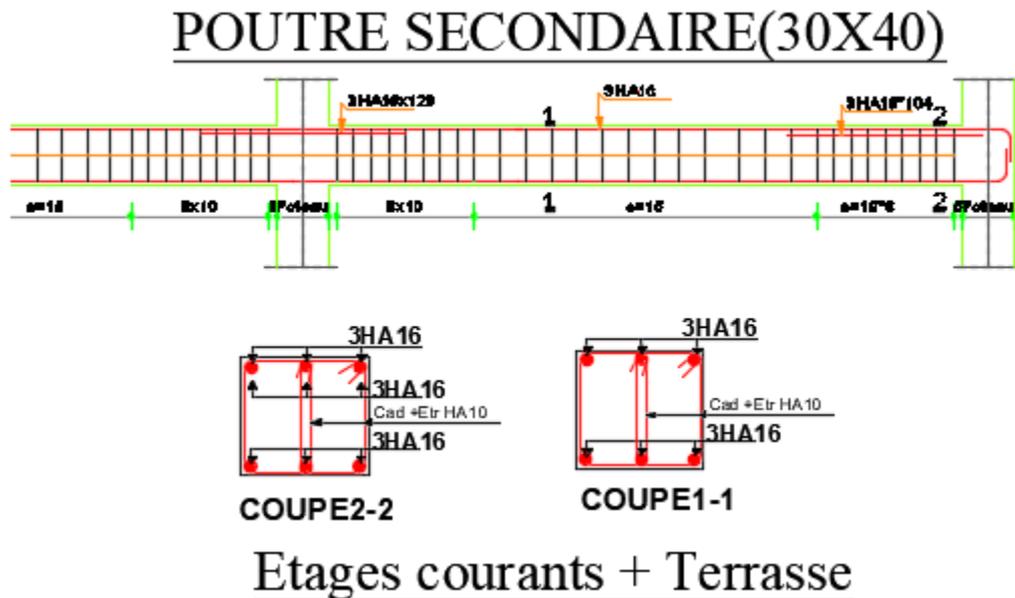
**V.4. Schémas de ferrailage des poutres**

Comme exemple de ferrailage, on va prendre les poutres secondaires. Le même ferrailage sera adopté pour les autres types de poutres.

**POUTRE PRINCIPALE(35X40)**



**Figure V.7 : Schéma de ferrailage des poutres Principale**



**Figure V.8 :** Schéma de ferrailage des poutres Secondaire

## V.5. ETUDE DES VOILES

### V.5.1. Introduction :

Le **RPA99/2003 (3.4.A.1.a)**, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. 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 et y).

Un voile travaille comme une console encastré à sa base, il est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant. On peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

- ELU.
- $G+Q\pm E$ .
- $0.8G\pm E$ .

### V.5.2. Recommandation du RPA

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliquées :

- armatures verticales.

-armatures horizontales.

-armatures transversales.

### a) 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  $S_t < e$  ( $e$  : épaisseur de voile).

- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

### b) Les armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi_t$ .

### c) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par  $1m^2$  au moins.

### d) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15\% b \times h \dots \dots \dots \text{dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% b \times h \dots \dots \dots \text{dans la zone courante.}$$

-  $\phi_t \leq \frac{1}{10} \times e$  (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement :  $S_t = \min(1.5 \times e; 30cm)$  ;

- 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.

- Longueurs de recouvrement :

$40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

$20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

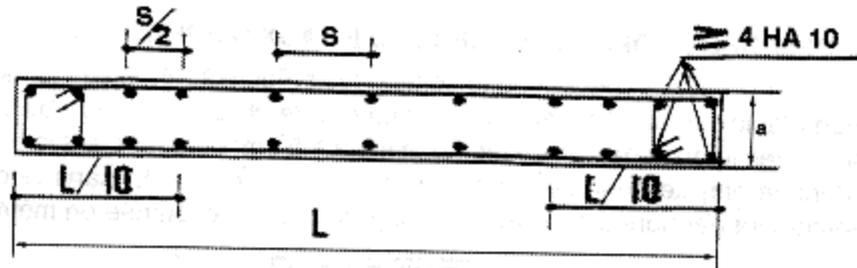


Figure V.9 disposition des armatures dans les voiles.

**V.5.3. Les sollicitations et le ferrailage**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e x L) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- Nmax → M correspondant.
- N Nmin → M correspondant.
- M Mmax → N correspondant

Donc le cas le plus défavorable est donné par la combinaison : M<sub>max</sub> → N correspondant

$$d = 0.9 L ; \quad d' = 0.1 L$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times L \times e$$

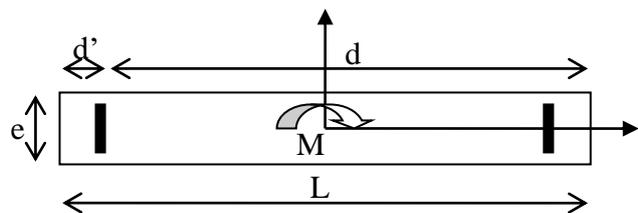


Figure. V.10 : Schéma d'un voile.

**a) Armatures horizontales :**

On fixe St et on calcul At avec la formule suivante :

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St$$

**b) La longueur de recouvrement :**

$$L_r = \begin{cases} 40\Phi & \dots\dots\dots\text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi & L_r \dots\dots\text{zone comprime sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

**c) Diamètres des barres :**

$\phi < e/10$  .....zone courante.

**d) Espacement des barres horizontales et verticales :**

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

Av cal /face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

Av min/face : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

Av adop/face : Section d'armature verticale adoptée par face.

N<sup>barre</sup>/face: nombre de barres adoptées par face.

S<sub>t</sub> : Espacement (il ya deux espacements l'un aux deux extrémités du voile sur une longueur L/10 et l'autre au milieu du voile).

Ah min/face/ml : Section d'armature horizontale minimale pour 1mètre linéaire.

Ah cal/face/ml : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

Ah adop/face : Section d'armature horizontale adoptée pour 1mètre linéaire.

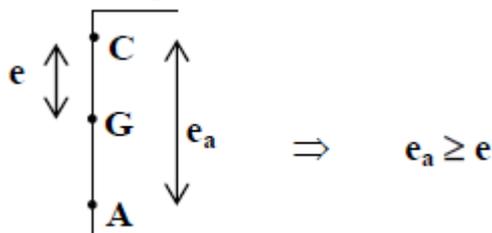
N<sup>barre</sup>/face/ml : nombre de barres adoptées pour 1mètre linéaire.

**Remarque:**

En flexion composée, la première chose à faire est de chercher la position du centre de

Pression (C)  $e = \frac{M}{N}$

✓ Si (N) est un effort de compression (C) sera posé au dessus de (G). Section partiellement comprimée :



Le point (C) peut se situer en dehors de la section donc "e" peut être supérieure à  $e > \frac{h}{2}$  Section partiellement comprimée.

**Exemple de calcul :**

✓ L = 2.5m, d = L - d' = 2 - 0.05 = 1.95 m e = 0,15m,

N = 265.03KN (compression), M = 498.64 KN.m ; V = 113.07Kn

$$e_G = \frac{M}{N} = 1.88 > \frac{h}{2} = 1.25$$

N (comp) + C à l'extérieur  $\implies$  Nous avons une (Section Partiellement Comprimée)

□

✓  $N_{corr} = 265.03 \text{ KN}$  et  $M_{corr} = 498.64 \text{ KN.m}$  (G+Q+E)

Calculer directement les contraintes aux extrémités du voile à la flexion composée:

$$\sigma = \frac{N}{S} \mp \frac{M}{I} \cdot \frac{h}{2}$$

$$S = 0,15 \times 2.5 = 0,375 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0,15 \cdot 2,5^3}{12} = 0,195 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{0,265}{0,375} \mp \frac{0,498}{0,195} \cdot \frac{2,5}{2}$$

$$\sigma^+ = 3,2 \text{ Mpa} > 0$$

$$\sigma^- = -2,49 \text{ Mpa} < 0$$

Donc la SPC, le calcul se fait par assimilation à la FS avec  $M_{ua}$

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 0,816 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,049 < 0,186 \rightarrow \text{les aciers en zone comprimée } A' = 0$$

$$\alpha = 0,0628 ; z = 2,38 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \cdot f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = 8,53 \text{ cm}^2 \text{ avec } f_{st} = 400 \text{ Mpa (car } \gamma_s = 1 \text{ situation}$$

accidentelle)

A calculée est à mettre dans la zone tendue du voile (car c'est une SPC: en zone tendue on met A et en zone comprimée A').

**Calcul de la longueur de la zone tendue**

$$l_t = l \cdot \frac{\sigma_{min}}{\sigma^+ + \sigma^-} = 2,5 \cdot \frac{2,49}{2,49 + 3,9} = 0,97 \text{ m}$$

Comme le voile est un élément de contreventement

(résiste à l'action sismique qui est réversible (change de signe)),

il doit être ferrailé symétriquement

(zone tendue sur les 2 extrémités)

$$l_c = l - 2l_t = 0,56 \text{ m}$$

**Sections minimales exigées par le RPA**

$$A_{min}^{ZT} = 0,2\% (e \cdot l_t) = 2,91 \text{ cm}^2 < A_{calculée}$$

$$A_{min}^{ZC} = 0,1\% (e \cdot l_c) = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{VOILE} = 0,15\% (e \cdot L) = 5,63 \text{ cm}^2$$

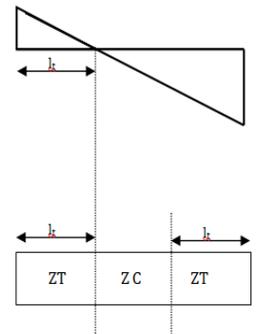
En zone tendue (sur 0,97m de chaque côté du voile)  $A = 8,53 \text{ cm}^2$

En zone comprimée (sur 0,56m central)  $A = 0,84 \text{ cm}^2$

L'espacement des barres verticales  $St$  ne doit pas dépasser:  $St \leq \min(1,5e; 30 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$

**Voile V1 :**

Tableau V.17 : Résultats de ferrailage du voile V1					
Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> Etage	3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> étage	5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage	7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup> étage



L (cm)	250	250	250	250	250
e (cm)	15	15	15	15	15
M (KN.m)	498.64	357.85	155.30	49.95	59.31
N (KN)	265.03	594.11	620.40	419.10	23.44
FC ( $e_G=M/N$ )	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
V(KN)	113.07	181.75	161.82	141.94	36.58
$\tau_U$ Mpa	0.47	0.75	0.57	0.59	0.15
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )	8.53	11.32	10.38	9.16	4.20
Av min/face (cm <sup>2</sup> )	5.625	5.625	5.625	5.625	5.625
Av adop/face (cm <sup>2</sup> )	13.57	11	11	9.42	9.42
N <sup>barre</sup> /face	12HA12	14HA10	14HA10	12HA10	12HA10
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20
Ah cal/face/ml (cm <sup>2</sup> )	0.39	0.71	0.53	0.55	0.14
Ah min/face/ml (cm <sup>2</sup> )	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )	2.04	2.04	2.04	2.04	2.04
N <sup>barre</sup> /face/ml	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20

**Voile V2 :**

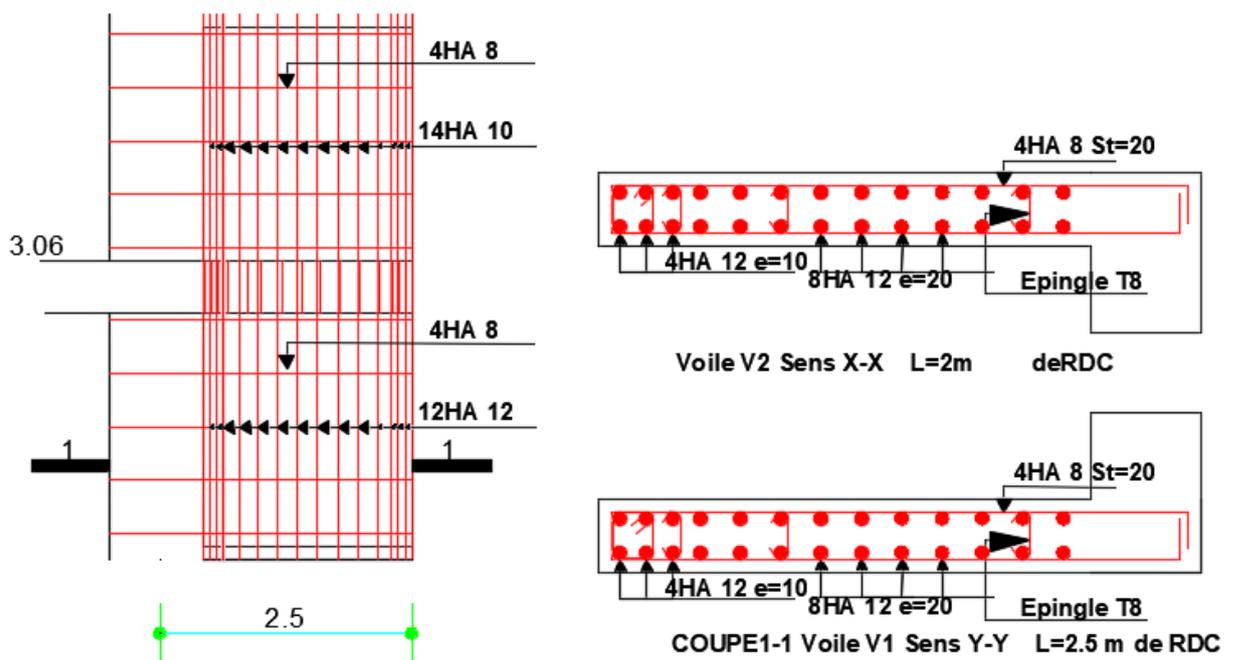
<b>Tableau V.18 : Résultats de ferrailage du voile V2</b>					
Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> étage	5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage	7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup> étage
L (cm)	200	200	200	200	200
e (cm)	15	15	15	15	15
M (KN.m)	324.08	238.14	108.06	100.65	31.88
N (KN)	692.58	559.27	554.56	490.00	126.98
FC ( $e_G=M/N$ )	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
V(KN)	78.89	98.92	43.79	5.15	66.74
$\tau_U$ Mpa	0.41	0.51	0.23	0.027	0.35
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )	11.22	10.56	9.89	9.08	6.73
Av min/face (cm <sup>2</sup> )	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5

Av adop/face (cm <sup>2</sup> )	13.57	13.57	13.57	9.42	7.85
N <sup>barre</sup> /face	12HA12	12HA12	12HA12	12HA10	10HA10
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20
Ah cal/face/ml (cm <sup>2</sup> )	0.38	0.48	0.39	0.025	0.32
Ah min/face/ml (cm <sup>2</sup> )	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )	2.04	2.04	2.04	2.04	2.04
N <sup>barre</sup> /face/ml	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20

**Remarque :** A travers ces tableaux on voit bien que la contrainte de cisaillement dans le béton est vérifiée, donc il n’y a pas de risque de cisaillement.

**V.5.4. Schéma de ferrailage**

On prend comme exemple de ferrailage des voiles au niveau de RDC ( L\*e ):



**Figure. V.11 :** Schéma de ferrailage du voile RDC

**V.6.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 du ferrailage sont extraite du logiciel **ROBOT2018**.

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du **RPA99/2003** qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du **RPA99/2003** est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le **RPA99/2003** favorise la sécurité avant l'économie.

# CHAPITRE VI

### VI.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure situés au dessous de la base dont le rôle est d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure ; elles forment une assise rigide

Elles doivent assurer deux fonctions essentielles :

Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.

Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

### VI.2 Choix de type des fondations :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- L'importance de l'ouvrage.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, Le type de fondations superficielles des types semelle filant ou isolées par longrines ancrées à partir de 2.20 m de profondeur ,on dépassant toute épaisseurs éventuelle de remblais , et un taux de travail de 1,6 bars.

Le **D.T.U 13-12** définit les différents types de fondation en fonction du rapport D/B est qui sont :

- $D/B \leq 6$  : fondation superficielle (isole ; filant ou radier générale)
- $6 < D/B < 10$  : fondation semi profond (puits)
- $D/B \geq 10$  : fondation profonde (pieu ...)

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $0,8G \pm E$

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

Avec :

$$\frac{N}{S_f} \leq \sigma_{sol}$$

$N_S$  : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELS ; obtenu par le **Robot 2018**

$S$  : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : La capacité portante du sol.

Afin de déterminer le choix de fondation à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux vérifications ne sont pas satisfaites on passera au radier général.

### VI.2.1 Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ( $a \times b$ ) d'où les semelles sont rectangulaires ( $A \times B$ ).

Le poteau le plus sollicité dans notre structure est un poteau d'escalier.

$$N_{SUP} = 1886.52 \text{ KN}$$

Les vérifications à effectuer sont les suivantes :

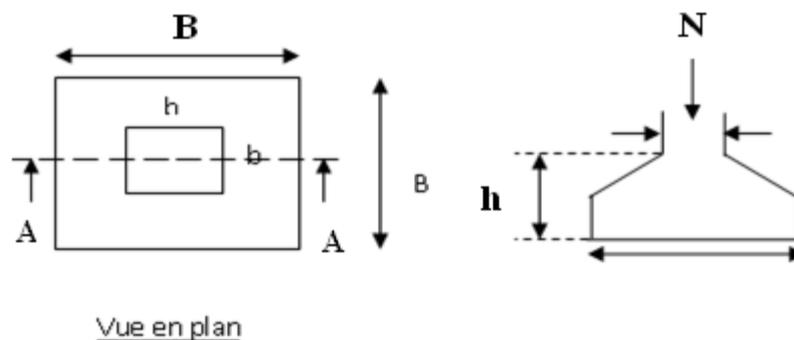
$$\frac{N_U}{A * B} \leq \sigma_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \dots \dots \dots (2)$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b * N_U}{a * \sigma_{sol}}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.55 * 1886.25}{0.6 * 160}} \leftrightarrow B \geq 3.28m$$

Sens x : L min (entre axe de poteaux)=2,65m

Sens y : L min (entre axe de poteaux)=4.15m



**Figure VI.1** : Schéma de la semelle isolée.

En tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions on remarque que l'utilisation des semelles isolées est impossible à cause de chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

### VI.2.2 Vérification de la semelle filante :

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée en utilisant le logiciel **ROBOT 2018**, pour tirer les efforts normaux situés sous les fils des portiques

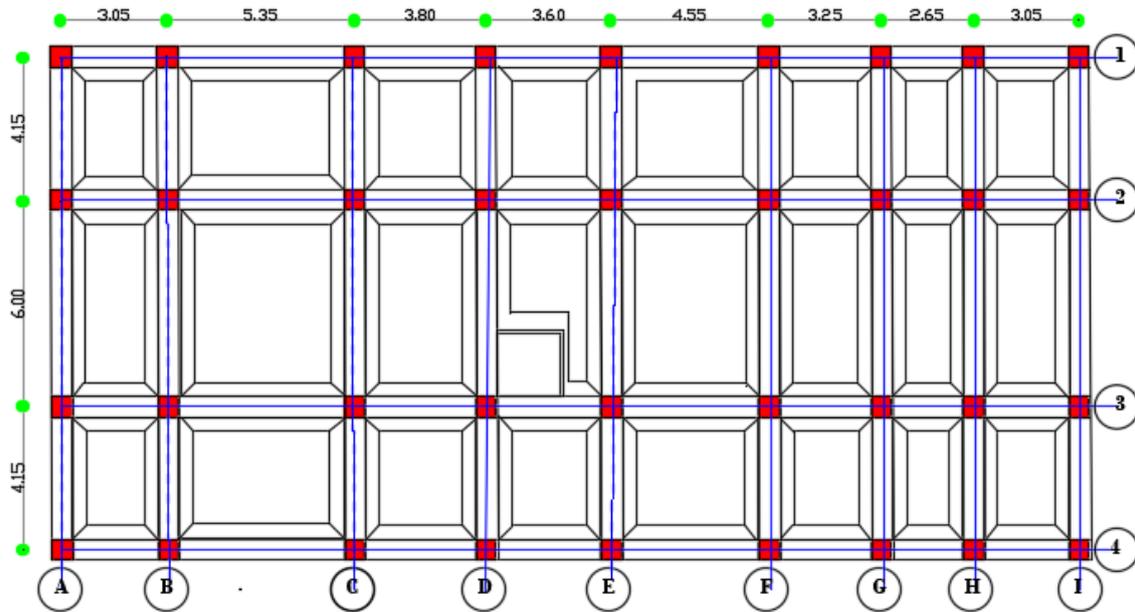


Figure VI. 2 Les différentes files des semelles filantes.

**Remarque :** La somme des efforts normaux sur les files les plus chargées dans les deux directions sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1** Les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.

	Sens X-X	Sens Y-Y
Les files de portiques	2	C
La somme d'effort	13143,93	6016,64

Dans ce qui suit nous exposons un exemple de calcul détaillé de semelles filantes

➤ **Sens X-X (file 02)**

Choissant une semelle filante centrale file 2, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 9 poteaux et 2 voile

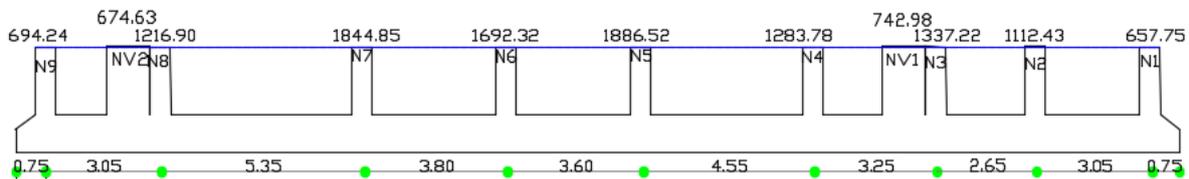


Figure. VI. 3 Semelle filante centrale

$$N = \sum N_i = N_1 + N_2 + NV_1 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6 + N_7 + N_8 + NV_2 + N_9 = 13143.93 \text{ KN}$$

$$L = 0.75 + 3.05 + 5.35 + 3.8 + 3.6 + 4.55 + 3.25 + 2.65 + 3.05 + 0.75 = 30.8 \text{ m}$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma} \Rightarrow B \geq \frac{13143,93}{160 \times 30.8} = 2,66m \quad \text{On opte } B = 2,70m$$

- **Sens Y-Y (file C)**
- Choissant une semelle filante centrale file C, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 4 poteaux

$$N = \sum N_i = 6016.64 \text{ KN}$$

$$S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\bar{\sigma}} \Rightarrow B \geq \frac{6016.64}{160 \times 15.8} = 2,38 \text{ m} \quad \text{On opte } B = 2,40 \text{ m}$$

Donc le type de fondation adéquate pour notre structure sera les semelles filantes.

### VI.3. Étude des semelles filantes Croiser de deux sens

#### VI.3.1 Sens X-X

- ✓ **Dimensionnement (coffrage)**

- **Calcul de la largeur de la semelle (B)**

$$S \geq \frac{\sum Ni}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{13143.93}{160} = 82.15 \text{ m}^2 \rightarrow S : \text{surface de la semelle.}$$

S: surface de la semelle.

$$S = L_{totale} * B$$

$$L = \sum Li + 2 * L_{débordemet} \quad \text{Avec } L_{débordemet} = 0.75 \text{ m}$$

$$L = 30.8 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{82.15}{30.8} = 2,66 \text{ m} \quad \text{On prend : } B = 2,70 \text{ m}$$

- **Calcul de la hauteur total de la semelle :**

La hauteur totale ht est déterminée par équation  $ht = d + c$

Avec :

c : enrobage des armatures ; c=5cm.

d : hauteur utile doit vérifier la condition suivante :

$$d \geq \max \left( \frac{B-b}{4} ; \frac{B-a}{4} \right)$$

On a: a=55cm ; b=60cm

$$\text{Donc } d = \frac{B-a}{4} = \frac{2.7-0.55}{4} = 0.54 \text{ cm} \quad \text{On prend } d=55 \text{ cm}$$

$$ht = 55 + 5 = 60 \text{ cm}$$

**Remarque :** Avec le choix de  $d \geq \frac{B-a}{4}$  les conditions de non poinçonnement de compression maximale du béton dans les bielles et de cisaillement maximal sont vérifiées

## VI.3.2 Sens Y-Y

## ✓ Dimensionnement de la semelle filante file (C)

Dans le tableau suivant on résumera les dimensionnement de la semelle

Tableau VI.2. : dimensionnement de la semelle						
	Ns(KN)	$\sigma_{adm}$ (Mpa)	S (m <sup>2</sup> )	L <sub>total</sub> (m)	B(m)	ht(m)
valeur	6016.64	160	37.92	15.8	2.40	0.60

## VI.4 Les vérifications nécessaire

## VI.4.1 Sens X-X

## 1) Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{adm} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{adm} = 160 \text{ MPa}$$

Les contraintes sous le radier sont données par :  $\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$

En utilisant, le programme **AUTOCAD**, on obtient les caractéristiques suivantes :

$$\begin{aligned}
 S &= L \times B = 2.7 \times 30.8 = 83.16 \text{ m}^2 \\
 \left\{ \begin{array}{l} X_G = 15.40 \text{ m} \\ Y_G = 1.35 \text{ m} \end{array} \right. & \quad \left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = 6574.08 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 50.52 \text{ m}^4 \end{array} \right. \\
 \left\{ \begin{array}{l} M_{xx} = 12.99 \text{ MN.m} \\ M_{yy} = 18.79 \text{ MN.m} \end{array} \right. & \quad \text{Résultat tiré du logiciel Robot}
 \end{aligned}$$

## • Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens

$$\text{Sens X-X : } \sigma_{MAX} = \frac{N}{S_{semelle}} + \frac{M_x}{I_x} * Y_G = \frac{13143}{83.16} + \frac{12.99}{6574.08} * 1.35 = 0,160 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{MIN} = \frac{N}{S_{semelle}} - \frac{M_x}{I_x} * Y_G = \frac{13143}{83.16} - \frac{12.99}{6574.08} * 1.35 = 0,155 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \sigma_{moy} = \frac{3 * 0.160 + 0.155}{4} = 0.158 \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.160 \text{ MPa} \dots \dots \text{ Vérifier}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \sigma_{MAX} = \frac{N}{S_{semelle}} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = \frac{13143}{83.16} + \frac{18.79}{50.52} * 15.40 = 0,162 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{MIN} = \frac{N}{S_{semelle}} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = \frac{13143}{83.16} - \frac{18.79}{50.52} * 15.40 = 0,152 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \sigma_{moy} = \frac{3 * 0.162 + 0.152}{4} = 0.159 \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.160 \text{ MPa} \dots \dots \text{ Vérifier}$$

## 2) Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$Nd \leq 0.045 * U_c * ht * f_{c28} * y_b$$

avec :

Nd : Effort normale à l'état ultime

ht : Épaisseur de la semelle.

Uc: Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (0.55x0.60) cm2, le périmètre d'impact Uc est donné par la formule suivante :  $Uc=2(A+B)$  ,

Tel que :

$$A=a+ht=0,55+0,60=1.15 \text{ m}$$

$$B=b+ht=0,6+0,6=1.2\text{m}$$

Soit :  $Uc=4.15 \text{ m}$  et  $Nd=18044.52 \text{ KN}$

$Nd=18.044 \text{ MN} < 0.045 \times 4.15 \times 0,6 \times 25 \times 1.15 = 3.22 \text{ MN} \dots\dots\dots$  vérifiée

Donc, pas de risque de poinçonnement.

**3) vérification à la stabilité au renversement**

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$

- **Sens X-X** :  $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4} = \frac{12.99}{18044.52} < \frac{2.7}{4} = 0.00071 < 0,675 \text{ m} \dots\dots\dots$  vérifiée
- **Sens-Y-Y** :  $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4} = \frac{18.79}{18044.52} < \frac{2.7}{4} = 0.001 < 0,675 \text{ m} \dots\dots\dots$  vérifiée

**VI.4.2 Sens Y-Y**

**a) Vérification des contraintes dans le sol :**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 1.60 \text{ bars}$$

Les contraintes sous le radier sont données par :  $\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$

Tableau VI.3. : Vérification des contraintes dans le sol			
Vérification des contraintes dans le sol		Sens x-X	Sens Y-Y
	$\bar{\sigma}_{\text{adm}}$ (MPa)	0.160	0.160
	$\sigma_{\text{max}}$ (MPa)	0.162	0.157
	$\sigma_{\text{min}}$ (MPa)	0.152	0.159
	$\sigma_{\text{moy}}$ (MPa)	0.1595	0.157
<b>Observation</b>		<b>vérifie</b>	<b>vérifie</b>

**b) . Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$Nd \leq 0.045 * Uc * ht * fc28 * yb$$

$Nd=8.366 \text{ MN} < 0.045 \times 4.15 \times 0,6 \times 25 \times 1.15 = 3.22 \text{ MN} \dots\dots\dots$  vérifiée

Donc, pas de risque de poinçonnement.

**c) .vérification à la stabilité au renversement**

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$

- **Sens X-X** :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} = 0.0017 < 0,60 \text{ m} \dots\dots\dots$  vérifiée
- **Sens-Y-Y** :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} = 0.00071 < 0,60 \text{ m} \dots\dots\dots$  vérifiée

**VI.5 Ferrailage de la semelle filante :****VI.5 .1 Sens X-X**

- **Charges agissantes sur la semelle :**

**N Total = N (superstructure) + N (infrastructure)**

Avec :

$N$  (superstructures) =  $\sum Ni$  ;  $Ni$  : effort normal ramené par le poteau « i ».

$N$  (infrastructures) =  $N$  (longrine) +  $N$  (avant poteau) +  $N$  (avant voile) +  $N$  (semelle)

Les charges revenant à cette semelle sont comme suit :

$N$  (superstructures) = 13143.93Kn

$N$  (longrines) =  $\gamma_b * S * Li$  ; avec :

$S = (30*40) \text{ cm}^2$  : surface transversale de la longrine.

$N_{\text{(longrines)}} = 25 * 0.3 * 0.4 * 30.8 = 92.4 \text{ KN}$ .

$N_{\text{(avant poteau)}} = \gamma_b * S * h * n$  ; Avec :

$S$ : surface transversale de l' avant-poteau ;

$S = 0.55 \cdot 0.60 = 0.33 \text{ cm}^2$

$h$ : hauteur de l' avant-poteau ;  $h = 1.4 \text{ m}$ .

$n$ : nombre de poteaux revenant à la semelle ;  $n = 9 \text{ poteaux}$ .

$N_{\text{(avant-poteau)}} = 25 * 0.33 * 1.4 * 9 = 108 \text{ KN}$ .

$N_{\text{(avant voile)}} = \gamma_b * S * h * n$  ;

Avec :

$S$ : surface transversale de l'avant-voile :

$S = 2 * 0.15 = 0.30 \text{ cm}^2$

$h$ : hauteur de l'avant-poteau ;  $h = 1.4 \text{ m}$ .

$n$ : nombre de voile revenant à la semelle ;  $n = 2 \text{ voile}$ .

$N_{\text{(avant-voile)}} = 25 * 0.30 * 1 * 2 = 15 \text{ KN}$ .

$N_{\text{(semelles)}} = \gamma_b * S * ht$

Avec :

$S$ : surface de la semelle ;  $S \geq \frac{N_{\text{total}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{13143.93}{160} = 82.15 \text{ m}$

$ht$  : hauteur totale de la semelle ;  $ht = 0,60 \text{ m}$ .

$N_{\text{(semelle)}} = 25 * 82.15 * 0,60 = 1232.25 \text{ KN}$ .

**N Total = N (superstructure) + N (longrine) + N (avant poteau) + N (avant voile) + N (semelle)**

**N Total = 13143.93+92.4+108+15+1232.25=14590.08KN.**

**a- Aciers principaux (A//B) :**

$$A \parallel B = \frac{N * (B - b)}{8 * d * \sigma_{st}}$$

**Avec:**

$N$  : effort sollicitant la semelle ;  $N = N_{\text{total}} = 14590,08 \text{ KN}$ .

$B = 2.70 \text{ m}$  ;  $b = 0,55 \text{ m}$ ;  $d = h_t - c = 0,55 \text{ m}$ .

$\sigma_{st}$  : Contrainte d'acier ;  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$A \parallel B = \frac{14590,08 * (2,70 - 0,55)}{8 * 0,55 * 348} = 20,48 \text{ cm}^2$$

On adopte: 19HA12 = 21.49 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25 cm

#### b- Aciers de répartition (A⊥B)

$$A \perp B = \frac{A \parallel B}{4}$$

$$A \perp B = \frac{20,91}{4} = 5,23 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 10 cm.

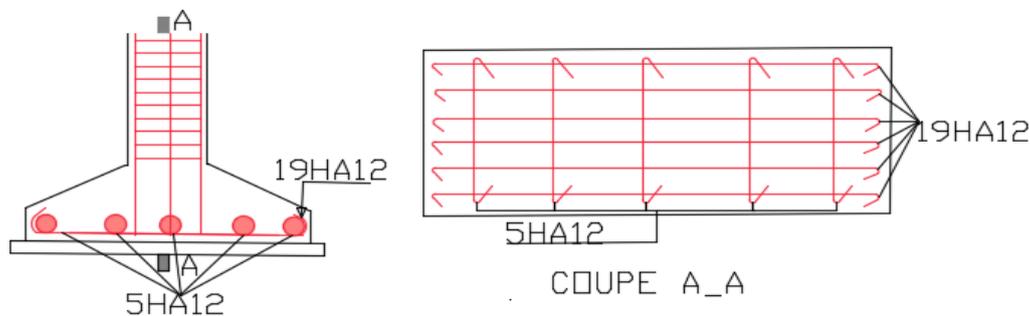


Figure.VI.4 Schéma de ferrailage d'une semelle filante sous poteau.

#### VI.5.2. Sens Y-Y

✓ Charges agissantes sur la semelle :

$N_{Total} = N \text{ (superstructure)} + N \text{ (infrastructure)}$

$N_{Total} = N \text{ (superstructure)} + N \text{ (longrine)} + N \text{ (avant poteau)} + N \text{ (semelle)}$

$N_{Total} = 6016,64 + 92,4 + 52,8 + 568,8 = 6730,64 \text{ KN.}$

#### a- Aciers principaux (A//B) :

$$A \parallel B = \frac{N * (B - b)}{8 * d * \sigma_{st}}$$

$$A \parallel B = \frac{6730,64 * (2,40 - 0,55)}{8 * 0,55 * 348} = 8,14 \text{ cm}^2$$

On adopte: 8HA12 = 9.05 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25 cm

#### b- Aciers de répartition (A⊥B)

$$A \perp B = \frac{A \parallel B}{4}$$

$$A \perp B = \frac{8,14}{4} = 2,03 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 10 cm.

**VI.6. Étude des poutres de rigidité**

**VI.6.1 Sens X-X**

**a) Définition**

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle. La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle.

**b) Dimensionnement**

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : étant la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.

L = 5,35 m       $\frac{4,8}{9} \leq h \leq \frac{4,8}{6} \rightarrow 53,34\text{cm} \leq h \leq 80\text{ cm}$

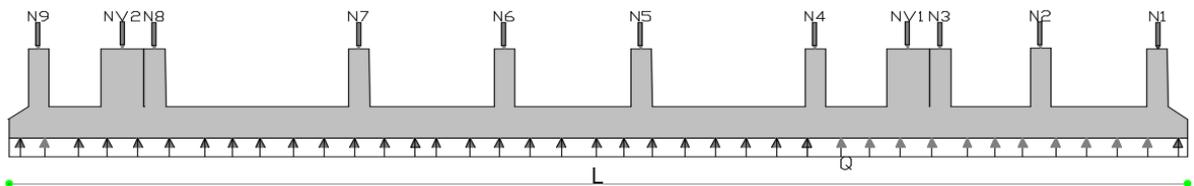
Soit :    h = 80 cm    ;    b = 50 cm

• **Méthode de calcul :**

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre renversée soumise à la réaction du sol et appuyée sur les poteaux.

Pour le calcul des sollicitations (moment fléchissant et effort tranchant), on applique la méthode Caquot minorée.

**c) Calcul des charges agissantes sur la poutre de rigidité**



**Figure.VI.5:** Schéma d'une semelle filante.

$Q_s = \frac{\sum N_i}{L} = 426,75 \frac{\text{kn}}{\text{ml}}$       avec:       $N_i = 13143,93\text{ kn}$       ;       $L = 30,8\text{m}$

$Q_u = \frac{\sum N_i}{L} = 585,86 \frac{\text{kn}}{\text{ml}}$       avec       $N_i = 18044,52\text{ kn}$       ;       $L = 30,8$

• **Principe de la méthode de Caquot :**

✓ **Moment en appui :**

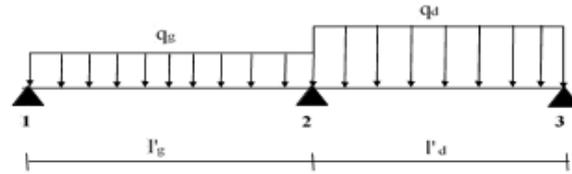


Figure.VI.6: Schéma statique d'une poutre a deux travées.

$$M_2 = \frac{q_g * l_g^3 + q_d * l_d^3}{8,5(l_g + l_d)}$$

Avec :

$M_2$  : moment fléchissant en appui 2.

$q_g, q_d$  : Charges uniformes respectivement à droite et à gauche de l'appui considéré (dans notre cas  $q_g = q_d$ ).

$l'_g, l'_d$  : Longueur fictive à droite et à gauche de l'appui considéré (2) :

$$l' = \begin{cases} 0,8l & \text{pour une travée intermédiaire} \\ l & \text{pour une travée de rive} \end{cases}$$

✓ **Moment en travée:**

$$M_{(x)} = M_{0(x)} + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d * \frac{x}{l}$$

Avec :

$M_0$  : moment isostatique dans la travée considérée ;  $M_{0(x)} = \frac{q*x}{2}(1 - x)$

✓ **Cas d'une charge répartie**

**Pour :**  $M = M^{\max} : \frac{\partial M_{(x)}}{\partial x} = 0 \Rightarrow x = x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q * l}$

• **Effort tranchant maximal:**

$$V_{(x)} = \frac{\partial M_{(x)}}{\partial x} = \frac{q}{2}(1 - 2x) + \frac{M_d - M_g}{l}$$

$$V_g = V_0 = \frac{ql}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

$$V_d = V_l = -\frac{ql}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

• **Poutre de rigidité**

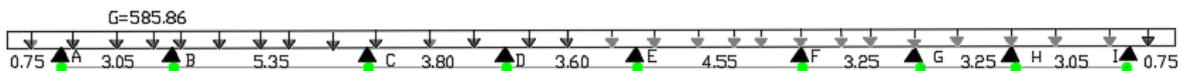


Figure.VI.7:Schéma statique d'une poutre de rigidité.

d) **Calcul des Sollicitation d'une poutre rigidité**

✓ **Calcul des moments :**

• **Les moments en appuis**

Les résultats de sollicitations est résumé dans les tableaux ci-dessous :

Tableau.VI.4. Moment en appuis.								
	M <sub>A</sub> =M <sub>I</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>C</sub>	M <sub>D</sub>	M <sub>E</sub>	M <sub>F</sub>	M <sub>G</sub>	M <sub>H</sub>
L (m)	0.75	3.05	5.35	3.8	3.6	4.55	3.25	2.65
M <sub>s</sub> (kn.m)	-28.24	-235.27	-694.29	-730.43	-440.85	-555.32	-529.45	-288.30
M <sub>U</sub> (kn.m)	-38.77	-271.14	-953.15	-1002.7	-605.21	-762.36	-726.85	-395.79

• **Moment en travée :**

- **Travée AB :**

$$X_0 = \frac{3.05}{2} + \frac{-38.77 - (-271.14)}{1786.87} = 1.39 \text{ m}$$

$$M_{0(1.29)} = \frac{585.86 * 1.39}{2} (3.05 - 1.39) = 675.90 \text{ kn/m}$$

$$M_{t(1.29)} = 675.90 - 38.77 * \left(1 - \frac{1.39}{3.05}\right) - \left(271.14 * \frac{1.39}{3.05}\right) = 531.24 \text{ kn/m}$$

Les résultats de sollicitations est résumé dans les tableaux ci-dessous :

Tableau.VI.5. Moment en Travée.									
	consol	M <sub>AB</sub>	M <sub>BC</sub>	M <sub>CD</sub>	M <sub>DE</sub>	M <sub>EF</sub>	M <sub>FG</sub>	M <sub>GH</sub>	M <sub>HI</sub>
L	0.75	3.05	5.35	3.8	3.6	4.55	3.25	2.65	3.05
X <sub>0</sub>	0.375	1.39	2.46	1.88	1.99	2.22	1.64	1.53	1.39
M <sub>t</sub>	219.69	531.24	873.26	79.69	155.54	833.32	29.01	33.75	497.71

e) **.Ferrailage de la poutre rigidité :**

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire (b\*h) à la flexion simple, Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. : Sollicitation et Ferrailage de la poutre de rigidité						
Ferrailage de la poutre libage	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>acal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t adop</sub> (Cm2)	A <sub>a adop</sub> (Cm2)
	-1002.7	873.26	39.5	33.7	6HA16+6HA25=41.52	6HA16+6HA20= 35.74

f) **.Les armatures transversales :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.11873}{0,5 \times 0,65} = 3.44 \text{ MPa}$$

$\phi t \leq \min[\phi l_{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}]$  ;  $\phi l_{min}$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales

$\phi t \leq \min[\phi l_{min} ; \frac{700}{35} ; \frac{500}{10}] = \min(16 ; 20 ; 50) = 16mm \Rightarrow \phi t = 10mm$

$St \leq \min[\frac{h}{4} ; 12\phi^{min}]$   $St \leq 17.5cm \Rightarrow St = 15cm$ . . . . . Zone nodale

$St \leq \frac{h}{2}$  ;  $St \leq 35cm \Rightarrow St = 20cm$  . . . . . zone courante

g) ferrailage des semelles filantes et des poutres de rigidité.

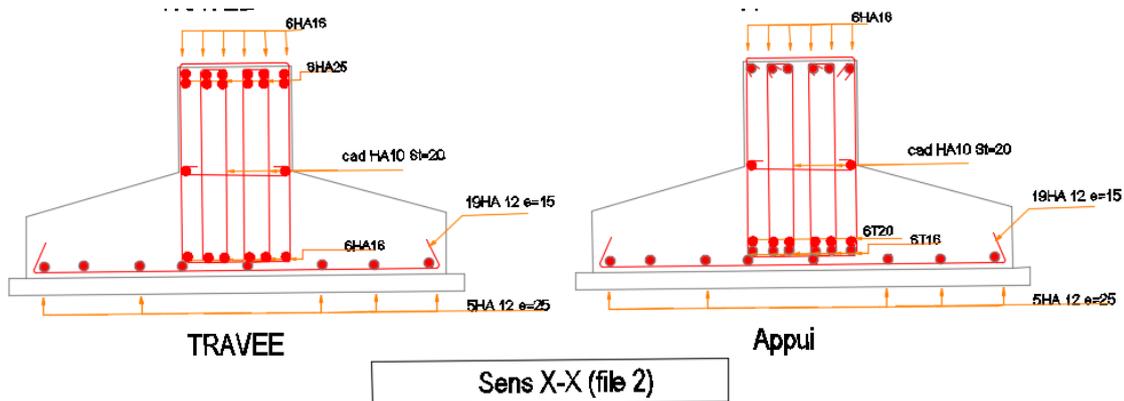


Figure.VI.8. Schéma de ferrailage des semelles filantes et des poutres de rigidité.

VI.6.2 Sens Y-Y

A) Dimensionnement

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : étant la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.

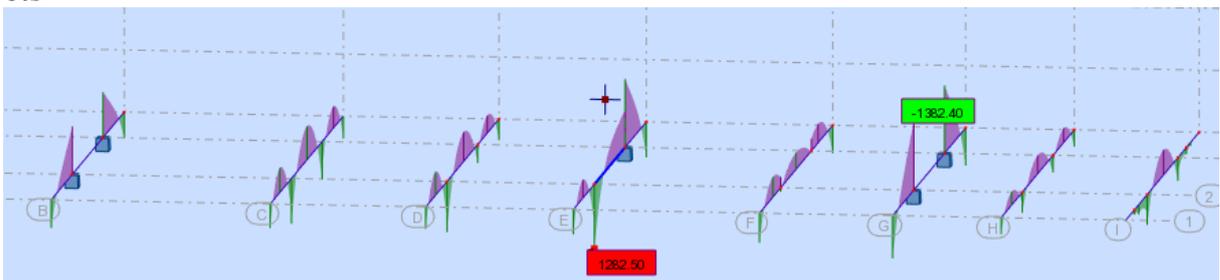
L= 6.0 m  $\frac{5.45}{9} \leq h \leq \frac{5.45}{6} \Rightarrow 60cm \leq h \leq 90 cm$

Soit : h = 60 cm ; b = 80 cm

B) Méthode de calcul :

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre renversée soumise à la réaction du sol et appuyée sur les poteaux.

Pour le calcul des sollicitations (moment fléchissant et effort tranchant), on utilise le logiciel robots



**Figure.VI.9.Les** moment fléchissant de la poutre rigidité

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire (b\*h) à la flexion simple, Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7. : Sollicitation et Ferrailage de la poutre de rigidité						
Ferrailage de la poutre libage	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	At <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Aa <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	At adop (Cm2)	Aa adop (Cm2)
	-1 382.4	1282.5	54.2	49.05	10HA25+3HA16=55.12	10HA25= 49.09

C) Les armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.0117}{0,6 \times 0,75} = 2.24 \text{MPa}$$

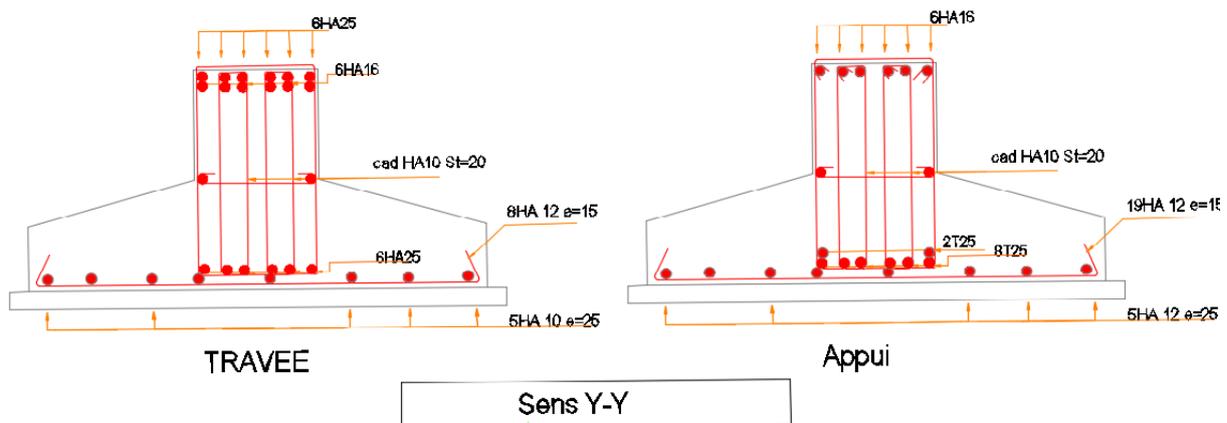
$$\phi t \leq \min[\phi l_{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}] ; \phi l_{min} : \text{Diamètre minimal des armatures longitudinales}$$

$$\phi t \leq \min[\phi l_{min} ; \frac{800}{35} ; \frac{600}{10}] = \min(16 ; 23 ; 60) = 16 \text{mm} \Rightarrow \phi t = 10 \text{mm}$$

$$St \leq \min[\frac{h}{4} ; 12\phi^{min}] \quad St \leq 20 \text{cm} \Rightarrow St = 15 \text{cm} . . . . . \text{Zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} ; St \leq 40 \text{cm} \Rightarrow St = 20 \text{cm} . . . . . \text{zone courante}$$

D) ferrailage des semelles filantes et des poutres de rigidité.



**Figure.VI.10.** Schéma de ferrailage des semelles filantes et des poutres de rigidité.

**VI.7. Les longrines :**

Les longrines ont des formes de poutres reliant les différentes semelles filantes, de section (b×h), situées au niveau de l'infrastructure destinée a :

- Porter les murs de façades
- Solidariser les points d'appui d'un même bloc en s'opposant à leurs déplacements relatifs dans le plan horizontal.

**VI.7.1.Dimensionnement :**

D'après Art 10.1.1.b RPA99 V2003 la section minimale ( b × h) est : 25×30 cm<sup>2</sup> pour les sites de catégorie S2 et S3.

La hauteur « h » des longrines est définie par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \dots \dots \dots \text{RPA99 V2003}$$

Avec :

$L_{max}$  : Longueur maximale entre axes des longrines ;  $L_{max}=5,35m$

$$\frac{5.35}{15} \leq h \leq \frac{5.35}{10} \rightarrow 0.35 \leq h \leq 0.53 \rightarrow \text{Soit } h=35cm ; =40cm$$

### VI.7.2.Ferraillage des longrines :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Art 10.1.1.b RPA99/2003}$$

Avec :

N : La valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Site: Site S2} \\ \text{Zone: II} \Rightarrow \alpha=15 \end{array} \right. \quad \text{Art 10.1.1.b RPA99/2003}$$

Nous avons  $N_u = 18044.52 \text{ KN}$ , d'après le RPA on a:  $\alpha=15$  en zone II<sub>a</sub>, site S2.

$$F_u = \frac{10093.50}{15} = 6 \text{ KN D'où : } F \geq 20 \text{ KN}$$

$$N_s = 13143.93 \text{ KN}$$

$$F_s = \frac{13143.93}{15} = 876.26 \text{ KN D'où : } F \geq 20 \text{ KN}$$

#### a) Les armatures longitudinales

$$A_u = \frac{F_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{1.20296 \times 1.15}{400} = 3.50 \text{ cm}^2 \quad A_s = \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{0.87626}{160} = 5.47 \text{ cm}^2$$

#### b) Minimum d'armature exigé par le RPA :

$$A_{min} = 0.6\% b \cdot h = 0.6\% (35 \times 40) = 8.4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Art 10.1.1.b RPA99 /2003}$$

$$\text{Choit : } 8\text{HA}14 = 12.32 \text{ cm}^2$$

#### c) Les armatures transversales ( $A_t$ )

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left[ \phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right] ; \phi_{lmin} : \text{Diamètre minimal des armatures longitudinales}$$

$$\phi_t \leq \min \left[ 20 ; \frac{400}{35} ; \frac{350}{35} \right] = \min(20 ; 11.42 ; 35) = 11.42 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

Soit un cadre et un étrier  $\phi_8$  :  $4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

#### d) Espacement

$$St \leq \min(20 \text{ cm} ; 15\phi_l) \dots\dots\dots \text{Art 10.1.1.b RPA99 /2003}$$

$$St \leq \min(20 \text{ cm} ; 15 \times 2) = 20 \text{ cm} ; \text{ Soit : } St = 15 \text{ cm}$$

### VI.7.3.Schéma de ferraillage

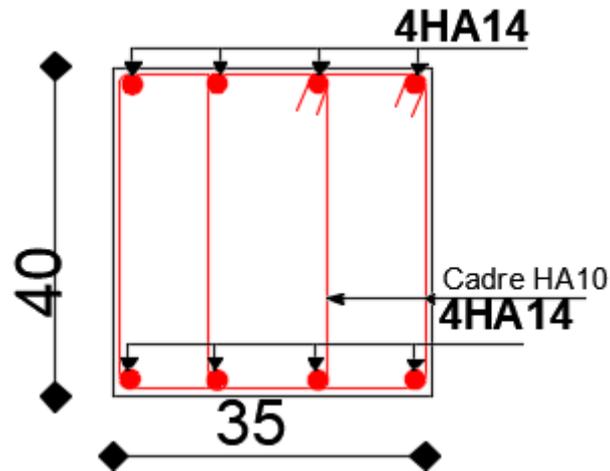


Figure VI.11 Schéma de ferrailage des longrines.

### VI .8. Étude de voile de soutènement

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la Totalité de l'immeuble, il destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux.

#### a) Dimensionnement

Selon le RPA 99/2003(article 10.1.2)

$e \geq 15\text{cm}$  ; On prend  $e = 20\text{cm}$

$L_x = 1.40\text{m}$   $L_y = 6\text{m}$

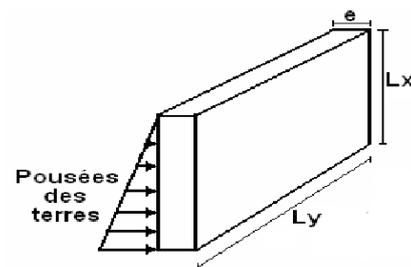


Figure VI.12 Voile de soutènement

#### b) Caractéristiques géotechniques du sol

On a :

- Poids spécifique :  $\gamma = 18\text{KN/m}^3$
- angle de frottement :  $\varphi = 25^\circ$
- Cohésion :  $C = 0\text{ KN/m}^2$

#### ▪ Méthode de calcul :

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastés en chaque coté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à  $10\text{ KN/m}^2$ .

#### Sollicitations :

##### a) Poussée des terres

$$G = \gamma \times h \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\Rightarrow G = \gamma \times h \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 18 \times 1.4 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right) = 10.23\text{ KN/m}^2$$

##### b) Charge due à la surcharge

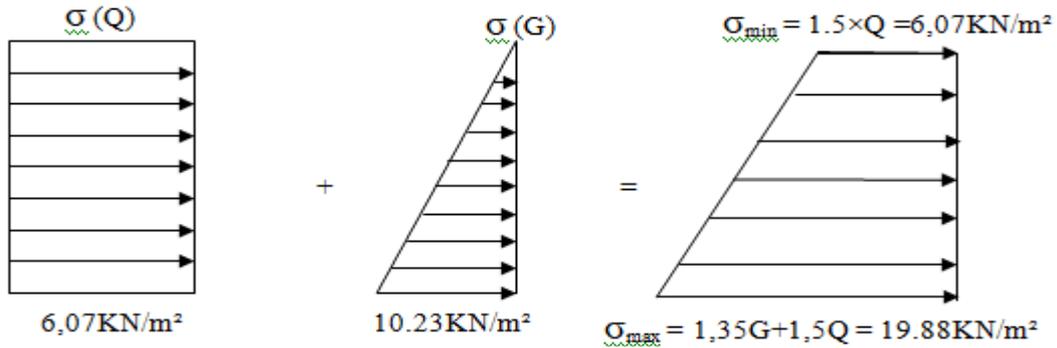
$$Q = q \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right) = 4.05 \text{KN/m}^2$$

▪ **Ferraillage :**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

**Calcul à l'ELU :**

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 19.88 \text{KN/m}$$



**Fig. VI.13.** Diagramme des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$L_x = 1.4 \text{m}; \quad L_y = 6 \text{m}; \quad e = 20 \text{cm}; \quad b = 100 \text{cm}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 16.43 \text{KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ml} = 16.43 \text{KN/ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,23 < 0,4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans un seul sens (xx).$$

$$M_0 = q \times (l_x)^2 / 8 \qquad M_0 = \begin{cases} \text{ELU} = 4.02 \text{KN.m} \\ \text{ELS} = 3.37 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$M_t = 0,85 M_0 \qquad ; \qquad M_a = -0,4 M_0$$

$$M_T = \begin{cases} \text{ELU} = 3.42 \text{KN.m} \\ \text{ELS} = 2.86 \text{KN.m} \end{cases} \qquad M_a = \begin{cases} \text{ELU} = -1.61 \text{KN.m} \\ \text{ELS} = -1.35 \text{KN.m} \end{cases}$$

**E) Calcul du ferraillage à ELU :**

Tableau VI.8 Calcul du ferraillage à ELU								
sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	Acal (cm <sup>2</sup> /ml)	Amin (cm <sup>2</sup> /ml)	Aopt (cm <sup>2</sup> /ml)	St cm
Travée	3.42	0.007	0.008	0.179	0.549	2.17	4HA10=3.14	20

<b>appuis</b>	1.61	0.003	0.004	0.179	0.258	2.17	4HA10=3.14	20
---------------	------	-------	-------	-------	-------	------	------------	----

➤ **Calcul de l'effort tranchante :**

<b>Tableau VI.9</b> Calcul de l'effort tranchante		
<b>V<sub>ux</sub>(kN)</b>	<b><math>\tau_u &lt; \bar{\tau}</math></b>	<b>Observation</b>
11.501	0.064 < 2.5	Vérifier

**F) Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{\max} = G + Q = 10.23 + 4,05 = 14.28 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 4,05 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 11.75 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 11.75 \text{ KN/m}$$

**G) Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

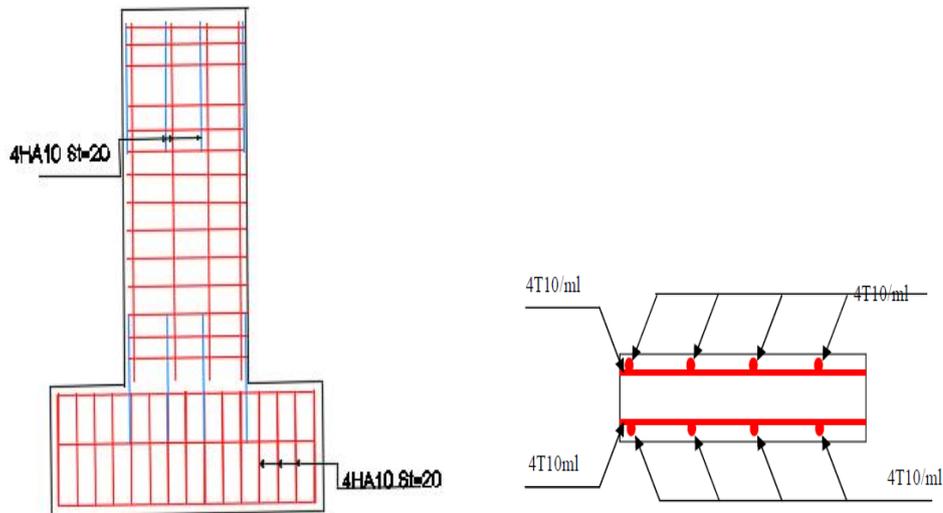
$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

<b>Tableau VI.10.</b> Vérifications des contraintes dans le voile périphérique.					
<b>Sens</b>	<b>M<sub>ser</sub>(KN.m)</b>	<b><math>\sigma_b</math>(MPa)</b>	<b><math>\bar{\sigma}_b</math>(MPa)</b>	<b><math>\sigma_s</math>(MPa)</b>	<b><math>\bar{\sigma}_s</math>(MPa)</b>
<b>Travée</b>	2.86	8.78	15	122.30	201,63
<b>Appui</b>	-1.35	4,14	15	57.73	201,63

**H) Schéma de ferailage d'un voile périphérique :**



**Figure VI.14** Schéma de ferrailage du voile périphérique.

### VI.9.Conclusion :

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol.

Elle ne peut donc être calculé que lorsqu'on connaît :

- Les caractéristiques géométriques de la structure
- Les caractéristiques du sol

Alors d'après ces connaissances qu'on a et d'après les calculs, on a optés pour les semelles filantes comme choix de type de fondation de notre projet à cause de ses avantages :

- Elle est adoptée à des sols moins homogènes.
- Limite de risque de tassement.
- Elle est plus économique par rapport aux radier, elle satisfait les conditions de stabilité et de résistance.

# **Conclusion Générale**

## Conclusion générale :

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel **ROBOT** 2018.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, d'appliquer les différents règlements comme **BAEL91/99** et **RPA99/2003**, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. Avant de commencer les calculs il faut d'abord pré-dimensionner toutes les sections de la structure, à noter que ces dernières ne sont pas définitives.
2. La disposition doit, autant que possible englober tous les éléments secondaires ou structuraux, ceci permet d'avoir comportement proche du réel.
3. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques" et de la période de vibration de la structure .
4. Lors du ferrailage des éléments structuraux, il s'est avéré que le ferrailage du RPA est souvent le plus défavorable cela est dû essentiellement à l'interaction "voiles-portiques".
5. Le choix de type de fondation dépend essentiellement de la capacité portante du sol et la forme de la structure.

Enfin nous souhaitons que notre travail soit utile et sera un support pour les promotions à venir.

# **ANNEXES**

# ANNEXE I

## DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

## ANNEXE II

TAB. 6.4 – Valeurs de  $M_1$  ( $M_2$ ) pour  $\rho = 1$

$U/l_x$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$V/l_y$											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de  $M_2$  ; il suffit de permuter U et V.

## ANNEXE III

### SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en  $cm^2$  de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm.

$\phi$ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

## Quelle période prendre pour le calcul de l'effort tranchant à la base V par la MSE (Méthode Statique Équivalente)

Rafik TALEB

Ou bien,

Interprétation de l'article 4.2.4. des RPA 99 Ver 2003:

« Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ».

### 1. Position du problème

Dans le dimensionnement de structure, les règles parasismiques algériennes RPA 99 Ver. 2003 exige que l'effort tranchant à la base calculé analytiquement,  $V_{analytique}$  par la méthode modale spectrale doit respecter une certaine condition par rapport à l'effort tranchant par la MSE (méthode statique équivalente),  $V_{MSE}$  :

$$V_{analytique} \geq 0,8V_{MSE}$$

$$\text{avec } V_{MSE} = \frac{ADQW}{R}$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) par le rapport  $0,8 V_{MSE}/V_{analytique}$ .

Pour le calcul de  $V_{MSE}$ , les paramètres A (coefficient d'accélération de la zone), Q (facteur de qualité), R (coefficient de comportement) sont facilement déterminés en se référant aux tableaux correspondant des RPA 99 Ver. 2003.

Pour le calcul du facteur D (facteur d'amplification dynamique moyen), qui est fonction de la catégorie de site, de l'amortissement et de la **période fondamentale de la structure (T)**, il est donné par la formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\gamma} & T_2 < T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\gamma} \left(\frac{3}{T}\right)^{\gamma} & T > 3s \end{cases}$$

Pour le calcul du facteur D, il faut avoir la période fondamentale de la structure. Cependant, La question qui se pose

### Quelle période utilisée pour le calcul de $V_{empirique}$ ?

Es la **période empirique** ? (deux formules de calcul données par les RPA99 Ver 2003)

Donnée par les RPA 99 Ver 2003 selon le système de contreventement :

$$T_{empirique} = C_T h_N^{3/4} \text{ ou bien } T = \min\left(C_T h_N^{3/4}, 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}\right)$$

Ou bien la **période analytique** ? (méthode de Rayleigh ou méthode des valeurs propres)

## ANNEXE IV

$$T_{analytique, Rayleigh} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_i^n W_i \delta_i^2}{g \cdot \sum_i^n f_i \delta_i}}$$

$$\|K - \omega^2 M\| = 0 \Rightarrow \omega = (\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_{N^o ddl}) \Rightarrow T_{analytique, valeurs propres} = \frac{2\pi}{\omega_1}$$

### 2. Pourquoi vérifier la condition de l'effort tranchant à la base ?

Cette condition est incluse aux RPA 99 Ver. 2003 pour assure qu'une période déterminée analytiquement, est qui excessivement longue, n'est pas utilisée pour justifier un effort tranchant à la base réduit de manière irréaliste. C.à.d, l'effort tranchant « référence » est celui calculé par la MSE.

### 3. Quel période choisir pour le calcul du coefficient D ?

Les RPA99 Ver 2003 postule que :

« Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ».

La plupart des ingénieurs interprète mal ce paragraphe, est pense que si la période analytique est supérieur a  $1,3 T_{empirique}$  il faut rigidifier d'avantage la structure jusqu'à se que cette condition soit vérifier,

**C'est une interprétation erronée !!!**

Cette condition est liée au choix de la période approprié pour le calcul de l'effort tranchant à la base.

En fait, la période utilisé pour le calcul de l'effort tranchant à la base est sujette à une borne supérieure, qui est  $1,3 T_{empirique}$

Le tableau ci-dessous montre comment choisir la période de calcul de  $V_{MSE}$ .

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D est :
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3 T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{analytique} \geq 1,3 T_{empirique}$	$T = 1,3 T_{empirique}$

# **Bibliographie**

## ***Bibliographie***

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**B. A. E. L 91**).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (**RPA 99/ 2003**).
- ✓ Document technique réglementaire (D.T.R.B.C.2.2), charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Formulaire de calcul des sections du béton armé selon le **BAEL91** et le **CBA93**.

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Ancien Mémoires de fin d'études.

Outils informatiques

- Logiciel AUTOCAD.
- Logiciel Robot 2018.
- Logiciel Excel et Word.

# Plans