



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 +10 étages) en  
béton armé à usage d'habitation contreventé par un  
système mixte (Voiles – Portiques)**

**Encadré par :**

M<sup>r</sup> : A .BRARA

**Présenté par :**

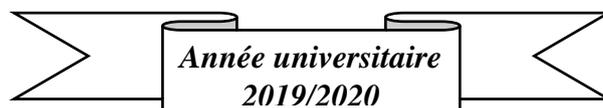
BELARIBI Sarah

TAHROUST Yousra

**Members de jury:**

M<sup>r</sup>: BOUROUBA

M<sup>r</sup>: KERNOU



*Année universitaire*  
*2019/2020*

## ***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.*

*On tient à exprimer nos remerciements les plus distingués à notre encadreur monsieur ALI BRARA 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.*

*Nous remercions également l'ensemble des membres de jury, qui ont accepté d'examiner et de juger ce travail.*

*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.*

**Yousra & Sarah**

## **DEDICACES**

*Je rends grâce, à mon dieu de m'avoir donné la force et la volonté d'être patiente dans mes études.*

*A la mémoire de ma tante YAMINA que j'aime beaucoup et que le dieu l'accueil dans son vaste paradis.*

*Je dédie ce travail à :*

- *A mes très chers grande- mères.*
- *A mes très chers parents.*
- *A mon très chers : BOUALEM et toutes sa familles.*
- *A mes très chers frères : FATEH et HABIB et KHALED.*
- *A ma très chère sœur : KARIMA.*
- *A tous mes cousins et cousines.*
- *A ma très chère voisine GUERROUJ HANANE.*
- *A tous les enseignants et toute la promotion de Génie Civil.*

**T.YOUSRA**

## ***DEDICACES***

***Je dédie ce travail :***

***A mes très chers parents.***

***A mes chers frères et sœur : Fares, Karim et Nawal.***

***A mes grands parents, mes tantes et mes oncles.***

***A tous mes cousins et cousines : Abderahman, Wassim, Salma, Asmaa...***

***A tous mes amies: Sara, Samia, Yousra...***

***A tous les enseignants et également la promotion de Génie Civil.***

***SARAH***

# **Superstructure**

# Tables des matières

## Introduction générale

### Chapitre I : Généralités

Introduction.....	01
<b>I.1</b> Description de l'ouvrage .....	01
<b>I.1.1</b> Caractéristiques architecturales de l'ouvrage.....	01
<b>I.1.2</b> Caractéristiques de sol.....	01
<b>I.1.3</b> Caractéristiques structurales.....	01
<b>I.2</b> Caractéristiques des matériaux .....	02
<b>I.2.1</b> Béton.....	02
<b>I.2.2</b> Aciers.....	03
<b>I.3</b> Actions et sollicitations .....	04
<b>I.3.1</b> Actions.....	04
<b>I.3.2</b> Sollicitations.....	04
<b>I.4</b> Combinaison d'actions donnée par le RPA 99/2003.....	04
<b>I.5</b> Règles et norme utilisées .....	04
<b>I.6</b> Hypothèses de calculs.....	05

### Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments

Introduction.....	06
<b>II.1</b> Pré-dimensionnements des planchers .....	06
<b>II.1.1</b> Les planchers à corps creux .....	06
<b>II.1.2</b> Planchers à dalle pleine .....	07
<b>II.2</b> Pré-dimensionnement des escaliers .....	08
<b>II.3</b> Pré-dimensionnements des poutres.....	09
<b>II.3.1</b> Les poutres principales .....	10
<b>II.3.2</b> Les poutres secondaires .....	10

<b>II.4</b> Pré-dimensionnements des voiles .....	10
<b>II.5</b> Evaluation des charges et surcharges.....	10
<b>II.6</b> Pré-dimensionnements des poteaux .....	12
<b>II.7</b> La descente de charge .....	13
<b>II.7.1</b> Application de la loi de dégression .....	13
<b>II.8</b> Les vérifications.....	17
<b>II.8.1</b> La vérification de la compression simple .....	17
<b>II.8.2</b> Vérification au flambement .....	17
<b>II.8.3</b> Vérification des Conditions de RPA.....	18
Conclusion .....	18

### **Chapitre III : Etude des éléments secondaires**

Introduction.....	20
<b>III.1</b> Calcul des planchers .....	20
<b>III.1.1</b> Plancher à corps creux.....	20
<b>III.1.2</b> Plancher à dalle pleine.....	31
<b>III.2</b> Etude de la poutre de chaînage.....	37
<b>III.3</b> Etude des escaliers.....	39
<b>III.4</b> Etude de la poutre palière .....	44
<b>III.5</b> Etude de l'ascenseur .....	47
<b>III.6</b> Etude de l'acrotère.....	50

### **Chapitre IV : Etude dynamique**

Introduction.....	54
<b>IV.1</b> Méthode de calcul.....	54
<b>IV.2</b> Choix de la méthode de calcul.....	54
<b>IV.2.1</b> Méthode statique équivalente .....	54
<b>IV.2.2</b> Méthode dynamique .....	54

<b>IV.3</b>	Calcul de la force sismique totale.....	54
<b>IV.3.1</b>	Estimation de la période fondamentale de la structure.....	55
<b>IV.4</b>	Spectre de réponse de calcul.....	56
<b>IV.5</b>	Modalisation et résultats.....	57
<b>IV.5.1</b>	Mode de vibration et taux de participation massique.....	58
<b>IV.5.2</b>	Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/2003.....	60
<b>IV.5.2.1</b>	Vérification de la résultante des forces sismiques.....	60
<b>IV.5.2.2</b>	Justification de l'interaction (voiles - portiques).....	61
<b>IV.5.2.3</b>	Vérification de l'effort normal réduit.....	62
<b>IV.5.2.4</b>	Vérification vis-à-vis des déplacements.....	63
<b>IV.5.2.5</b>	Justification vis-à-vis de l'effets P- $\Delta$ .....	64
Conclusion	.....	65

## **Chapitre V : Etude des éléments structuraux**

Introduction	.....	66
<b>V.1</b>	Etude des poutres.....	66
<b>V.1.1</b>	Recommandation du RPA99/2003.....	66
<b>V.1.2</b>	Sollicitations et ferrailages des poutres.....	66
<b>V.1.3</b>	Vérification des armatures selon RPA.....	67
<b>V.1.4</b>	Vérification à l'ELU.....	68
<b>V.1.5</b>	Vérification à l'ELS.....	69
<b>V.2</b>	Etude des poteaux.....	71
<b>V.2.1</b>	Sollicitations dans les poteaux.....	72
<b>V.2.2</b>	Calcul du ferrailage.....	72
<b>V.2.3</b>	Vérifications nécessaires.....	74
<b>V.2.4</b>	Vérification de la zone nodale.....	76
<b>V.3</b>	Etude des voiles.....	79
<b>V.3.1</b>	Exigence du RPA.....	79

V.3.2 Sollicitation du calcul.....	80
V.3.3 Ferrailage des voiles.....	80
Conclusion .....	82
<b>Chapitre VI : Etude des fondations</b>	
Introduction.....	83
VI.1 Les différents types de fondation.....	83
VI.2 étude des fondations .....	83
VI.3 Etude des voiles périphérique.....	102
Conclusion .....	104

**Conclusions générale.**

**Bibliographie.**

**Annexes.**

**Plans.**

## Liste des figures :

<b>Figure I.1</b>	Diagramme contrainte-déformation du béton .....	02
<b>Figure I.2</b>	Diagramme des contraintes limites du béton. ....	03
<b>Figure I.3</b>	Diagramme contrainte-déformation de l'acier. ....	04
<b>Figure I.4</b>	Règle des 3 pivots .....	05
<b>Figure II.1</b>	Schéma de la disposition des poutrelles .....	06
<b>Figure II.2</b>	Coupe d'une poutrelle .....	07
<b>Figure II.3</b>	Dalle pleine sur 3 appuis D1.....	07
<b>Figure II.4</b>	Dalle pleine sur 3 appuis D2.....	08
<b>Figure II.5</b>	Dalle pleine sur 4 appuis D3.....	08
<b>Figure II.6</b>	Vue d'un escalier droit à deux volées (RDC au 9 <sup>ème</sup> étage) .....	09
<b>Figure II.7</b>	Vue d'un escalier droit à une seule volée (RDC) .....	09
<b>Figure II.8</b>	Vue en coupe d'une poutre.....	10
<b>Figure II.9</b>	Surface afférente du poteau E3.....	14
<b>Figure II.10</b>	Surface afférente du poteau B3 .....	15
<b>Figure III.1</b>	Types de poutrelles étage courant .....	20
<b>Figure III.2</b>	Types de poutrelles terrasse inaccessible.....	20
<b>Figure III.3</b>	Vue en coupe de la poutrelle.....	25
<b>Figure III.4</b>	Schémas des ferrillages des poutrelles .....	31
<b>Figure III.5</b>	Dalle sur 3 appuis D1 .....	31
<b>Figure III.6</b>	Schéma de ferrillage de la dalle D1 .....	33
<b>Figure III.7</b>	Dalles sur 3 appuis D2 .....	33
<b>Figure III.8</b>	Schéma de ferrillage de la dalle D2 .....	35
<b>Figure III.9</b>	Dalles sur 4 appuis D3 .....	35
<b>Figure III.10</b>	Schéma de ferrillage de la dalle D3 .....	37
<b>Figure III.11</b>	Schéma statique de la poutre de chaînage.....	37
<b>Figure III.12</b>	Schéma de ferrillage de la poutre de chaînage.....	38

<b>Figure III.13</b> Schéma statique de la volée 1 .....	39
<b>Figure III.14</b> Schéma statique de la volée 2 .....	41
<b>Figure III.15</b> Schéma de ferrailage de l'escalier (RDC au 9 <sup>ème</sup> étage).....	42
<b>Figure III.16</b> Schéma statique de l'escalier(RDC) .....	43
<b>Figure III.17</b> Schéma de ferrailage de l'escalier (RDC) .....	44
<b>Figure III.18</b> Schéma de ferrailage de la poutre palière .....	47
<b>Figure III.19</b> Cage d'ascenseur.....	47
<b>Figure III.20</b> Schéma de la surface d'impact.....	48
<b>Figure III.21</b> Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur .....	50
<b>Figure III.22</b> Coupe transversale de l'acrotère .....	50
<b>Figure III.23</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	53
<b>Figure IV.1</b> Spectre de réponse.....	57
<b>Figure IV.2</b> Dispositions des voiles de contreventements .....	57
<b>Figure IV.3</b> Vue en 3D de la structure modélisé avec ETABS 2016 .....	58
<b>Figure IV.4</b> Mode 1 : déformation (translation suivant l'axe y-y) .....	59
<b>Figure IV.5</b> Mode 2 : déformation (translation suivant l'axe x-x) .....	60
<b>Figure IV.6</b> Mode 3 : déformation (rotation suivant l'axe z-z) .....	60
<b>Figure V.1</b> Schémas de ferrailages des poutres .....	70
<b>Figure V.2</b> Zone nodale.....	71
<b>Figure V.3</b> Section du poteau.....	75
<b>Figure V.4</b> Les moments dans la zone nodale.....	76
<b>Figure V.5</b> Schémas de ferrailages des poteaux .....	78
<b>Figure V.6</b> Schéma de ferrailage du voile Vx4(RDC + 1 <sup>er</sup> étage).....	82
<b>Figure VI.1</b> Schéma d'une semelle isolée.....	83
<b>Figure VI.2</b> Les différents files des semelles filantes .....	84
<b>Figure VI.3</b> Le panneau le plus sollicité .....	91
<b>Figure VI.4</b> Schéma de ferrailage du radier.....	94

<b>Figure VI.5</b> Schéma des lignes de ruptures .....	94
<b>Figure VI.6</b> Répartition des charges sur la nervure la plus sollicité selon x-x .....	96
<b>Figure VI.7</b> Répartition des charges sur la nervure la plus sollicité selon y-y .....	96
<b>Figure VI.8</b> Schéma de nervure .....	99
<b>Figure VI.9</b> Schéma du ferrailage de la nervure .....	101
<b>Figure VI.10</b> Diagramme des contraintes .....	102
<b>Figure VI.11</b> Ferrailage du voile périphérique .....	104

## Liste des tableaux :

<b>Tableau II.1</b> Pré-dimensionnement des différents types des escaliers .....	09
<b>Tableau II.2</b> Evaluation de la charge G terrasse inaccessible corps creux .....	10
<b>Tableau II.3</b> Evaluation de la charge G étage courant corps creux .....	11
<b>Tableau II.4</b> Evaluation de la charge G étage courant dalle pleine .....	11
<b>Tableau II.5</b> Evaluation de la charge G terrasse inaccessible dalle pleine .....	11
<b>Tableau II.6</b> Evaluation de la charge des murs extérieurs .....	11
<b>Tableau II.7</b> Evaluation des charges revenants aux escaliers.....	12
<b>Tableau II.8</b> Dimensionnement préliminaire des poteaux et leurs poids .....	13
<b>Tableau II.9</b> Descente de charge du poteau E3 .....	14
<b>Tableau II.10</b> Descente de charge du poteau B3 .....	16
<b>Tableau II.11</b> Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité.....	17
<b>Tableau II.12</b> Vérification au flambement du poteau le plus sollicité à tous les niveaux.....	18
<b>Tableau III.1</b> Choix de la méthode de calcul des différentes poutrelles étage courant.....	22
<b>Tableau III.2</b> Choix de la méthode de calcul des différentes poutrelles terrasse inaccessible.....	22
<b>Tableau III.3</b> Calcul des charges sur les poutrelles .....	23
<b>Tableau III.4</b> Sollicitations maximales des différents types des poutrelles .....	24
<b>Tableau III.5</b> Les sollicitations maximales retenues pour le calcul de ferrailage des poutrelles ....	25
<b>Tableau III.6</b> Calcule des armatures en travée .....	25
<b>Tableau III.7</b> Calcule des armatures en appuis intermédiaires.....	25
<b>Tableau III.8</b> Calcule des armatures en appuis de rives .....	25
<b>Tableau III.9</b> Vérification des contraintes à l'ELS .....	27
<b>Tableau III.10</b> Calcul des moments correspondants .....	28
<b>Tableau III.11</b> Calcul des contraintes correspondantes.....	28
<b>Tableau III.12</b> Calcul des coefficients $\mu$ .....	29
<b>Tableau III.13</b> Calcul des moments d'inerties fictifs .....	29
<b>Tableau III.14</b> Vérification de la flèche étage courant.....	30

<b>Tableau III.15</b> Vérification de la flèche terrasse inaccessible.....	30
<b>Tableau III.16</b> Ferrailage du panneau D1 .....	32
<b>Tableau III.17</b> Vérification des contraintes dans le panneau D1 .....	32
<b>Tableau III.18</b> Vérification de la flèche dans le panneau D1 .....	33
<b>Tableau III.19</b> Calcule des sollicitations dans le panneau D2.....	33
<b>Tableau III.20</b> Calcul du ferrailage dans le panneau D2.....	34
<b>Tableau III.21</b> Vérification des efforts tranchants dans le panneau D2 .....	34
<b>Tableau III.22</b> Vérification des contraintes dans le panneau D2 .....	34
<b>Tableau III.23</b> Vérification de la flèche dans le panneau D2.....	35
<b>Tableau III.24</b> Calcule des sollicitations dans le panneau D3.....	35
<b>Tableau III.25</b> Calcul du ferrailage dans le panneau D3.....	36
<b>Tableau III.26</b> Vérification des efforts tranchants dans le panneau D3 .....	36
<b>Tableau III.27</b> Vérification des contraintes dans le panneau D3 .....	36
<b>Tableau III.28</b> Vérification de la flèche dans le panneau D3.....	36
<b>Tableau III.29</b> Ferrailage de la poutre de chaînage.....	38
<b>Tableau III.30</b> Vérification des contraintes dans poutre de chaînage .....	38
<b>Tableau III.31</b> Vérification de la flèche dans poutre de chaînage.....	38
<b>Tableau III.32</b> Sollicitations dans la volée 1 .....	39
<b>Tableau III.33</b> Ferrailage de la volée 1 .....	40
<b>Tableau III.34</b> Vérification des contraintes volée 1 .....	40
<b>Tableau III.35</b> Vérification de la flèche de la volée 1 .....	40
<b>Tableau III.36</b> Sollicitations de la volée 2.....	41
<b>Tableau III.37</b> Ferrailage de la volée 2 .....	41
<b>Tableau III.38</b> Vérification des contraintes volée 2 .....	42
<b>Tableau III.39</b> Vérification de la flèche de la volée 2.....	42
<b>Tableau III.40</b> Sollicitation dans l'escalier RDC .....	43
<b>Tableau III.41</b> Ferrailage de l'escalier RDC .....	43

<b>Tableau III.42</b> Vérification des contraintes dans l'escalier RDC.....	44
<b>Tableau III.43</b> Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple .....	45
<b>Tableau III.44</b> Vérification des contraintes (poutre palière) .....	46
<b>Tableau III.45</b> Ferrailage de la dalle d'ascenseur .....	49
<b>Tableau III.46</b> Effort tranchant dans la dalle d'ascenseur.....	49
<b>Tableau III.47</b> Moments à l'ELS dans la dalle d'ascenseur.....	49
<b>Tableau III.48</b> Vérification des contraintes dans la dalle d'ascenseur .....	50
<b>Tableau III.49</b> Combinaisons d'actions de l'acrotère .....	51
<b>Tableau III.50</b> Ferrailage de l'acrotère.....	52
<b>Tableau IV.1</b> Valeurs des pénalités .....	56
<b>Tableau IV.2</b> Période et taux de participation massique .....	58
<b>Tableau IV.3</b> Vérification de la résultante des forces sismiques à la base .....	61
<b>Tableau IV.4</b> Vérification de la force sismique après majoration de l'action sismique.....	61
<b>Tableau IV.5</b> Interaction sous charge verticale .....	62
<b>Tableau IV.6</b> Interaction sous charges horizontale.....	62
<b>Tableau IV.7</b> Vérification de l'effort normale réduit .....	63
<b>Tableau IV.8</b> Vérification des déplacements relatifs.....	63
<b>Tableau IV.9</b> Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....	64
<b>Tableau V.1</b> Sollicitation et ferrailage des poutres.....	67
<b>Tableau V.2</b> Vérification des contraintes tangentielles .....	68
<b>Tableau V.3</b> Vérification des armatures longitudinales du cisaillement .....	69
<b>Tableau V.4</b> Vérification de l'état limite de compression .....	69
<b>Tableau V.5</b> Vérification de la flèche des poutres .....	69
<b>Tableau V.6</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	71
<b>Tableau V.7</b> Sollicitations dans les poteaux .....	72
<b>Tableau V.8</b> Ferrailage des poteaux .....	73
<b>Tableau V.9</b> Calcul du ferrailage transversal.....	73

<b>Tableau V.10</b> Vérification aux flambements des poteaux .....	74
<b>Tableau V.11</b> Vérifications des contraintes dans les poteaux.....	75
<b>Tableau V.12</b> Vérifications des contraintes de cisaillements .....	76
<b>Tableau V.13</b> Moments résistants dans les poteaux .....	77
<b>Tableau V.14</b> Moments résistants dans les poutres .....	77
<b>Tableau V.15</b> Vérification de la zone nodale poutre principale .....	77
<b>Tableau V.16</b> Vérification de la zone nodale poutre secondaire .....	78
<b>Tableau V.17</b> Sollicitations dans le voile Vx4 dans tous les niveaux .....	80
<b>Tableau V.18</b> Ferrailage de voile Vx4 dans tous les niveaux.....	82
<b>Tableau VI.1</b> Les somme des efforts normaux sur les différents files des semelles filantes .....	85
<b>Tableau VI.2</b> Ferrailage du radier.....	92
<b>Tableau VI.3</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	93
<b>Tableau VI.4</b> Calcul des armatures à l'ELS .....	93
<b>Tableau VI.5</b> Vérification des contraintes à l'ELS après augmentations du ferrailage .....	93
<b>Tableau VI.6</b> Les chargements sur les travées sens x-x .....	97
<b>Tableau VI.7</b> Les chargements sur les travées sens y-y .....	97
<b>Tableau VI.8</b> Sollicitations dans les nervures à l'ELU sens X-X.....	98
<b>Tableau VI.9</b> Sollicitations dans les nervures à l'ELS sens X-X .....	98
<b>Tableau VI.10</b> Sollicitations dans les nervures à l'ELU sens Y-Y.....	98
<b>Tableau VI.11</b> Sollicitations dans les nervures à l'ELS sens Y-Y .....	98
<b>Tableau VI.12</b> Calcul des ferrailages .....	99
<b>Tableau VI.13</b> Vérification des contraintes dans les nervures à l'ELS .....	100
<b>Tableau VI.14</b> Calcul des armatures à l'ELS .....	100
<b>Tableau VI.15</b> Ferrailage du voile périphérique.....	103
<b>Tableau VI.16</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	104

**NOTATIONS :**

La signification des notations est la suivante :

**E** : Séisme.

**G** : Charge permanentes.

**Q** : charge variable quelconque.

**A<sub>s</sub>** : Aire d'un acier.

**B** : Aire d'une section de béton.

**E<sub>b</sub>** : Module d'élasticité longitudinal du béton.

**E<sub>i</sub>** : Module de déformation instantanée.

**E<sub>v</sub>** : Module de déformation différée.

**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.

**F** : Force ou action en général.

**I** : Moment d'inertie.

**L** : Longueur ou portée.

**M** : Moment en général.

**V** : Effort tranchant.

**N** : Effort normal dû aux charges verticales.

**b<sub>0</sub>** : Epaisseur de l'âme de la poutrelle.

**h<sub>0</sub>** : Epaisseur de membrane du béton.

**h** : Hauteur total d'une section.

**b** : Largeur d'une section.

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

**e** : Excentricité d'une force par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers la compression.

**B<sub>r</sub>** : Section réduite.

**f<sub>e</sub>** : La limite d'élasticité.

**f** : la flèche.

**f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge j jours.

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

$f_{c28}$  et  $f_{t28}$  : Grandeurs précédentes à  $j = 28$  jours.

$L_f$  : Longueur de flambement.

$n$  : Coefficient d'équivalence acier béton.

$S_t$  : Espacement des armatures.

$x$  : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible du béton.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

$\bar{\sigma}_s$  : Contrainte admissible de l'acier.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\sigma}_{adm}$  : Contrainte admissible de sol.

$D$  : Profondeur d'encastrement des fondations.

# **INTRODUCTION**

## **GENERALE**

# INTRODUCTION GENERALE

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol ; les ingénieurs s'occupent de la conception et la réalisation de la construction tout en assurant la sécurité, la résistance et l'économie.

Une étude fiable d'une structure est liée directement au choix de système de contreventement qui nous permet d'avoir un bon comportement dynamique et d'éviter tout risque qui mène à la ruine de la construction, pour cela l'ingénieur doit construire conformément aux règles parasismiques algériennes .

Le projet que nous avons traité est un sujet d'étude d'un bâtiment à usage d'habitation (**R+10**) implanté à **Oued –Ghir dans la wilaya de Bejaia**.

Nous avons structuré notre travail en deux parties principales :

La première partie est consacrée à l'étude de la superstructure qui regroupe essentiellement cinq chapitres :

- ✚ Le premier concerne les généralités (les caractéristiques de la structure ainsi que les matériaux utilisés).
- ✚ Le second est consacré pour le pré-dimensionnement des éléments de la structure.
- ✚ Le troisième concerne le calcul des éléments secondaires.
- ✚ Le quatrième traite l'étude dynamique de la structure afin de trouver le bon comportement de cette dernière.
- ✚ Le cinquième concerne le calcul des éléments principaux.

La deuxième partie consacrée à l'étude de l'infrastructure qui fait l'objet de sixième chapitre.

# CHAPITRE I

## Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de bases sur lesquelles l'ingénieur prend appuis dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaires et économiques.

### I.1 Description de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (**R+10**) implanter à **Oued-Ghir** wilaya de Bejaia, destiné à usage d'habitation, Cet ouvrage est classé dans les groupe d'usage **2**, ayant une importance moyenne et zone **II<sub>a</sub>** (zone de moyenne sismicité) selon le « **RPA99/version2003** ».

#### I.1.1 Caractéristiques architecturales de l'ouvrage :

Le bâtiment à une forme rectangulaire de dimensions suivantes :

- Longueur .....22,70m.
- Largeur .....21,60m.
- Hauteur total..... 31,79m.
- Hauteur de chaque niveau.....02,89m.

#### I.1.2 Caractéristiques de sol :

D'après le rapport de sol établi par le laboratoire (**LTNC**), on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- La contrainte admissible est de **2bars**.
- Un angle de frottement de  $\varphi_u = 22.9^\circ$  et une cohésion  $C_u=0.61$  bars.
- Une densité humide  $\gamma_h = 2.13$  t/m<sup>3</sup>.
- Le sol d'assise est de catégorie **S2** (site ferme).
- L'utilisation des fondations superficielles avec un ancrage minimal **D=1,8m** par rapport à la cote de terrain naturel.
- D'assurer le bon drainage des eaux pluviales vu que le site est situé sur un terrain plat.

#### I.1.3 Caractéristiques structurales :

##### ✓ Ossature :

Vu que la structure dépasse 14m de hauteur en zone **II<sub>a</sub>**, le **RPA99/2003** exige d'introduire des voiles. On adopte pour notre structure un contreventement mixte (Voiles-Portiques) avec justification de l'interaction.

##### ✓ Les planchers :

Certains planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression, et les autres sont conçus en dalle pleines en béton armé coulé sur place.

##### ✓ Les escaliers :

Notre structure comprend un type d'escaliers formé de deux volées séparées par un palier de repos, et un type d'une seule volée. Ils sont réalisés en béton armé coulé sur place, et un escalier en bois pour l'étage duplex.

- ✓ **La maçonnerie :**
  - Les murs extérieurs réalisés en double cloisons de 15 et 10 cm d'épaisseur séparé par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
  - Les murs intérieurs réalisés en brique de 10 cm d'épaisseur.
- ✓ **Les voiles :**  
Sont réalisés en béton armé, le choix du nombre et de l'emplacement étudié ultérieurement.
- ✓ **Les fondations :**  
Sont dimensionner en fonction de la descente de charge et du taux de travail de sol, elles sont réalisées en béton armé.

**I.2 Caractéristiques des matériaux:**

**I.2.1 Béton :**

Le béton est un mélange du ciment, sable, granulat et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

- ✓ **La résistance à la compression  $f_{cj}$  :**  
Cette résistance est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisé (16cm\*32cm) dans laboratoire.  
La résistance caractéristique a la compression du béton utilisé a 28jours est de :

$$f_{c28}=25MPa..... (CBA93 A.2.1.1.1)$$

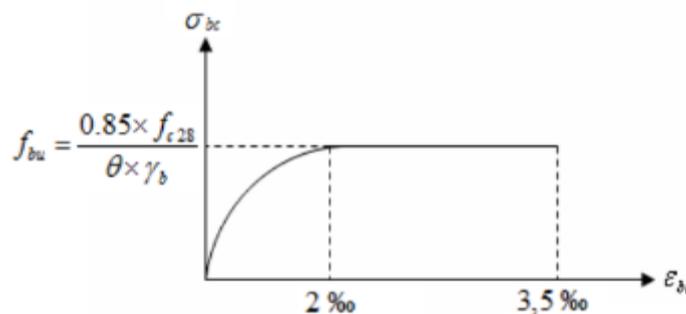
- ✓ **La résistance à la traction:**

La résistance à la traction du béton à 28 jours noté  $f_{t28}$  est définie pas la relation suivante :

$$f_{t28}=0,6+0,06 \times f_{c28}=2,1MPa..... (CBA93 A.2.1.1.2)$$

- ✓ **La contrainte limite à l'ELU:**  
a) **Contrainte ultime de compression**

Pour le calcul de la contrainte limite à l'ELU, on admet le diagramme parabole-rectangle simplifié suivant :



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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}, \gamma_b = \begin{cases} 1,5 \text{ cas d'une situation durable} \Rightarrow f_{bu} = 14,2MPa. \\ 1,15 \text{ cas d'une situation accidentale} \Rightarrow f_{bu} = 18,48MPa. \end{cases}$$

a) Contrainte ultime de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right) FPN \\ \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right) FN /FTN \end{cases}$$

Pour  $f_{c28}=25MPa \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3,33MPa \text{ cas : } F.P.N). \\ \bar{\tau}_u = 2,5MPa \text{ cas : } (F.N \text{ et } F.T.N). \end{cases}$

✓ La contrainte limite à l'ELS :

Pour le calcul de la contrainte à l'ELS, on admet le diagramme triangulaire suivant :

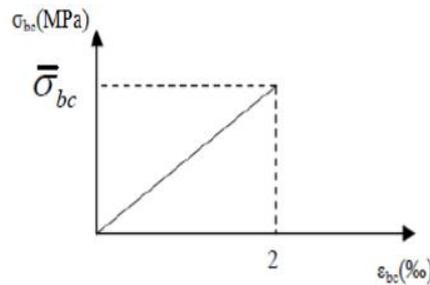


Figure I.2 Diagramme des contraintes limites du béton.

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15Mpa \dots \dots \dots (CBA93 \text{ art.A.4.5.2})$$

✓ Déformation longitudinale du béton :

a) Le module de déformation instantané

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2MPa \dots \dots \dots (CBA .Art:A.2.1.1.2).$$

b) Le module de déformation différé

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86MPa \dots \dots \dots (CBA.Art:A.2.1.1.2)$$

I.2.2 Aciers :

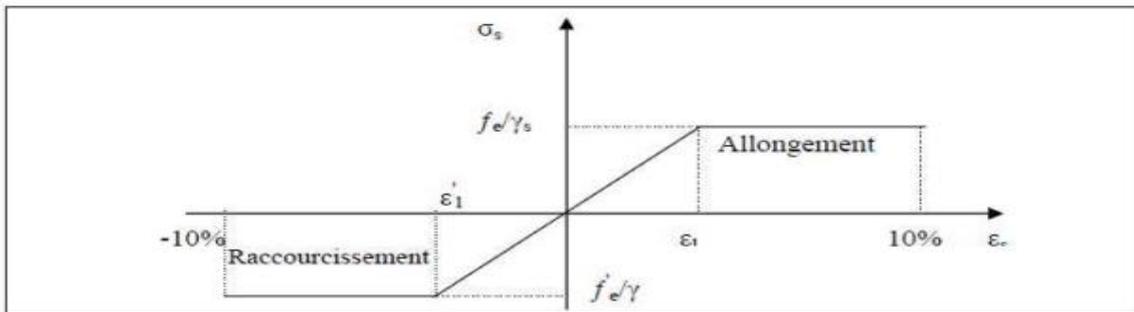
L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression, Pour cela son rôle est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à  $E_s = 200\ 000\ MPa$ .

✓ La contrainte limite :

a) Etat limite ultime

Pour le calcul on utilise le diagramme de déformation suivant :



**Figure I.3** Diagramme contrainte déformation de l'acier.

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec } : \gamma_s = \begin{cases} 1,15(\text{situation courante}) \\ 1(\text{situation accidentale}) \end{cases} f_e = 400 \text{ MPa}$$

#### b) Etat limite de service

- Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.
- Fissuration nuisible:  $\sigma_s \leq \left(\frac{2}{3}f_e; 110^3\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$
- Fissuration très nuisible :  $\sigma_s \leq \left(\frac{1}{2}f_e; 90^3\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$

### I.3 Actions et sollicitations :

#### I.3.1 Actions :

On appelle actions, les forces et les couples de forces dus aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction on distingue :

- Charges permanentes notée G.
- Charges d'exploitations notée Q.
- Charges accidentelles notée E.

#### I.3.2 Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts tranchants, normaux, les moments de flexion et de torsion développées dans une section par une combinaison d'actions donnée.

### I.4 Combinaisons d'actions données par le RPA 99/2003 :

- **Situation durable**  $\begin{cases} ELU & 1,35G + 1,5Q \\ ELS & G + Q \end{cases}$
- **Situation accidentelle**  $\begin{cases} G + Q \mp E \\ G + Q \mp 1,2E \text{ (Pour les poteaux des portiques auto-stable)} \\ 0,8G \pm E \end{cases}$

### I.5 Règles et normes utilisées :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivant :

- DTR- BC 2.48 (Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003).
- DTR- BC 2.41 (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93).
- DTR-BC 2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- DTR-BC 2.331 (Règles de calcul des fondations superficielles).
- BAEL91 (Béton armé aux états limites).

## I.6 Hypothèses de calculs :

### I.6.1 Calcul à l'état limite ultime :

- Les sections droite restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :
 
$$\begin{cases} \varepsilon_{bc} = 3.5\% \text{ en flexion.} \\ \varepsilon_{bc} = 2\% \text{ en compression simple.} \end{cases}$$
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

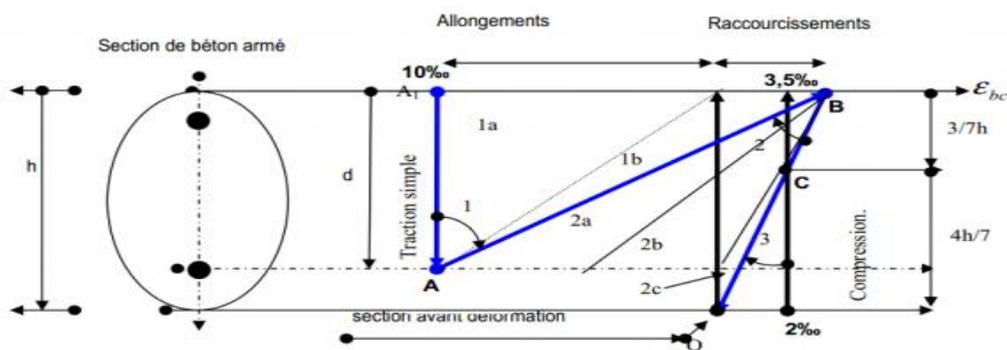


Figure I.4 Règle des trois pivots.

Tel que :

A : correspond à un allongement de  $10 \times 10^{-3}$  de l'armature la plus tendue.

B : correspond à un raccourcissement de  $3.5 \times 10^{-3}$  du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de  $2 \times 10^{-3}$  du béton de la fibre situé à  $3/7h$  de la fibre la plus comprimée.

### I.6.2 Calcul à l'état limite de service :

- Conservation des sections planes.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égale à :

$$15 \left( n = \frac{E_s}{E_b} \right); n \rightarrow \text{est appelé le coefficient d'équivalence (acier-béton).}$$

# CHAPITRE II

**Introduction :**

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99/2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase du ferrailage.

La disposition des poutrelles se fait selon les deux critères suivants :

- le critère de la petite portée.
- le critère de continuité.

Après l’analyse du plan on opte pour la dispositions suivante :

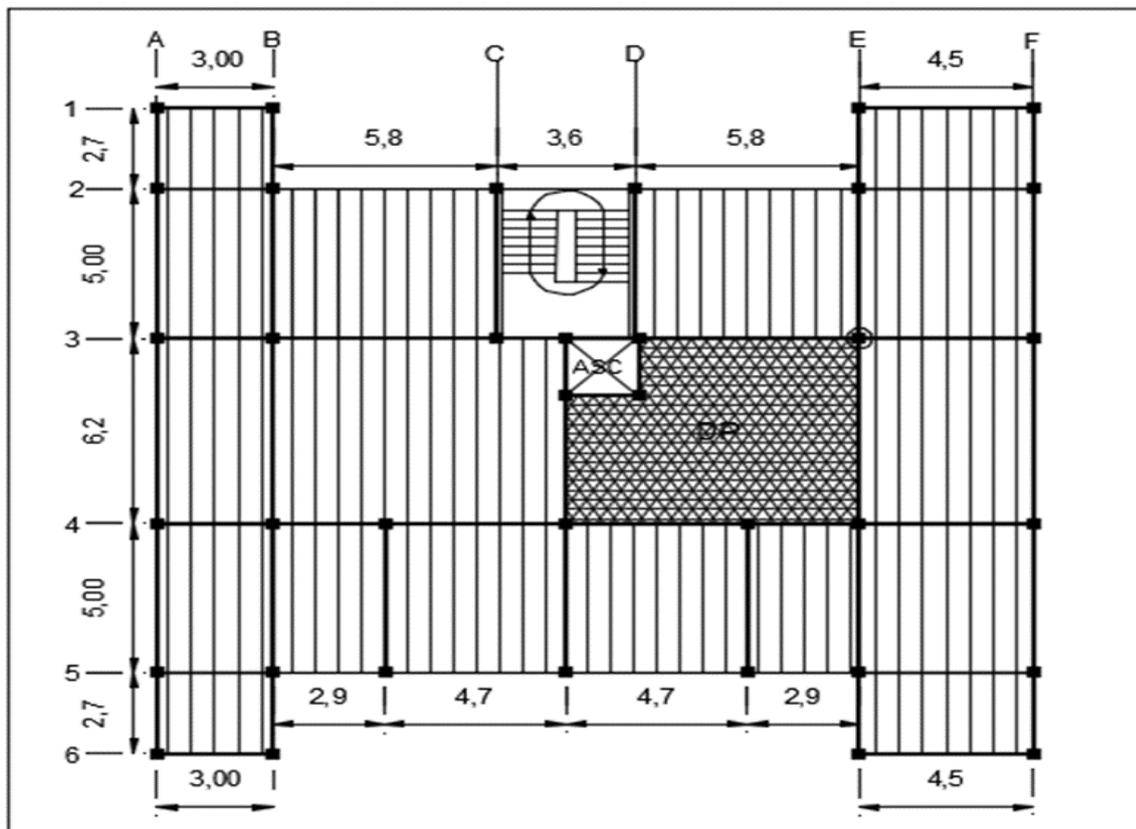


Figure II.1 Schéma de la disposition des poutrelles.

**II.1 Pré-dimensionnements des planchers :**

**II.1.1 Les planchers à corps creux :**

Le plancher est un élément horizontal qui joue un rôle porteur et séparateur entre niveaux son pré-dimensionnement revient à déterminer sa hauteur ( $h=h_{cc}+h_{dc}$ ).

$$h \geq \frac{L_{max}}{22,5} \dots\dots\dots \text{CBA93(Art B.6.8.4.2.4)}$$

$L_{max}$  : travée maximal entre nue d’appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

Sur la base de la disposition des poutrelles adopté et présenter en figure (II.1) page (4)

$$L_{\max}=5.9\text{m} \quad \Rightarrow h \geq 26.22\text{cm}$$

On adopte un plancher d'une hauteur  $h = (25+5)$  cm

❖ **Pré-dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression) d'après (CBA93.Art 4.1.3) la largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \quad b_0 \in [0,4 \text{ à } 0,6] h$$

$L_x$  : distance en nus d'appuis de deux poutrelles.

$L_y$  : travée minimale de la poutrelle entre nus d'appuis.

( $b_0 = 15\text{cm}$ ,  $L_y = 240\text{cm}$ ,  $b = 60\text{cm}$ )

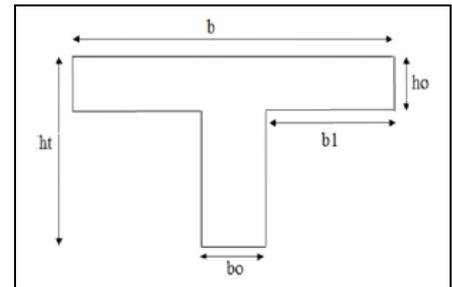


Figure II.2 Coupe d'une poutrelle.

**II.1.2 Planchers à dalle pleine :**

La dalle pleine est une plaque porteuse, son dimensionnement revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépende du nombre d'appuis sur lesquelles repose cette dernière.

• **Critère de résistance**

- $e \geq \frac{L_x}{20}$  pour une dalle sur un seul appui.
- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$  pour une dalle sur deux ou quatre appuis avec  $\rho < 0,4$ .
- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  pour une dalle sur deux ou trois ou quatre appuis avec  $\rho > 0,4$ .

• **Coupe-feu**

- $\left\{ \begin{array}{l} e \geq 07\text{cm} \dots \dots \dots \text{ pour une heure de coupe de feu} \\ e \geq 11\text{cm} \dots \dots \dots \text{ pour deux heures de coupe de feu} \\ e \geq 14\text{cm} \dots \dots \dots \text{ pour trois heures de coupe de feu} \end{array} \right.$

✓ **type 1 : panneau D1 (repose sur 3 appuis)**

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 1,5\text{m} \\ L_y = 5,9\text{m} \end{array} \right. \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,25 < 0,4 \Rightarrow e \geq \frac{150}{20} = 7,5\text{cm}$$

Soit  $e = 12\text{cm}$

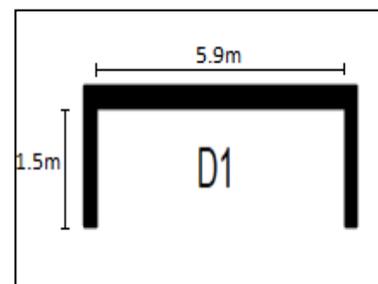


Figure II.3 Dalle pleine sur 3 appuis .

## ✓ type 2 : panneau D2 (repose sur 3 appuis)

$$\begin{cases} L_x = 3,35\text{m} \\ L_y = 4,2\text{m} \end{cases} \Rightarrow \rho = 0,79 > 0,4$$

$$\Rightarrow \frac{335}{45} = 7,44 \leq e \leq \frac{335}{40} = 8,37$$

soit **e=12cm**

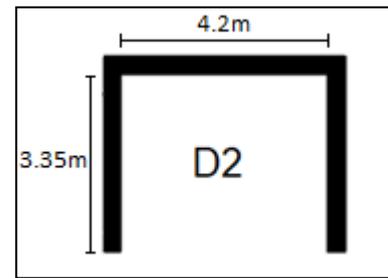


Figure II.4 Dalle pleine sur 3 appuis.

## ✓ type 3 : panneau D3 (repose sur 4 appuis)

$$\begin{cases} L_x = 5,9\text{m} \\ L_y = 7,3\text{m} \end{cases} \Rightarrow \rho = 0,808 > 0,4$$

$$\Rightarrow \frac{590}{45} = 13,11 \leq e \leq \frac{590}{40} = 14,75$$

soit **e=14cm**

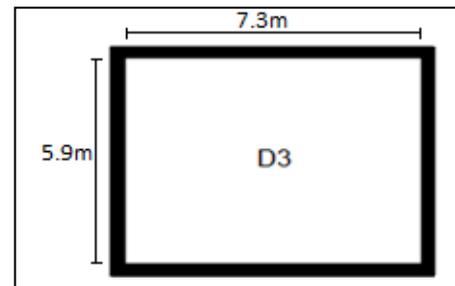


Figure II.5 Dalle pleine sur 4 appuis.

**II.2 Pré dimensionnement des escaliers :**

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

Pour la détermination de g et h on utilise la **loi de BLONDEL** qui est donnée par :

$$59 \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

- n : nombre de contre marche.

-  $H_0$  : hauteur de la volée.

-  $L_0$  : longueur de la volée.

$$\begin{cases} g = \frac{L_0}{n-1} \\ H = \frac{H_0}{n} \end{cases}$$

• **Epaisseur de la paillasse (e)**

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la condition suivante :

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$$

$L'$  : est la longueur total développé entre nue d'appuis.

Il existe plusieurs types d'escaliers parmi ces types on site ceux qui coïncide avec notre projet :

Type 1 : Escaliers droit à deux volées (de RDC à l'étage 09) :

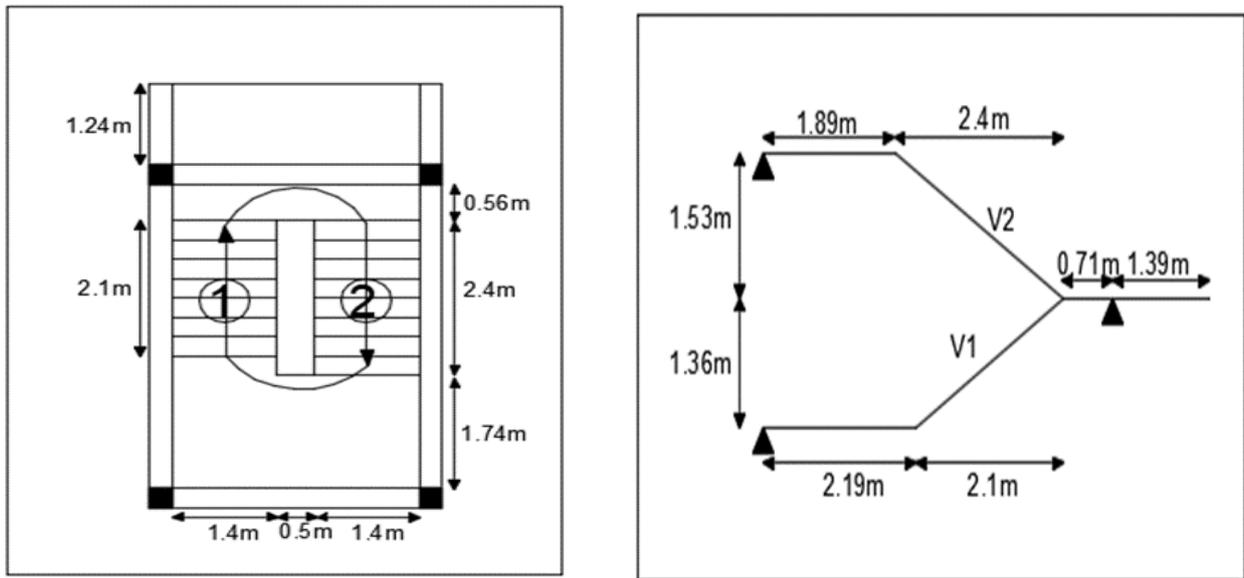


Figure II.6 Vue d'un escalier droit à deux volées (RDC au 9<sup>ème</sup> étage)

Type 2 : Escaliers droit à une seule volée (de RDC) :

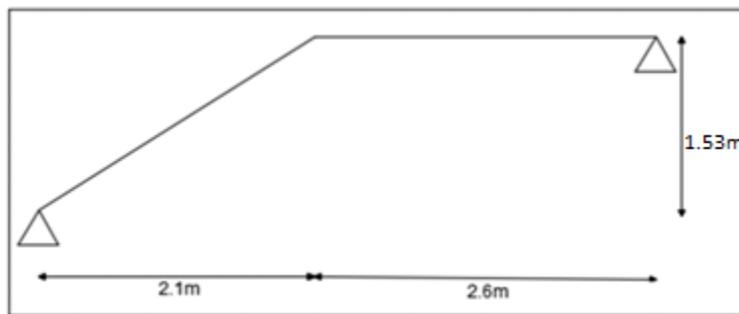


Figure II.7 Vue d'un escalier droit à une seule volée (RDC).

Les résultats des différents types sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.1 Pré dimensionnement des différents types d'escaliers								
Type 1	L (cm)	H (cm)	n	n-1	g (cm)	h (cm)	$\alpha$ (°)	e (cm)
Volée1	210	136	8	7	30	17	32,92	18
Volée2	240	153	9	8	30	17	32,51	18
Type 2	210	153	9	9	30	17	32,51	18

### II.3 Pré dimensionnement des poutres :

La condition à satisfaire pour la hauteur des poutres principales ou secondaires est :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots \text{(BAEL91)}$$

$L_{max}$  : portée maximal de la poutre entre nus d'appuis.

➤ Exigences du RPA99/2003(Art 7.5.1)

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ h/b \leq 4 \end{cases}$$

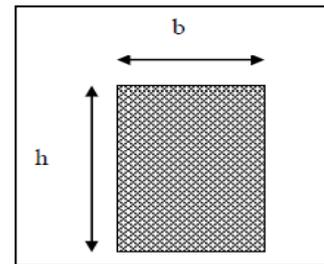


Figure II.8 Vue en coupe d'une poutre

II.3.1 Les poutres principales :

Ce sont des poutres qui reprend des charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

$L_{max} = 5,5m \Rightarrow 36,66 \text{ cm} \leq h \leq 55 \text{ cm}$  Soit : **b=30cm** et **h= 40cm**

II.3.2 Les poutres secondaires :

$L_{max} = 5,9m \Rightarrow 39,33 \text{ cm} \leq h \leq 59 \text{ cm}$  Soit : **b=30cm** et **h =40cm**

II.4 Pré dimensionnement des voiles :

Se sont des éléments de contreventement vertical mince ayant une dimension plus petite que les autres qui ont une épaisseur (e) donnée par leRPA99/ 2003 :

$$e \geq \max \left( \frac{h_e}{20} ; 15cm \right)$$

$h_e$  : La hauteur libre de l'étage.

$e \geq \max \left( \frac{289-40}{20} ; 15cm \right)$  soit **e = 15cm.**

II.5 Evaluations des charges et surcharges :

Tableau II.2 Evaluation de la charge G terrasse inaccessible à corps creux.				
Plancher	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	Gravillon de protection	20	0.05	1
	Multicouche d'étanchéité	6	0.02	0.12
	Forme de pente	22	0.1	2.2
	Isolation thermique	4	0.04	0.16
	Le corps creux	/	0.3	3.8
	Enduit de plâtre	10	0.01	0.1
<b>La charge permanente totale</b>				<b>7.38</b>
<b>Surcharge exploitation</b>				<b>1</b>

Tableau II.3 Evaluation de charge G étage courant corps creux.				
Plancher	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Etage courant (corps creux)	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
	Mortier de pose	20	0.02	0.4
	Lit de sable	18	0.02	0.36
	Le corps creux	/	0.03	3.8
	Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
	Cloison de séparation	/	0.1	0.9
<b>La charge permanente totale</b>				<b>6.06</b>
<b>Surcharge exploitation</b>				<b>1.5</b>

Tableau II.4 Evaluation de la charge G de l'étage courant dalle pleine.				
Plancher	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Etage courant (Dalle pleine)	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
	Mortier de pose	20	0.02	0.4
	Lit de sable	18	0.02	0.36
	Dalle pleine	25	0.14	3.5
	Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
	<b>La charge permanente totale</b>			
<b>Surcharge exploitation</b>				<b>1.5</b>

Tableau II.5 Evaluation de la charge G terrasse inaccessible dalle pleine.				
Plancher	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible (dalle pleine)	Gravillon de protection	20	0.05	1
	Multicouche d'étanchéité	6	0.02	0.12
	Forme de pente	22	0.1	2.2
	Isolation thermique	4	0.04	0.16
	Dalle pleine	25	0.14	3.5
	Enduit de plâtre	10	0.01	0.1
<b>La charge permanente totale</b>				<b>7.08</b>
<b>Surcharge exploitation</b>				<b>1</b>

Tableau II.6 Evaluation de la charge G murs extérieurs.				
Murs extérieurs	Destination	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Murs extérieurs	Enduit de ciment	18	0.02	0.36
	Brique creuse	/	0.15	1.3
	Lame d'air	/	/	/
	Brique creuse	/	0.1	0.9
	Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
	<b>La charge permanente totale</b>			

Tableau II.7 Evaluation des charges revenant aux escaliers.

	Référent	Destination	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
La volée	1	Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
	2	Paillasse	25	0.214	5.35
	3	Marches	22	h/2	1.87
	4	Mortier de pose horizontal	20	0.02	0.4
	5	Revêtement en carrelage horizontal	20	0.02	0.4
	6	Mortier de pose vertical	20	$0.02 \times \frac{h}{g}$	0.226
	7	Revêtement carrelage vertical	20	$0.02 \times \frac{h}{g}$	0.226
<b>La charge permanente totale</b>					<b>8.67</b>
<b>Surcharge exploitation</b>					<b>2.5</b>
Le palier de repos	1	Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
	2	Dalle en béton armé	25	0.18	4.5
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36
	4	Mortier de pose	20	0.02	0.4
	5	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
<b>La charge permanente totale</b>					<b>5.86</b>
<b>Surcharge exploitation</b>					<b>2.5</b>

## II.6 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations à la base de la structure.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à la compression simple selon les trois critères suivants :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement)
- L'exigence du **RPA 99/2003**
  - ✓  $\min (b_1, h_1) > 25 \text{cm}$
  - ✓  $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$
  - ✓  $0.25 < \frac{h_1}{b_1} < 4$

Tableau II.8 Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids.						
Etage	RDC	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8	9 et 10
S (cm <sup>2</sup> )	55x55	50x50	45x45	40x40	35x35	30x30
Poids (KN)	21,85	18,0625	14,63	11,56	8,85	6,2025

**II.7 La descente de charge :**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut jusqu'au niveau le plus bas.

On effectuera la descente de charge pour le poteau le plus sollicité, (souvent c'est celui qui a une grande surface afférente, ou bien situé à côté de la cage d'escalier).

Dans notre cas on effectuera la descente de charge les deux poteaux **E3** et **B3**.

**II.7.1 Application de la loi de dégression :**

Comme les surcharges exploitation n'agissent pas au même temps sur tous les planchers du bâtiment à usage d'habitation, donc pour les déterminer on applique la loi de dégression.

➤ **Lois de dégression**

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2,3,...n numérotés à partir du sommet du bâtiment

On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitations suivantes :

- Sous toit ou terrasse  $Q_0$
- Sous derniers étage  $Q_0, Q_1$
- Sous étage inférieur

$$\text{(Étage 2)} Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\text{(Étage 3)} Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\text{(Étage 4)} Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

.....

$$\text{(Étage n)} Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$$

Le coefficient  $\frac{3+n}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$  **DTR B.C.2.2**

➤ Calcul de la surface afférente du poteau E3

$$S_{Cc} = 2.1(2.35 + 2.95) + (2.75 \times 2.35)$$

$$S_{Cc} = 17.5925 \text{ m}^2$$

$$S_{Dp} = (2.95 \times 2.75)$$

$$S_{Dp} = 8.1125 \text{ m}^2$$

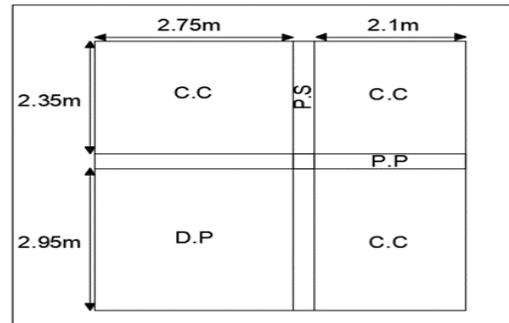


Figure II.9 Surface afférente du poteau E3.

- Plancher terrasse inaccessible

$$G = 17,5925 \times 7,38 \quad G = 129,83 \text{ KN}; \quad Q = 17,5925 \times 1 \quad Q = 17,5925 \text{ KN}$$

- Plancher (Cc)

$$G = 6,06 \times 17,5925 \quad G = 106,61 \text{ KN}; \quad Q = 1,5 \times 17,5925 \quad Q = 26,3887 \text{ KN}$$

- Dalle pleine  $G = 4,86 \times 8,1125 \quad G = 39,426 \text{ KN}; \quad Q = 1,5 \times 8,1126 \quad Q = 12,168 \text{ KN}$

- Dalle pleine du duplex  $G = 4,86 \times 3,4125 \quad G = 16,58 \text{ KN}; \quad Q = 1,5 \times 3,4125 \quad Q = 5,118 \text{ KN}$

- Poutres  $G = 30,45 \text{ KN}$

Tableau II.9 Descente de charge du poteau E3.

Niveau	élément	G (KN)	G totale (KN)	Q (KN)	Q (KN) (avec dégression)
N <sub>0</sub>	Plancher TI Poteau Poutres	129,83+39,426 6,5025 30,45	206,2085	17,5925+8,1125 = 25,705	25,705
N <sub>1</sub>	Venant de N <sub>0</sub> Plancher Cc Poteau Poutres	206,2085 106,61+16,58 6,5025 30,45	366,351	5,118+26,388 =31,506	57,211
N <sub>2</sub>	Venant de N <sub>1</sub> Plancher Poteau Poutre	366,351 106,61+39,426 8,85 30,45	551,687	26,388+12,168 =38,556	92,2639
N <sub>3</sub>	Venant de N <sub>2</sub> Plancher Poteau Poutre	551,687 106,61+39,426 8,85 30,45	737,023	38,556	123,4612
N <sub>4</sub>	Venant de N <sub>3</sub> Plancher Poteau Poutre	737,023 106,61+39,426 11,56 30,45	925,069	38,556	150,8029
N <sub>5</sub>	Venant de N <sub>4</sub>	925,069			

	Plancher Poteau Poutre	106.61+39.426 11.56 30.45	1113,115	38,556	174,289
<b>N<sub>6</sub></b>	Venant de N <sub>5</sub> Plancher Poteau Poutre	1113,115 106.61+39.426 14,63 30.45	1304,231	38,556	193,9195
<b>N<sub>7</sub></b>	Venant de N <sub>6</sub> Plancher Poteau Poutre	1304,231 106,61+39,426 14,63 30,45	1495,347	38,556	213,44
<b>N<sub>8</sub></b>	Venant de N <sub>7</sub> Plancher Poteau Poutre	1495,347 106,61+39,426 18,0625 30,45	1689,89	38,556	232,916
<b>N<sub>9</sub></b>	Venant de N <sub>8</sub> Plancher Poteau Poutre	1689,89 106,61+39,426 18,0625 30,45	1884,444	38,556	252,341
<b>RDC</b>	Venant de N <sub>9</sub> Plancher Poteau Poutre	1884,444 106.61+39,426 21,85 30,45	2082,78	38,556	271,73

$$N_u = 1,35 \times 2082,78 + 1,5 \times 271,73 \quad N_u = 3219,34 \text{ KN}$$

➤ Calcul de la surface afférente du poteau B3

$$S_{CC} = (1.35 + 2.75) \times (2.35 + 2.95)$$

$$S_{cc} = 21.73 \text{ m}^2$$

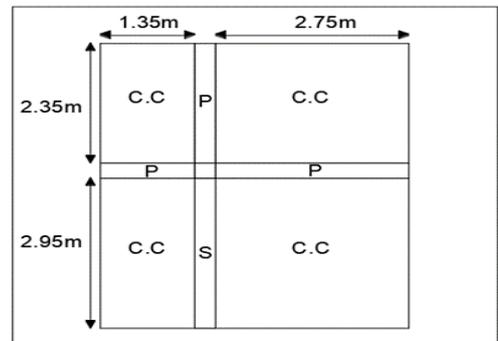


Figure II.10 Surface afférente du pot B3.

- Plancher terrasse inaccessible  $G = 21.73 \times 7.38 \quad G = 160.36 \text{ KN}$

$$Q = 21.73 \times 1 \quad Q = 21.73 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant  $G = 6.06 \times 21.73 \quad G = 131.68 \text{ KN}$

$$Q = 1.5 \times 21.73 \quad Q = 32.595 \text{ KN}$$

- Plancher duplex  $G = 6.06 \times 17.03 \quad G = 103.2018 \text{ KN}$

$$Q = 1.5 \times 17.03 \quad Q = 25.545 \text{ KN}$$

Tableau II.10 Descente de charge du poteau B3.

Niveau	élément	G (KN)	G totale (KN)	Q(KN)	Q (KN) (avec dégression)
N <sub>0</sub>	Plancher TI	160,36	197,3125	21,73	21,73
	Poteau	6,5025			
	Poutre	30,45			
N <sub>1</sub>	Venant de N <sub>0</sub>	197,3125	337,46	25,545	47,275
	Plancher TI	103,2018			
	Poteau Poutre	6,5025 30,45			
N <sub>2</sub>	Venant de N <sub>1</sub>	337,46	508,44	32,595	76,936
	Plancher	131,68			
	Poteau Poutre	8,85 30,45			
N <sub>3</sub>	Venant de N <sub>2</sub>	508,44	679,42	32.595	103,3915
	Plancher	131,68			
	Poteau Poutre	8,85 30,45			
N <sub>4</sub>	Venant de N <sub>3</sub>	679,42	853,11	32.595	126,5605
	Plancher	131,68			
	Poteau Poutre	11,56 30,45			
N <sub>5</sub>	Venant de N <sub>4</sub>	853,11	1026,8	32.595	146,47
	Plancher	131,68			
	Poteau Poutre	11,56 30,45			
N <sub>6</sub>	Venant de N <sub>5</sub>	1026,8	1203,56	32.595	163,12
	Plancher	131,68			
	Poteau Poutre	14,63 30,45			
N <sub>7</sub>	Venant de N <sub>6</sub>	1203,56	1380,32	32.595	179,66
	Plancher	131,68			
	Poteau Poutre	14,63 30,45			
N <sub>8</sub>	Venant de N <sub>7</sub>	1380,32	1560,5125	32.595	196,155
	Plancher	131,68			
	Poteau Poutre	18,0625 30,45			
N <sub>9</sub>	Venant de N <sub>8</sub>	1560,5125	1740,705	32.595	212,6
	Plancher	131,68			
	Poteau Poutre	18,0625 30,45			
RDC	Venant de N <sub>9</sub>	1740,705	1924,685	32.595	229,015
	Plancher	131,68			
	Poteau Poutre	21,65 30,45			

$$Nu = 1.35 (1924.658) + 1.5(229.015)$$

$$N_u = 2941,84 \text{ KN}$$

Donc on prend le poteau (E3) qui est le poteau le plus défavorable avec :

$$N_u = 3219,348 \text{ KN}$$

Selon CBA93 (article B.8.11) on doit majoré Nu (effort normal de compression) de :

- 10% pour un poteau qui appartient à un portique qui a plus de deux travées.
- 15% pour un poteau qui appartient à un portique de deux travées.

$$N_u^* = 1,1 \times N_u \rightarrow N_u^* = 3541,28 \text{ KN}$$

**II.8 Les Vérifications :**

**II.8.1 Vérification à la compression simple :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B_i} \leq f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

**Tableau II.11** Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité.

Niveau	Nu* (KN)	B(m <sup>2</sup> )	σ <sub>b</sub> (Mpa)	σ <sub>b</sub> (Mpa)	Observation
10 <sup>ème</sup>	348,63	0,09	03,87	14,2	vérifier
09 <sup>ème</sup>	638,43	0,09	07,093	14,2	vérifier
08 <sup>ème</sup>	971,49	0,1225	07,93	14,2	vérifier
07 <sup>ème</sup>	1298,19	0,1225	10,59	14,2	vérifier
06 <sup>ème</sup>	1622,55	0,16	10,14	14,2	vérifier
05 <sup>ème</sup>	1940,55	0,16	12,128	14,2	vérifier
04 <sup>ème</sup>	2256,75	0,2025	11,14	14,2	vérifier
03 <sup>ème</sup>	2572,76	0,2025	12,7	14,2	vérifier
02 <sup>ème</sup>	2893,79	0,25	11,57	14,2	vérifier
01 <sup>er</sup>	3214,76	0,25	12,85	14,2	vérifier
RDC	3541,28	0,3025	11,7	14,2	vérifier

**II.8.2 Vérification au flambement :**

$$N_u \leq \alpha \left( \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots \text{CBA93 (Art B.8.8.1)}$$

$$A_s = \frac{Br}{100} \Rightarrow B_r^{\text{opté}} \geq B_r^{\text{cal}} = \frac{N_u^*}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

Avec  $L_f$  : longueur de flambement ( $L_f = 0,7L_0$ )

$$\lambda = 3,46 \frac{L_f}{b} \quad (\text{cas une section rectangulaire avec } b \text{ est le petit côté}).$$

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

$B_r^{opté} = (b-2) \times (h-2) \text{ cm}^2$  : Section réduite de poteau.

**Tableau II.12** Vérification au flambement du poteau le plus sollicité à tous les niveaux.

Niveau	Nu*(KN)	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>f</sub> (m)	λ	α	$B_r^{opté} \geq B_r^{cal}$		Observation
						$B_r^{opté}$	$B_r^{cal}$	
10 <sup>ème</sup>	348,63	2,89	2,023	23,33	0,75	0,0784	0,021	vérifier
9 <sup>ème</sup>	638,43	2,89	2,023	23,33	0,75	0,0784	0,038	vérifier
8 <sup>ème</sup>	971,49	2,89	2,023	19,99	0,76	0,1089	0,057	vérifier
7 <sup>ème</sup>	1298,19	2,89	2,023	19,99	0,76	0,1089	0,077	vérifier
6 <sup>ème</sup>	1622,55	2,89	2,023	17,49	0,77	0,1444	0,095	vérifier
5 <sup>ème</sup>	1940,55	2,89	2,023	17,49	0,77	0,1444	0,113	vérifier
4 <sup>ème</sup>	2256,75	2,89	2,023	15,55	0,78	0,1849	0,131	vérifier
3 <sup>ème</sup>	2572,76	2,89	2,023	15,55	0,78	0,1849	0,149	vérifier
2 <sup>ème</sup>	2893,79	2,89	2,023	13,99	0,787	0,2304	0,165	vérifier
1 <sup>er</sup>	3214,76	2,89	2,023	13,99	0,787	0,2304	0,185	vérifier
RDC	3541,28	2,89	2,023	12,72	0,79	0,2809	0,203	vérifier

**II.8.3 Conditions du RPA 99 :**

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots \text{vérifier} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \dots \dots \dots \text{vérifier} \end{cases}$$

**Conclusion :**

Après avoir finie le pré-dimensionnement des éléments et faire toutes les vérifications nécessaire, nous avons adopté les dimensions suivantes en cm<sup>2</sup> :

- Poutre principale (30x40) cm<sup>2</sup>
- Poutre secondaire (30x40) cm<sup>2</sup>
- Escalier e =18cm
- Voile e = 15cm
- Dalle plein e = 14 cm , e = 12cm
  
- Poteau en cm<sup>2</sup>

RDC .....	(55x55).
01 <sup>er</sup> et 02 <sup>ème</sup> étage.....	(50x50).
03 <sup>ème</sup> et 04 <sup>ème</sup> étage.....	(45x45).
05 <sup>ème</sup> et 06 <sup>ème</sup> étage .....	(40x40).
07 <sup>ème</sup> et 08 <sup>ème</sup> étage .....	(35x35).
09 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage .....	(30x30).

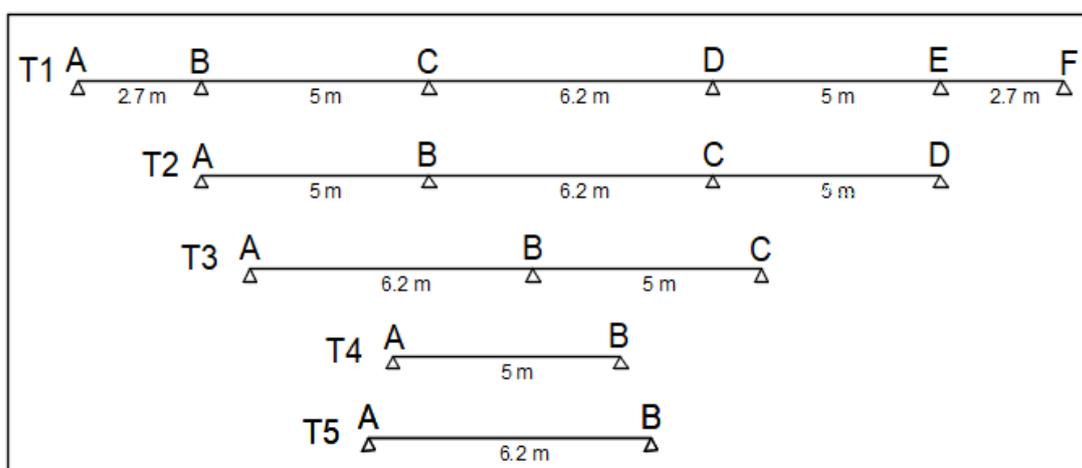
# CHAPITRE III

**Introduction :**

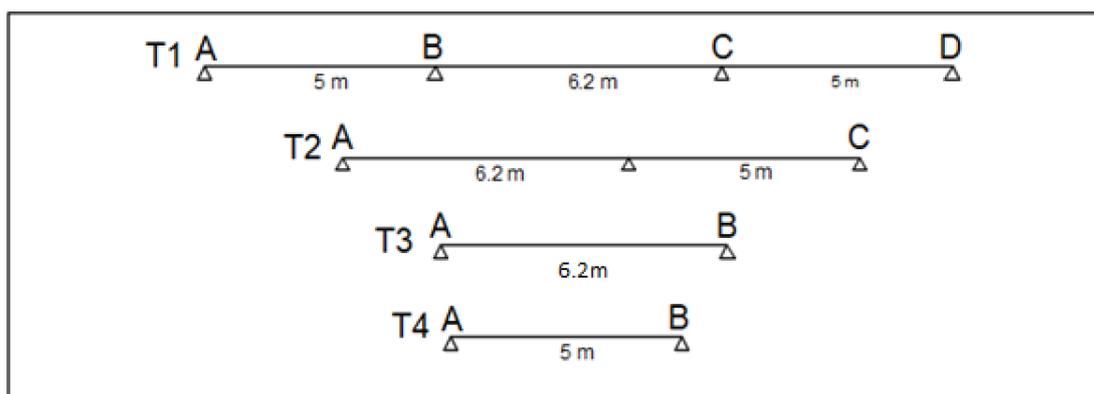
Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ses éléments est indépendante de l'action sismique.

**III.1 Calcul des planchers :****III.1.1 Plancher à corps creux :**➤ **Etude des poutrelles :**

Les poutrelles sont des sections en T soumise à la flexion simple, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

✓ **Les différents types des poutrelles :**

**Figure III.1.** Types des poutrelles étage courant.



**Figure III.2** Types des poutrelles terrasse inaccessible.

**Méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles :**

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

- Méthode forfaitaire (méthode simplifiée).
- Méthode de Caquot.
- Méthode de RDM.

**A. Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91/99) :****A.1 Condition d'application (BAEL91.Art :B.6.210) :**

- Le plancher calculer est un plancher a surcharge modéré  $Q \leq \min (2G, 5KN/m^2)$ .
- Le rapport entre la longueur de deux travées successives  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ .
- Le moment d'inertie est constant sur toute la poutrelle.
- Fissuration peu nuisible **F.P.N.**

**A.2 Exposée de la méthode :**

Soit une poutre soumise à deux charges uniformément répartie G et Q et soit  $\alpha$  le degré de surcharge

tel que :  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

**A.3 Evaluation des moments :****✓ Moments aux appuis :**

Les valeurs absolus de chaque moment en appuis intermédiaire doit être à moins égale :

- **0,6 M<sub>0</sub>** : pour une poutre à deux travées.
- **0,5M<sub>0</sub>** : pour les appuis voisins de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- **0,4M<sub>0</sub>** : pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

**M<sub>0</sub>** : le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré

**✓ Moment en travée :**

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

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0 ; (1,05M_0)]$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 & \text{travée de rive} \\ M_t \geq \frac{(1,0+0,3\alpha)}{2} M_0 & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

**M<sub>g</sub>** et **M<sub>d</sub>** : moments aux appuis à gauche et à droite de la travée considéré.

**A.4 Evaluation de l'effort tranchant :**

On évalue l'effort tranchant en supposant la discontinuité entre travées, autrement dit l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour les appuis voisin de rives on doit tenir compte de la continuité en majorant l'effort tranchant isostatique **V<sub>0</sub>** de :

- **15%** pour une poutre à deux travées.
- **10%** pour une poutre à plus de deux travées.

**B. Méthode de Caquot :****B.1 Condition d'application :**

Cette méthode s'applique pour les planchers à usage élevée [ $Q > \min (2G, 5KN/m^2)$ ]

## B.2 Principe de la méthode :

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments simplifiée est réadapter en béton armé (tenir compte de l'amortissement de chargement des travées éloignées d'un appui donné).

## B.3 Evaluation des moments :

- **Moment aux appuis  $M_i$  :**

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

$\left\{ \begin{array}{l} q_g \text{ et } q_d : \text{chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.} \\ L'_g \text{ et } L'_d : \text{longueurs fictives} \begin{cases} 0,8L: \text{travée intermédiaire} \\ L : \text{travée de rive} \end{cases} \end{array} \right.$

- **Moment en travée  $M_i$  :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \times \frac{x}{L}$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2}(L - x); \quad x = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times L}$$

- **Efforts tranchants :**

$$V_i = \pm \frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i}$$

- **Remarque**

Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant  $G$  par  $G' = 2/3G$ .

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

Type de poutrelles	Conditions d'application de La méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 1	Non vérifiées	$L_i / L_{i+1} \notin [0,8 ; 1,25]$	Caquot minorée
Type 2,3	Vérifiées	/	forfaitaire
Type 4,5	/	Poutrelle isostatique	RDM

Type de poutrelles	Conditions d'application de La méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 1,2	Vérifiées	/	forfaitaire
Type 3,4	/	Poutrelle isostatique	RDM

## C. Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Tableau III.3 Calcul des charges sur les poutrelles.					
Nature	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	Q <sub>u</sub> (KN/ml)	Q <sub>s</sub> (KN/ml)
Etage courant	6,06	1,5	0,6	6,25	4,503
Terrasse inaccessible	7,38	1	0,6	6,87	5,028

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

## ➤ Calcul des moments :

## • Moment en appuis :

$$\text{Soit : } G' = \frac{2}{3}G \quad q'_u = (1,35G + 1,5Q) \times b \quad q'_s = (G' + Q) \times b$$

$$G' = 4,04 \text{ KN/m}^2 \quad q'_u = 4,6224 \text{ KN/ml} \quad q'_s = 3,324 \text{ KN/ml}$$

## Appuis B, E

$$M_B = - \frac{4,6224 \times 2,7^3 + 4,26224 \times 4^3}{8,5(2,7+4)} \quad M_B^{\text{ELU}} = -6,79 \text{ KN.m}$$

$$M_B = - \frac{3,324 \times 2,7 + 3,324 \times 4^3}{8,5(2,7+4)} \rightarrow M_B^{\text{ELS}} = -4,9 \text{ KN.m}$$

## Appuis C, D

$$M_C = - \frac{4,6224 \times 4^3 + 4,6224 \times 4,96^3}{8,5(4+4,96)} \quad M_C^{\text{ELU}} = -11,29 \text{ KN.m}$$

$$M_C = - \frac{3,324 \times 4^3 + 3,324 \times 4,96^3}{8,5(4+4,96)} \quad M_C^{\text{ELS}} = -8,12 \text{ KN.m}$$

## Appuis A, F

$$M_A = M_F = -0,15M_0^{\text{mzx}} \quad (\text{pour le ferrailage})$$

$$M_A^{\text{ELU}} = M_E^{\text{ELU}} = -0,86 \text{ KN.m} ; \quad M_A^{\text{ELS}} = M_E^{\text{ELS}} = -0,62 \text{ KN.m}$$

## • Moments en travée :

$$\text{Travée AB, EF} \quad x_0 = \frac{2,7}{2} - \frac{(6,79)}{6,2586 \times 2,7} \rightarrow x_0 = 0,95 \text{ m}$$

$$\text{ELU} \quad M_t^{\text{AB}} = \frac{6,2586 \times 0,95(2,7-0,95)}{2} - \frac{(6,79 \times 0,95)}{2,7} \quad M_t^{\text{AB}} = 2,81 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} \quad M_t^{\text{AB}} = \frac{4,536 \times 0,95(2,7-0,95)}{2} - \frac{(4,536 \times 0,95)}{2,7} \quad M_t^{\text{AB}} = 2,046 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC, DE} \quad x_0 = \frac{5}{2} - \frac{(-6,79+11,29)}{6,2586 \times 5} \rightarrow x_0 = 2,35 \text{ m}$$

$$\text{ELU } M_t^{BC} = \frac{6,2586 \times 2,35(5-2,35)}{2} - 6,79 \times \left(1 - \frac{2,35}{5}\right) - 11,29 \times \left(\frac{2,35}{5}\right) \quad M_t^{BC} = 10,58 \text{KN.m}$$

$$\text{ELS } M_t^{BC} = \frac{4,536 \times 2,35(5-2,35)}{2} - 4,9 \times \left(1 - \frac{2,35}{5}\right) - 8,12 \times \left(\frac{2,35}{5}\right) \quad M_t^{BC} = 7,7 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée CD} \quad x_0 = \frac{6,2}{2} - \frac{(-6,79+11,29)}{6,2586 \times 6,2} \rightarrow x_0 = 3,1 \text{m}$$

$$\text{ELU } M_t^{CD} = \frac{6,2586 \times 3,1(6,2-3,1)}{2} - 11,29 \times \left(1 - \frac{3,1}{6,2}\right) - 11,29 \times \left(\frac{3,1}{6,2}\right) \quad M_t^{CD} = 18,78 \text{KN.m}$$

$$\text{ELS } M_t^{CD} = \frac{4,536 \times 3,1(6,2-3,1)}{2} - 8,12 \times \left(1 - \frac{3,1}{6,2}\right) - 8,12 \times \left(\frac{3,1}{6,2}\right) \quad M_t^{CD} = 13,675 \text{KN.m}$$

➤ Calcul d'effort tranchant :

$$\text{AB} \begin{cases} V_A = \frac{q \times L_{AB}}{2} - \frac{(M_A - M_B)}{L_{AB}} = \frac{6,2586 \times 2,7}{2} - \frac{(-6,79)}{2,7} & \rightarrow V_A = 10,96 \text{KN} \\ V_B = -\frac{q \times L_{AB}}{2} - \frac{(M_A - M_B)}{L_{AB}} = -\frac{6,2586 \times 2,7}{2} - \frac{(-6,79)}{2,7} & \rightarrow V_B = -5,93 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{BC} \begin{cases} V_B = \frac{q \times L_{BC}}{2} - \frac{(M_B - M_C)}{L_{BC}} = \frac{6,2586 \times 5}{2} - \frac{(-6,79+11,29)}{5} & \rightarrow V_B = 14,74 \text{KN} \\ V_C = -\frac{q \times L_{BC}}{2} - \frac{(M_B - M_C)}{L_{BC}} = -\frac{6,2586 \times 5}{2} - \frac{(-6,79+11,29)}{5} & \rightarrow V_C = -16,54 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{CD} \begin{cases} V_C = \frac{q \times L_{CD}}{2} - \frac{(M_C - M_D)}{L_{CD}} = \frac{6,2586 \times 6,2}{2} - \frac{(-11,26+11,29)}{6,2} & \rightarrow V_C = 19,4 \text{KN} \\ V_D = -\frac{q \times L_{CD}}{2} - \frac{(M_C - M_D)}{L_{CD}} = -\frac{6,2586 \times 6,2}{2} - \frac{(-11,29+11,29)}{6,2} & \rightarrow V_D = -19,4 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{DE} \begin{cases} V_D = \frac{q \times L_{DE}}{2} - \frac{(M_D - M_E)}{L_{DE}} = \frac{6,2586 \times 5}{2} - \frac{(-11,29+6,79)}{5} & \rightarrow V_D = 16,54 \text{KN} \\ V_E = -\frac{q \times L_{DE}}{2} - \frac{(M_D - M_E)}{L_{DE}} = -\frac{6,2586 \times 2,7}{2} - \frac{(-11,29+6,79)}{5} & \rightarrow V_E = -14,74 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{EF} \begin{cases} V_E = \frac{q \times L_{EF}}{2} - \frac{(M_E - M_F)}{L_{EF}} = \frac{6,2586 \times 2,7}{2} - \frac{(-6,79)}{2,7} & \rightarrow V_E = 10,96 \text{KN} \\ V_F = -\frac{q \times L_{EF}}{2} - \frac{(M_E - M_F)}{L_{EF}} = -\frac{6,2586 \times 2,7}{2} - \frac{(-6,79)}{2,7} & \rightarrow V_F = -5,93 \text{KN} \end{cases}$$

Tableau III.4 Sollicitations maximales des différents types des poutrelles.

Type	ELU			ELS			V <sub>u</sub> (KN)
	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a.int</sub> (KN.m)	M <sub>a.riv</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a.int</sub> (KN.m)	M <sub>a.riv</sub> (KN.m)	
<b>Etage courant</b>							
1	18,78	-11,29	-0,86	13,675	-8,12	-0,62	19,4
2	16,82	-15,036	-2,93	12,19	-10,89	-2,126	21,34
3	22,82	-18,04	-4,51	16,54	-13,07	-3,269	22,31
4	19,55	/	-2,93	14,175	/	-2,126	15,64
5	30,07	/	-4,51	21,79	/	-3,269	19,4
<b>Terrasse inaccessible</b>							
1	16,85	-19,82	-3,22	12,32	-14,49	-2,35	23,45
2	24,78	-19,82	-4,95	18,11	-14,49	-3,62	24,51
3	33,04	/	-4,95	24,15	/	-3,62	21,32
4	21,49	/	-3,22	15,71	/	-2,35	17,19

**Tableau III.5** les sollicitations maximales retenues pour le calcul du ferrailage des poutrelles.

ELU			ELS			$V_u$ (KN)
$M_t$ (KN.m)	$M_{a.int}$ (KN.m)	$M_{a.riv}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_{a.int}$ (KN.m)	$M_{a.riv}$ (KN.m)	
<b>Etage courant</b>						
30,07	-18,04	-4,51	21,79	-13,07	-3,269	22,31
<b>Terrasse inaccessible</b>						
33,04	-19,82	-4,95	24,15	-14,49	-3,62	24,51

**Ferrailage des poutrelles :**

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

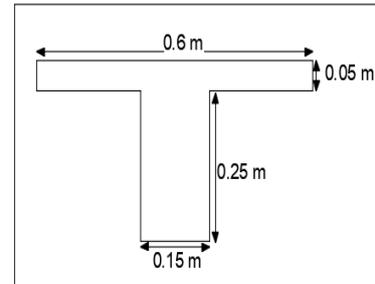


Figure III.3. Vue en coupe de la poutrelle.

**Tableau III.6** Calcul des armatures en travée.

$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{opt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>Etage courant</b>						
30,07	0,045	0,057	0,273	3,15	2,02	3HA12=3,39
<b>Terrasse inaccessible</b>						
33,04	0,049	0,063	0,272	3,47	2,02	2HA12+1HA14=3,8

**Tableau III.7.** Calcul des armatures aux appuis intermédiaires

$M_a$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{opt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>Etage courant</b>						
-18,04	0,108	0,143	0,263	1,96	0,51	2HA12=2,26
<b>Terrasse inaccessible</b>						
-19,82	0,118	0,158	0,262	2,17	0,51	2HA12=2,26

**Tableau III.8.** calcul des armatures aux appuis de rives

$M_a$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{opt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>Etage courant</b>						
-4,51	0,027	0,0342	0,276	0,46	0,51	1HA12=1,13
<b>Terrasse inaccessible</b>						
-4,95	0,029	0,037	0,275	0,52	0,51	1HA12=1,13

➤ **Verifications à l'ELU :**

✓ **Vérification de rupture par cisaillement** CBA 93(Art A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{24,51 \times 10^{-3}}{0,15 \times 0,28} = 0,583 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa (F.P.N)}$$

✓ **Vérification de l'espacement «st»**

On fixe un étrier  $A_t = 2\text{HA6} = 0,57 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} st_1 \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ st_2 \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \\ st_3 \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 f_{t28} \times K)} \end{array} \right.$$

Soit un étrier **HA6** espacé de **15cm**.

✓ **Vérification des armatures longitudinale « A<sub>l</sub> » vis-à-vis de l'effort tranchant**

• **Appuis de rive CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)**

$$A_L = A_t + A_{\text{rive}} = 4,52 \text{ cm}^2 \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1,15 \times 24,51 \times 10^{-3}}{400} = 0,704 \text{ cm}^2$$

• **Appuis intermédiaire**

$$A_L = A_t + A_{\text{inter}} = 5,65 \text{ cm}^2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 24,51 \times 10^{-3} - \frac{19,82 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,28} \right) = -1,55 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la bielle BAEL 91 (art 6.1.3)**

$$V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$a = \min[0,9d; \text{largeur de l'appui } -4\text{cm}] ; a = \min[25,2 \text{ cm} ; 26\text{cm}] = 25,2 \text{ cm}$$

$$V_u = 24,51 \text{ kN} \leq 0,267 \times 25,2 \times 10^{-2} \times 0,15 \times 25 = 252,3 \text{ kN}$$

✓ **Vérification de la jonction table-nervure BAEL91 (Art 5.1.2.1.1)**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u^{\max} \times b_1}{0,9 \times b \times d \times h_0} = 0,729 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa (F.P.N)}$

➤ **Verifications à l'ELS**

Les vérifications à faire sont :

- ✓ Etat limite d'ouverture de fissures
- ✓ Etat limite de déformation

**Etat limite d'ouverture de fissures :**

**En travée**

$$\text{Position de l'axe neutre : } H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A_T \times (d - h_0)$$

$$H = \frac{0,6 \times 0,05^2}{2} - 15 \times 3,8 \times 10^{-4} \times (0,28 - 0,05) = -5,61 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$H < 0 \rightarrow$  l'axe neutre dans la nervure : section en « T »

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

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

### En appuis

$M_u < 0$  calcul d'une section  $b_0 \times h$

Tableau III.9 Vérification des contraintes à ELS.					
Désignation	$M_s(\text{KN.m})$	$y(\text{m})$	$I (\text{m}^4)$	$\sigma_b(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_b(\text{MPa})$
<b>Etage courant</b>					
En travée	<b>21,79</b>	$6,52 \times 10^{-2}$	$3,17 \times 10^{-4}$	4,96	15
En appuis	<b>13,07</b>	$9,21 \times 10^{-2}$	$1,58 \times 10^{-4}$	8,44	15
<b>Terrasse inaccessible</b>					
En travée	<b>24,14</b>	$6,1 \times 10^{-2}$	$2,89 \times 10^{-4}$	4,6	15
En appuis	<b>14,49</b>	$9,21 \times 10^{-2}$	$1,58 \times 10^{-4}$	7,61	15

### Etat limite de déformation :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq \max\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10M_0}\right) l \\ A_t \leq \frac{4,2 \times b_0 \times d}{f_e} \\ l \leq 8m \end{array} \right.$$

- $M_t^{max}$ : Moment maximal en travée à l'ELS ( $M^{ser} = 21,79 \text{KN.m}$ )
- $l$  = longueur de la travée considérée.
- $M_0$ : Moment isostatique ( $M_0 = 21,79 \text{KN.m}$ ).

La condition 1 n'étant pas satisfaite, nous devons alors vérifier l'état limite de déformation sur cette travée dont :  $A_t = 3,39 \text{cm}^2$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}); f_{admissible} = \frac{l}{1000} + 0,5 \text{cm si } L > 5m$$

### ➤ Evaluation des charges :

$$J = G_{\text{Plancher}} + G_{\text{Cloison}} = 3,8 + 0,9 = 4,7 \text{ KN/m}^2 q_j = 0,6 \times 4,7 \rightarrow q_j = 2,82 \text{KN/ml}$$

$$g = G_{\text{Plancher}} + G_{\text{Cloison}} + G_{\text{revêtement}} = 6,06 \text{KN/m}^2 q_g = 0,6 \times 6,06 \rightarrow q_g = 3,636 \text{KN/ml}$$

$$P = G_{\text{totale}} + Q_{\text{totale}} = 7,56 \text{KN/m}^2 q_p = 0,6 \times 7,76 \rightarrow q_p = 4,536 \text{KN/ml}$$

➤ Evaluation des moments :

Tableau III.10 Calcul des moments correspondants.		
Moment correspondant à $q_j$	$q_j \frac{l^2}{8}$	$M_j = 12,27 \text{KN.m}$
Moment correspondant à $q_g$	$q_g \frac{l^2}{8}$	$M_g = 15,82 \text{KN.m}$
Moment correspondant à $q_p$	$q_p \frac{l^2}{8}$	$M_p = 19,73 \text{KN.m}$

➤ Calcul des moments d'inertie :

$$Y_G = \frac{\left[ \frac{b_0 \times h^2}{2} \right] + \left[ (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} \right] + 15 \times A \times d}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times d}$$

$$I_0 = \left[ \frac{b_0 \times h^3}{12} + (b_0 \times h) \left( \frac{h}{2} - y_G \right)^2 \right] + \left[ (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + h_0 (b - b_0) \left( y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(d - y_G)^2$$

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

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

$$y_G = 6,1 \text{cm}, I_0 = 71590 \text{cm}^4, y = 6,1 \text{cm}, I = 28930 \text{cm}^4$$

➤ Calcul des contraintes :

Tableau III.11 Calcul des contraintes correspondantes.		
Contrainte correspondante à $q_j$	$\frac{15M_j (d - y)}{I}$	$\sigma_j = 139,38 \text{MPa}$
Contrainte correspondante à $q_g$	$\frac{15M_g (d - y)}{I}$	$\sigma_g = 179,71 \text{MPa}$
Contrainte correspondante à $q_p$	$\frac{15M_p (d - y)}{I}$	$\sigma_p = 224,19 \text{MPa}$

➤ Calcul des coefficients  $\mu$  et  $\lambda$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{0}{4 \times \rho \times \sigma + f_{t28}}, \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma + f_{t28}} \right\}$$

Pourcentage d'armature tendue	$\rho = \frac{A_T}{b_0 \times d}$	$\rho = 0,0081$
$\mu$ correspondant à $q_j$	$1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho \times \sigma_j + f_{t28}}$	$\mu_j = 0,4432$
$\mu$ correspondant à $q_g$	$1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho \times \sigma_g + f_{t28}}$	$\mu_g = 0,5349$
$\mu$ correspondant à $q_p$	$1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho \times \sigma_p + f_{t28}}$	$\mu_p = 0,6065$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(3b_0 + 2b)\rho} = 4,73 \\ \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1,89 \end{array} \right.$$

➤ **Calcul des moments d'inerties fictives :**

Les résultats du calcul des moments d'inertie fictive sont résumés dans le tableau suivant :

I correspondant à $q_{ji}$	$\frac{1,1 \times I}{1 + \lambda_i \times \mu_j}$	$I_{ji} = 2,54 \times 10^{-4} \text{m}^4$
I correspondant à $q_{gi}$	$\frac{1,1 \times I}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$	$I_{gi} = 2,23 \times 10^{-4} \text{m}^4$
I correspondant à $q_{gv}$	$\frac{1,1 \times I}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$	$I_{gv} = 3,91 \times 10^{-4} \text{m}^4$
I correspondant à $q_{pi}$	$\frac{1,1 \times I}{1 + \lambda_v \times \mu_p}$	$I_{pi} = 3,03 \times 10^{-4} \text{m}^4$

➤ **Module de déformations longitudinales différées du béton :**

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{MPa}$$

➤ **Module de déformation longitudinale instantanée :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{MPa}$$

Enfin le calcul de la flèche est donné dans le tableau suivant :

Tableau III.14 Vérification de la flèche étage courant.

$f_{gv}$	$\frac{M_g l^2}{10E_v \times I_{gv}}$	13,00mm
$f_{ji}$	$\frac{M_j l^2}{10E_i \times I_{ji}}$	5,17mm
$f_{pi}$	$\frac{M_p l^2}{10E_i \times I_{pi}}$	10,39mm
$f_{gi}$	$\frac{M_g l^2}{10E_i \times I_{gi}}$	7,6mm
$\Delta f$	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	10,62mm
$f_{admissible}$	$\frac{L}{1000} + 0,5cm$	11,2mm

Tableau III.15 Vérification de la flèche terrasse inaccessible.

Terrasse inaccessible	$f_{ji}(\text{mm})$	$f_{gi}(\text{mm})$	$f_{gv}(\text{mm})$	$f_{pi}(\text{mm})$	$\Delta f(\text{mm})$	$\bar{f}(\text{mm})$
	6,94	9,07	15,51	10,76	10,26	11,2

➤ **ferraillage de la dalle de compression :**

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

$$A_{\perp} = \frac{4b}{f_e}$$

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

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 0,6}{235} = 1,02\text{cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Barres parallèle( $\parallel$ ) aux poutrelles**

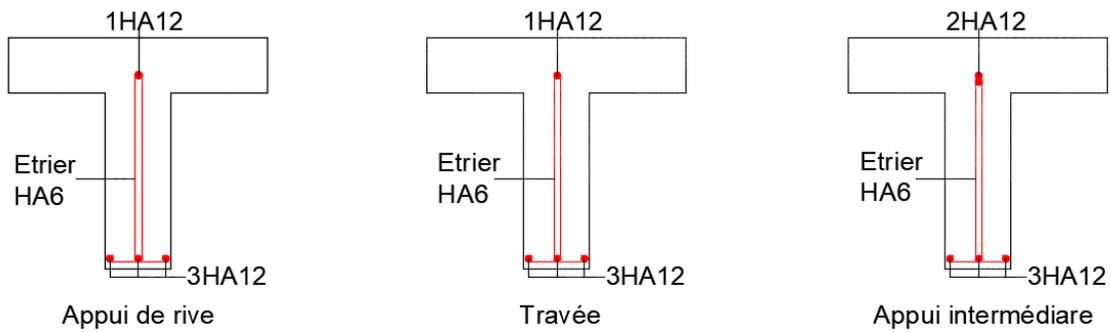
$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,02}{2} = 0,51\text{cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{5\phi 6}{ml} = \frac{1,41\text{cm}^2}{ml} \\ A_{\parallel} = \frac{4\phi 6}{ml} = \frac{1,12\text{cm}^2}{ml} \end{cases}$$

➤ **Schéma de ferraillage :**

**Etage courant :**



**Terrasse inaccessible :**

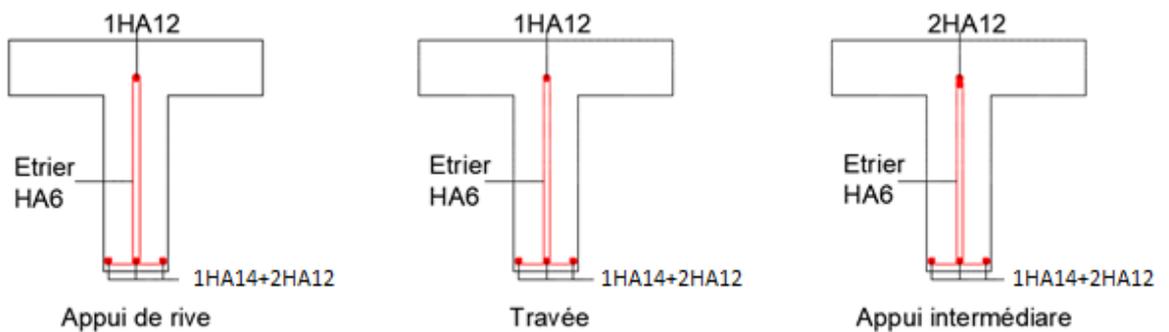


Figure III.4 Schéma de ferrailage des poutrelles.

**III.1.2 Plancher à dalles pleines :**

On appelle un panneau de dalle dans un plancher les parties des dalles limitées par des appuis.

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau et  $L_y$  : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \rightarrow \begin{cases} \text{Si } \rho \leq 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille suivant un seul sens.} \\ \text{Si } \rho > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille suivant les deux sens.} \end{cases}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur.

**Dalle sur 3 appuis (D1) :**

**Caractéristique de la dalle :**

$G = 6,58 \text{ kN/m}^2$  ;  $Q = 1 \text{ kN/m}^2$  ;  $e = 12 \text{ cm}$

$\rho = 0,25 < 0.4 \Rightarrow$  la dalle travaille suivant un seul sens.

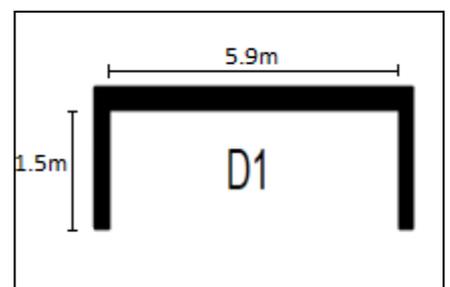


Figure III.5 Dalle sur 3 appuis D1.

➤ **Calcul des sollicitations**

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 10,38 \text{ kN/ml}$  ;  $q_s = G + Q = 7,58 \text{ kN/m}$ .

$$M_u = -\left(\frac{qu \times lx^2}{2}\right) = -11,67 \text{ KN.m.} \quad ; \quad M_s = -8,52 \text{ KN.m.} \quad ;$$

$$V_u = qu \times lx = 17,5 \text{ kN.}$$

➤ **Calcul de ferrailage à l'ELU**

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

On a  $b=1\text{m}$   $e=12\text{cm}$   $c=3\text{cm}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.16 ferrailage du panneau D1.								
Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{opt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
x-x	-11,68	0,101	1,134	0,085	3,94	0,96	5HA12 =5.65	20
y-y	$A_y = \frac{Ax}{3} = \frac{5.65}{3} = 1.88 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on choisit 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec st} = 25 \text{ cm}$							

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u^x = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17,50 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,19 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ (Mpa)}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

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

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

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

➤ **Vérfications de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{n \times f_{c28}}\right] = 201,63 \text{ Mpa}$$

Les résultats des vérifications des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.17 Vérification des contraintes dans le panneau D1.									
Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)		Obs Vérifier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (Mpa)		Obs Vérifier
				$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$		$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	
x-x	-8,52	3,15	3942.21	6,8	15		189,64	201.63	

➤ **Etat limite de déformation (la flèche)**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h_t}{l_x} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_{ser}}{20 \times M_{0 ser}} \right] \Rightarrow 0,08 > 0,05 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ 2) \frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 6,27 \times 10^{-3} > 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition pas vérifiée.} \end{array} \right.$$

Tableau III.18 Vérification de la flèche dans le panneau D1.						
Sens	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	f <sub>gv</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	Δf(mm)	f̄(mm)
x-x	1,07	1,63	3,23	2,06	2,68	6

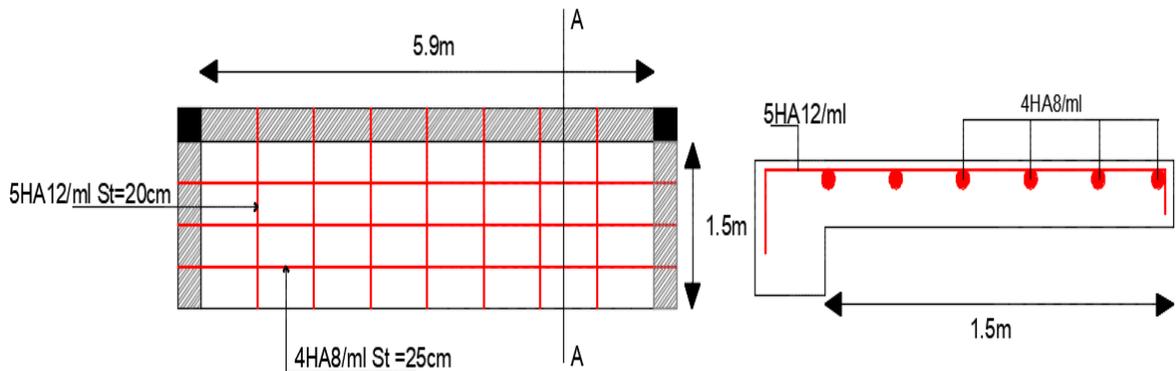


Figure III.6 Schéma de ferrailage de la dalle D1.

**Dalle sur 3 appuis (D2) :**

**Caractéristique de la dalle :**

G=7,58 kN/m<sup>2</sup> ; Q= 1kN/m<sup>2</sup>

q<sub>u</sub> = 1.35G + 1.5Q = 11,73kN/ml ; q<sub>s</sub> = G + Q = 8,58KN/m.

ρ = 0,79 < 0.4 ⇒ la dalle travaille suivant les deux sens.

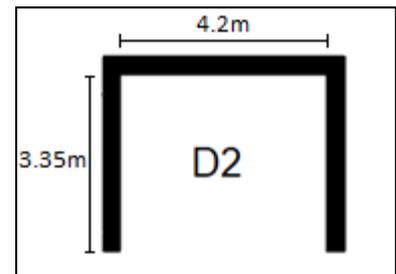


Figure III.7 Dalle sur 3 appuis D2.

$$l_x > \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{q_u l_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{q_u l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q_u l_y^3}{48} \end{cases} \quad \begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{cases}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

Tableau III.19 Calcul des sollicitations dans le panneau D2.				
Moments	ELU		ELS	
	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y
M <sub>0</sub>	36,21	50,44	26,48	36,89
M <sub>t</sub> <sup>x,y</sup> = 0,85M <sub>0</sub>	30,78	42,88	22,51	31,35
M <sub>a</sub> <sup>x</sup> = M <sub>a</sub> <sup>y</sup> = -0.5M <sub>0</sub>	-25,22		-18,44	

➤ Calcul du ferrailage à l'ELU :

**Tableau III.20** Calcul du ferrailage dans le panneau D2.

types	Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{opt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
D2	x-x	30,78	0,128	0,172	0,121	7,31	1,41	5HA14=7,7
	y-y	42,88	0,179	0,248	0,117	10,53	1,28	7HA14=10,78
	appuis	-25,22	0.105	0.139	0.122	5,90	1,28	5HA14=7,7

➤ Calcul de l'effort tranchant :

**Tableau III.21** Vérification des l'efforts tranchants dans le panneau D2.

Types	$V_{ux}(kN)$	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (Mpa)	observation	$V_{uy}(kN)$	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ (Mpa)	Observation
D2	13	0,1<1,17	Vérifiée	7,09	0,054<1,17	Vérifiée

➤ Vérification à l'ELS :

**Tableau III.22** Vérification des contraintes dans le panneau D2.

types	Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Observation
D2	x-x	22,51	4,44	11381	8,79<15	253.95>201,63	Non vérifiée
	y-y	31,35	5,06	14513	10,94<15	257,27>201,63	Non vérifiée
	appuis	-18,44	4,44	11381	7,13<15	206,03>201,63	Non vérifiée

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée donc on recalcule la section d'armatures à l'ELS

$$\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_s} \quad \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_s}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sens } x - x \quad A_{ser} = 9,79cm^2 \Rightarrow \text{choix: } 10HA12 = 11,31cm^2 \\ \text{sens } y - y \quad A_{ser} = 13,90cm^2 \Rightarrow \text{choix: } 13HA12 = 14,7cm^2 \\ \text{appui} \quad A_{ser} = 7,95cm^2 \Rightarrow \text{choix: } 10HA12 = 11,31cm^2 \end{array} \right.$$

➤ Etat limite de déformation (la flèche)

**Sens x**

- 1)  $\frac{h_t}{l_x} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_{ser}}{20 \times M_{0ser}} \right] \Rightarrow 0.047 > 0.042 \dots \dots \dots$  condition vérifiée.
- 2)  $\frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 8,28 \times 10^{-3} > 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots$  condition pas vérifiée

**Sens y**

$$\frac{h_t}{l_y} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_{ser}}{20 \times M_{0ser}} \right] \Rightarrow 0.038 < 0.042 \dots \dots \dots$$
 condition non vérifiée.

sens	$f_{ji}(\text{mm})$	$f_{gi}(\text{mm})$	$f_{gv}(\text{mm})$	$f_{pi}(\text{mm})$	$\Delta f(\text{mm})$	$\bar{f}(\text{mm})$
x-x	2,88	3,75	7,45	4,45	5,26	6,7
y-y	6,05	7,67	15,45	8,95	10,68	8,4

La flèche n'est pas vérifiée selon y-y  $\Rightarrow$  soit  $e=18\text{cm}$   $\Delta f=7,6\text{ mm} < \bar{f}=8,4\text{ mm}$

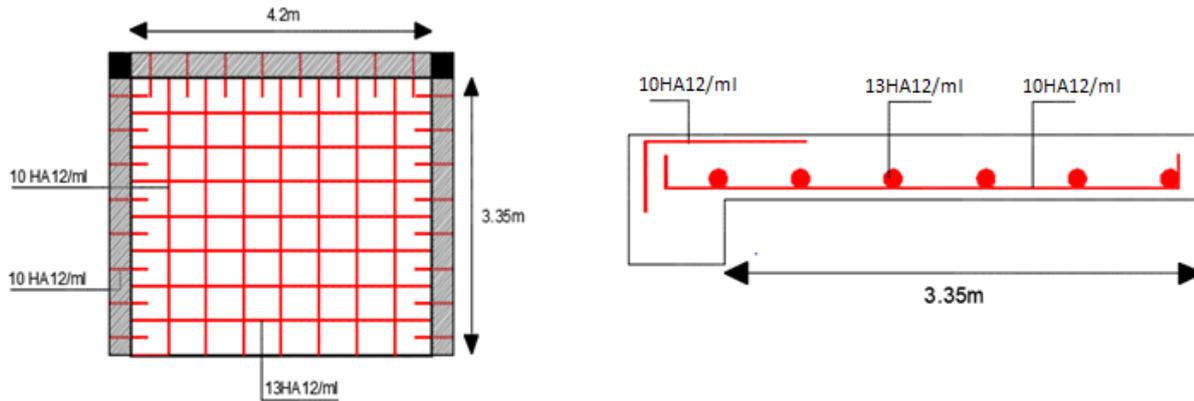


Figure III.8 Schéma de ferrailage de la dalle D2.

Dalle pleine sur 4 appuis (D3) :

Caractéristique de la dalle :

$G=7,08\text{ kN/m}^2$  ;  $Q=1\text{ kN/m}^2$

$q_u=1.35G+1.5Q=11,058\text{ kN/ml}$  ;  $q_s=G+Q=8,08\text{ kN/ml}$

$\rho = 0.8 < 0.4 \Rightarrow$  la dalle travaille suivant les deux sens.

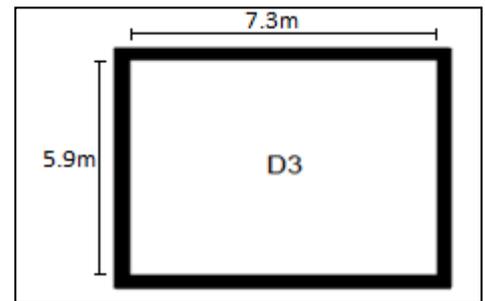


Figure III.9 Dalle sur 4 appuis.

ELU  $\begin{cases} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases}$  ELS  $\begin{cases} \mu_x = 0,0628 \\ \mu_y = 0,7111 \end{cases}$  annexe n° 1

On a ELU  $\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$  ELS  $\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$

➤ Calcul des sollicitations

Moments	ELU		ELS	
	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y
$M_0$	21,59	12,86	17,66	12,56
$M_t^{x,y} = 0,85M_0$	18,35	10,93	15,01	10,676
$M_a^x = M_a^y = -0.5M_0$	-10,79		-8,83	

➤ Calcul du ferrailage à l'ELU

**Tableau III.25** Calcul du ferrailage dans le panneau D3.

types	Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{opt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
D3	x-x	18,35	0,106	0,141	0,1037	5,09	1,23	5HA12=5,65
	y-y	10,93	0,0636	0,082	0,106	2,95	1,12	5HA10=3,93
	appuis	-10,79	0.0627	0.081	0.106	2,91	1,12	5HA10=3,93

➤ Calcul de l'effort tranchant

**Tableau III.26** Vérification des efforts tranchants dans le panneau D3.

types	$V_{ux}$ (kN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (Mpa)	observation	$V_{uy}$ (kN)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ (Mpa)	Observation
D3	22,86	0,2078 < 1.17	vérifiée	12,07	0,01	Vérifiée

Vérification à l'ELS :

**Tableau III.27** Vérification des contraintes à l'ELS dans le panneau D3.

types	Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (Mpa)	obs
D3	x-x	15,01	3,55	6195,12	8,6 < 15	270,75 > 201,63	Non vérifiée
	y-y	10,67	3,05	4671,53	6,96 < 15	275,37 > 201,63	Non vérifiée
	appuis	-8,83	3,05	4671,53	5,76 < 15	225,4 > 201,63	Non vérifiée

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée donc on recalcule la section d'armatures à l'ELS :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x & A_{ser} = 7,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{choix: } 5HA14 = 7.7 \text{ cm}^2 \\ \text{sens } y - y & A_{ser} = 5,36 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{choix: } 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2 \\ \text{appui} & A_{ser} = 4,4 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{choix: } 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ Etat limite de déformation (la flèche) :

Sens x

$$\frac{h_t}{l_x} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_{ser}}{20 \times M_{0,ser}} \right] \Rightarrow 0,023 < 0,042 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

Sens y

$$\frac{h_t}{l_x} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_{ser}}{20 \times M_{0,ser}} \right] \Rightarrow 0,019 < 0,06 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

**Tableau III.28** Vérification de la flèche dans le panneau D3.

sens	$f_{ji}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$f_{gv}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$\bar{f}$ (mm)
x-x	9,39	12,64	24,51	15,26	17,74	10,9
y-y	9,66	13,77	26,9	17,15	20,61	12,3

La flèche n'est pas vérifiée soit:  $e=18\text{cm}$   $\begin{cases} \Delta_f^x = 8,14\text{mm} < \bar{f} \\ \Delta_f^y = 8,61\text{mm} < \bar{f} \end{cases}$

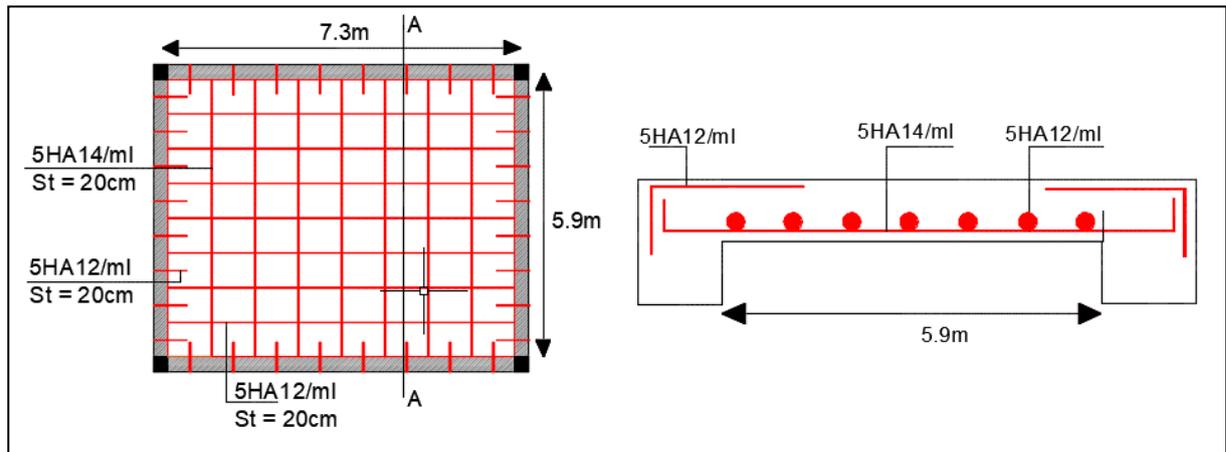


Figure III.10 Schéma de ferrailage de la dalle D3.

### III.2 Etude de la poutre de chaînage :

La poutre de chaînage se situe à l'étage 9 et 10.

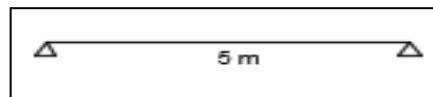


Figure III.11 Schéma statique de la poutre de chaînage.

#### ➤ Dimensionnement : BAEL91 :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33,33\text{cm} \leq h \leq 50\text{cm} \quad \text{Avec } L=5\text{m}$$

#### ➤ Exigence de RPA99/2003 :

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{soit } \mathbf{b = 30\text{cm}} \text{ et } \mathbf{h = 35\text{cm}}$$

#### ➤ Calcul des sollicitations :

•  $P_{\text{propre}} : G = 25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,625\text{KN/m}$  ;  $P_{\text{du mur}} : G_{\text{mur}} = 2,76 \times 2,89 = 7,97\text{ kN/m}$

•  $q_u = 1,35(7,97 + 2,625) = 14,30\text{KN/m}$  ;  $q_s = 7,97 + 2,625 = 10,59\text{KN/m}$

$$\begin{cases} ELU: M_0 = q_u \times \frac{l^2}{8} = 44,68\text{KN.m} \\ ELS: M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 33,09\text{kN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} ELU: M_t = 0,85M_0 = 37,97\text{kN.m} \\ ELS: M_t = 0,85M_0 = 28,12\text{kN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} ELU: M_a = -0,4M_0 = -17,87\text{kN.m} \\ ELS: M_a = -0,4M_0 = -13,23\text{kN.m} \end{cases}$$

#### ➤ Calcul du ferrailage à l'ELU :

**Tableau III.29** Ferrailage de la poutre de chaînage.

Position	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{opt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	37,97	0,085	0,114	0,305	3,53	1,15	3HA12+2HA10 =4.96
Appuis	-17,87	0,052	0,052	0,31	1,63	1,15	3HA10=2.36

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

$$V_u = \times q_u \frac{l}{2} = 35,75 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,37 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \rightarrow \text{pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

➤ **Armatures transversales :**

On fixe  $St = 15 \text{cm}$   $\rightarrow$   $\begin{cases} A_t \geq \frac{0.4 \times b \times st}{f_e} \rightarrow \frac{0.4 \times 0.3 \times 15}{400} \rightarrow A_t \geq 0.45 \text{cm}^2 \\ A_t \geq \frac{b \times st (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} < 0 \end{cases}$

Soit : un cadre de  $\varnothing 8$  + un étrier  $\varnothing 8 \rightarrow A_t = 4\varnothing 8 = 2.01 \text{cm}^2$

➤ **Vérification à l'ELS :**

**Tableau III.30** Vérification des contraintes dans la poutre de chaînage.

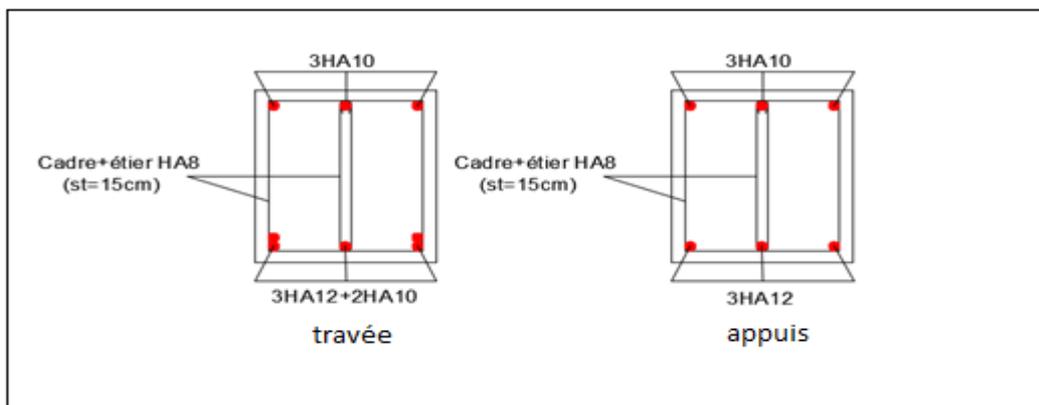
Position	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ cm <sup>2</sup>	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	28,12	4,96	6,1	57474,29	2,98	15	Vérifiée
Appuis	-13,23	2,36	4,39	29805,95	1,94	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \max \left( \frac{1}{16}, \frac{M_t}{10M_0} \right) \Rightarrow 0,07 < 0,084 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

**Tableau III.31** Vérification de la flèche dans la poutre de chaînage.

$f_{ji}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$f_{gv}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$\bar{f}$ (mm)
0,4	5,10	8,77	5,10	8,36	10



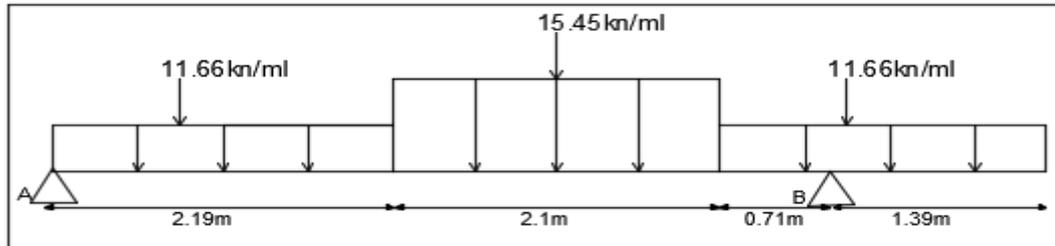
**Figure III.12** Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

**III.3 Etude des escaliers :**

L'étude consiste à déterminer les sollicitations dans l'escalier et le ferrailage nécessaire pour reprendre ces charges.

**Calcul de l'escalier (RDC au 9<sup>ème</sup> étage) :**

**Calcul de la volée 1 :**



**Figure III.13** Schéma statique de la volée 1.

$$\begin{cases} G_v = 8,67KN/m^2 \\ Q_v = 2,5KN/m^2 \end{cases} \begin{cases} G_p = 5,86KN/m^2 \\ Q_p = 2,5KN/m^2 \end{cases} \begin{cases} q_u^v = 15,45KN/m^2 \\ q_u^p = 11,66KN/m^2 \end{cases} \begin{cases} q_s^v = 11,17KN/m^2 \\ q_s^p = 8,36KN/m^2 \end{cases}$$

• **Calcul des sollicitations :**

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (méthode RDM).

**Tableau III.32** Sollicitations dans la volée 1.

Appuis	Réaction (KN)	V(KN)	M (KN. m)	V <sup>max</sup> (KN)	M <sub>0</sub> <sup>max</sup> (KN. m)	
	ELU		ELU		ELU	ELS
<b>A</b>	28,8	-28,8	0	36,55	35,5	27,11
<b>B</b>	52,75	36,55	-11,29			

Puisque les appuis sont partiellement encastés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_{au} = -0,5M_0^{max} = 17,75KN.m \\ M_{tu} = 0,75M_0^{max} = 26,625KN.m \end{cases}$$

➤ **Ferrailage :**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section (b×h)= (1ml × e).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.33 Ferrailage de la volée 1.						
$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A choisie (cm <sup>2</sup> )	A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>r</sub> choisie
<b>En travée (st = 20cm)</b>						
0,073	0,095	0,153	4,97	<b>5HA12 = 5,65</b>	$\frac{A_{choisie}}{4} = 1,41$	<b>4HA8=2,01</b>
$A_{min} = 1,9\text{cm}^2/\text{ml}$						
<b>Aux appuis (st= 20cm)</b>						
0,048	0,026	0,155	3,26	<b>5HA10= 3,93</b>	$\frac{A_{choisie}}{4} = 0,98$	<b>4HA8=2,01</b>

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{36,55 \times 10^{-3}}{0,16} = 0,228\text{MPa} < \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16\text{MPa}$$

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{max}^s = 27,11\text{KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_a^s = -0,5M_{max}^s = -13,55\text{KN.m} \\ M_t^s = 0,75M_{max}^s = 20,33\text{KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.34 Vérification des contrainte volée 1.					
position	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	0,064	$1,59 \times 10^{-4}$	7,85	15	Vérifier
En appuis	0,037	$1,07 \times 10^{-4}$	4,68	15	Vérifier

➤ Vérification de la flèche

$$\frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20M_0}\right) \Rightarrow 0,036 < 0,0375$$

La condition 1 n'est pas satisfaite donc il faudra vérifier la flèche.

Tableau III.35 Vérification de la flèche de la volée 1.					
$\rho = 0,00353, I_0 = 5,256 \times 10^{-4} \text{m}^4$					
Moments (KN. m)	Contraintes (MPa)	$\mu$	$\lambda$	Moments d'inerties fictives (10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup> )	f (mm)
$M_j = 12,54$	$\sigma_j = 116,64$	$\mu_j = 0,019$	$\lambda_i = 5,94$	$I_{ji} = 5,19$	1,87
$M_g = 15,35$	$\sigma_g = 142,78$	$\mu_g = 0,107$		$I_{gi} = 3,53$	2,0085
$M_p = 20,33$	$\sigma_p = 189,1$	$\mu_p = 0,229$	$\lambda_v = 2,37$	$I_{gv} = 4,61$	7,69
				$I_{pi} = 2,44$	6,476

$$\Delta f = 10,2\text{mm} > f_{admissible} = \frac{l}{500} = 10\text{mm}$$

Soit :  $A = 5HA14 = 7,7\text{cm}^2 \Rightarrow \Delta f = 8,445\text{mm} < f_{admissible} = \frac{l}{500} = 10\text{mm}$

Calcul de la volée 2

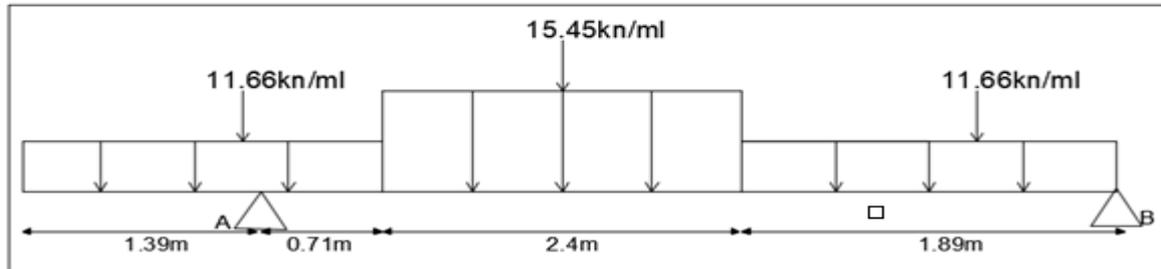


Figure III.14 Schéma statique de la volée 2.

• Calcul des sollicitations

Tableau III.36 Sollicitations dans la volée 2.						
Appuis	Réaction (KN)	V (KN)	M (KN. m)	V <sup>max</sup> (KN)	M <sub>0</sub> <sup>max</sup> (KN. m)	
	ELU		ELU		ELU	ELS
A	53,22	37,01	-11,26	37,01	30,53	27,9
B	30,37	30,37	0			

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_{au} = -0,5M_0^{max} = -15,26\text{KN.m} \\ M_{tu} = 0,75M_0^{max} = 22,89\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ Ferrailage

Tableau III.37 Ferrailage de la volée 2.						
$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A choisie (cm <sup>2</sup> )	A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>r</sub> choisie
En travée (st = 25cm)						
0,0629	0,081	0,154	4,24	4HA12=4,52	$\frac{A_{choisie}}{4}=1,13$	4HA8=2,01
A <sub>min</sub> = 1,9cm <sup>2</sup> /ml						
Aux appuis (st= 25cm)						
0,0416	0,0536	0,156	2,8	4HA10=3,14	$\frac{A_{choisie}}{4}=0,79$	4HA8=2,01

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{37,01 \times 10^{-3}}{0,16} = 0,231\text{MPa} < \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16\text{MPa}$$

➤ Vérification des contraintes à l'ELS

$$M_{max}^s = 27,89 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_a^s = -0,5 M_{max}^s = -13,94 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 0,75 M_{max}^s = 20,9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tableau III.38** Vérification des contraintes volée 2.

Position	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
En travée	0,0402	$1,896 \times 10^{-4} \text{ m}^4$	7,06	15	Vérifier
En appuis	0,0391	$0,88 \times 10^{-4} \text{ m}^4$	6,19	15	Vérifier

➤ **Vérification de la flèche**

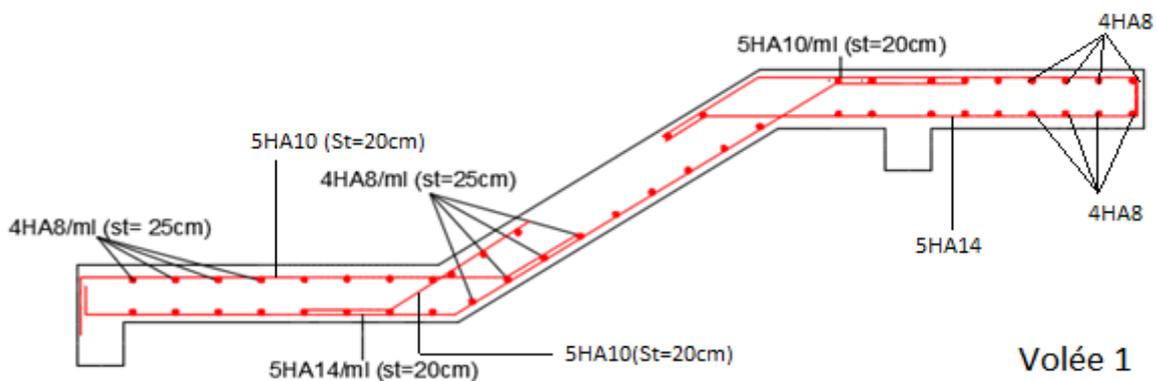
La 1<sup>ère</sup> condition de non vérification de la flèche n'est pas satisfaite, il faudra la vérifier

**Tableau III.39** Vérification de la flèche de la volée 2.

$\rho = 0,002825, I_0 = 5,39 \times 10^{-4} \text{ m}^4$					
Moments (KN. m)	Contraintes (MPa)	$\mu$	$\lambda$	Moments d'inerties fictives ( $10^{-4} \text{ m}^4$ )	f (mm)
$M_j = 13,18$	$\sigma_j = 199,09$	$\mu_j = 0,155$	$\lambda_i = 7,43$	$I_{ji} = 2,75$	3,72
$M_g = 16,03$	$\sigma_g = 242,14$	$\mu_g = 0,2401$		$I_{gi} = 2,13$	5,84
$M_p = 20,9$	$\sigma_p = 315,71$	$\mu_p = 0,351$	$\lambda_v = 2,97$	$I_{gv} = 3,46$	10,7
				$I_{pi} = 1,64$	9,9

$$\Delta f = 11,04 \text{ mm} > f_{admissible} = \frac{l}{500} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } A = 4\text{HA}14 = 6,16 \text{ cm}^2 \Rightarrow \Delta f = 9,166 \text{ mm} < f_{admissible} = \frac{l}{500} = 10 \text{ mm}$$



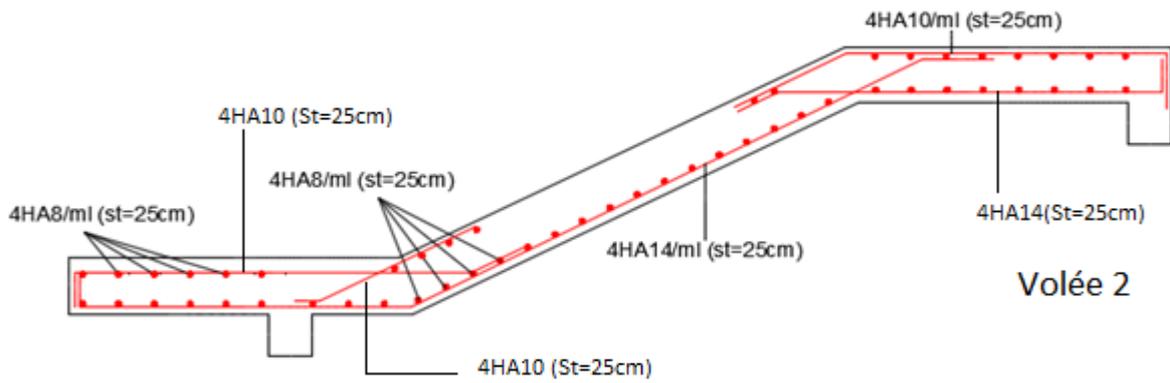


Figure III.15 Schéma de ferrailage de l'escalier (RDC au 9<sup>ème</sup> étage).

Etude de l'escalier (RDC) :

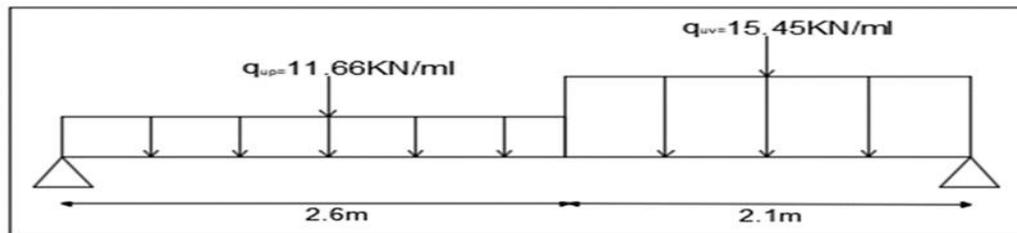


Figure III.16 Schéma statique de l'escalier (RDC).

Tableau III.40 Sollicitations dans l'escalier (RDC).

Appuis	Réaction (KN)	V(KN)	M (KN.m)	V <sup>max</sup> (KN)	M <sub>0</sub> <sup>max</sup> (KN. m)	
	ELU		ELU		ELU	ELS
A	29,18	-29,18	0	33,58	36,5125	26,12
B	33,58	-33,58	0			

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_{au} = -0,5M_0^{max} = -18,256KN.m \\ M_{tu} = 0,75M_0^{max} = 27,38KN.m \end{cases}$$

➤ Ferrailage

Tableau III.41 Ferrailage de l'escalier (RDC).

Position	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
Travée	27,38	0,0753	0,097	0,1537	5,12	5HA12 = 5,65	1,9	20
Appuis	18,256	0,0502	0,0644	0,155	3,36	5HA10 = 3,93		

$$\begin{cases} A_{rep}^t = \frac{A_t}{4} \\ A_{rep}^a = \frac{A_a}{4} \end{cases} \text{ Soit : } 4HA8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{33,58 \times 10^{-3}}{0,16} = 0,209\text{MPa} < \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16\text{MPa}$$

➤ Vérification des contraintes à l' ELS

Tableau III.42 Vérification des contraintes dans l'escalier (RDC).						
Position	M <sub>ser</sub> (KN. m)	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	observation
En travée	19,59	0,0442	1,2×10 <sup>-4</sup>	7,21	15	Vérifier
En appuis	13,02	0,0379	0,9×10 <sup>-4</sup>	5,485	15	Vérifier

➤ Vérification de la flèche

Les trois conditions de non vérification de la flèche sont observées donc il n'y a pas lieu de la vérifier.

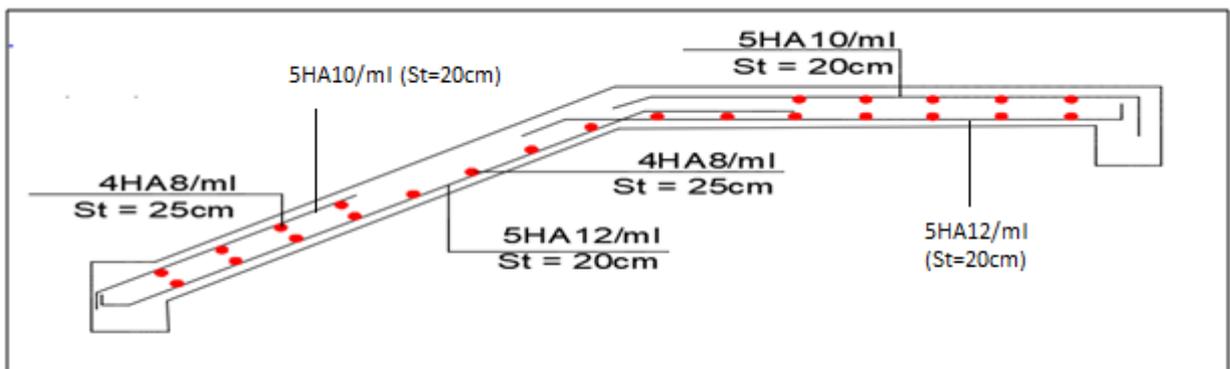


Figure III.17 Schéma de ferrailage de l'escalier (RDC).

III.4 Etude de la poutre palière :

➤ Dimensionnement : BAEL91 :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24\text{cm} \leq h \leq 36\text{cm}$$

➤ Exigence de RPA99/2003 :

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \text{ soit } b = 30\text{cm et } h = 35\text{cm} \\ h/b < 4 \end{cases}$$

➤ Définition des charges :

- Poids propre :  $g_0 = 25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,625\text{KN/ml}$
- Charge transmise de l'escalier : **ELU** :  $R_A = 53,22\text{KN/ml}$  ; **ELS** :  $R_A = 38,3\text{KN/ml}$

- Moment de torsion :  $M_t = R_a \times \frac{L}{2}$

➤ **Calcul à la flexion simple :**

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$\begin{cases} q_u = 1,35g_0 + R_A^{ELU} = 56,76\text{KN/ml} \\ q_s = g_0 + R_A^{ELS} = 40,925\text{KN/ml} \end{cases} \begin{cases} M_{0u} = \frac{q_u \times L^2}{8} = 91,95\text{KN.m} \\ M_{0s} = \frac{q_s \times L^2}{8} = 66,29\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,75 \times M_{0u} = 68,96\text{KN.m} \\ M_{ts} = 0,75M_{0s} = 4971\text{KN.m} \end{cases} \begin{cases} M_{au} = -0,5M_{0u} = -45,97\text{KN.m} \\ M_{as} = -0,5M_{0s} = -33,145\text{KN.m} \end{cases}$$

$$V^{\max} = \frac{q_u \times L}{2} \Rightarrow V^{\max} = 102,17\text{KN}$$

➤ **Ferraillage à la flexion simple :**

Tableau III.43 Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple.					
position	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}$
travée	0,148	0,202	0,303	6,53	1,19
appuis	0,099	0,130	0,312	4,22	1,19

➤ **Contrainte de cisaillement en flexion simple :**

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b \times d} = \frac{102,17}{0,3 \times 0,35} = 1,032\text{MPa}$$

➤ **Armatures transversales :**

On fixe  $st = 15\text{cm}$

$$\begin{cases} A_t \geq \frac{0,4 \times b \times st}{f_e} = 0,45\text{cm}^2 \\ A_t \geq \frac{b \times st(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 \times f_e} = 0,57\text{cm}^2 \end{cases}$$

Soit  $A_t = 0,57\text{cm}^2$

➤ **Calcul à la torsion :**

$$M_{tor} = \frac{R_a \times L}{2} = \frac{-15,226 \times 3,6}{2} = -27,4\text{KN.m}$$

$M_a$  : moment en appui A obtenu lors du calcul de l'escalier.

D'après le **BAEL91** ; dans le cas de la torsion la section pleine est remplacée par une section creuse.

$$\phi = \min(b, h) = 30\text{cm} ; e = \frac{b}{6} = 5\text{cm} ; \Omega = (b - 2)(h - 2) = 0,075\text{m}^2$$

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] = 1,1\text{m} \text{ (Périmètre de la section de la poutre palière).}$$

➤ **Armature longitudinales :**

$$A_l^{torsion} = \frac{M_{torsion} \times \mu}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{27,4 \times 10^{-3} \times 1,1}{2 \times 0,075 \times 348} = 5,77\text{cm}^2$$

➤ **Armature transversales :**

$$A_t^{torsion} = \frac{M_{torsion} \times st}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{27,4 \times 10^{-3} \times 0,15}{2 \times 0,075 \times 348} = 0,78 \text{ cm}^2$$

➤ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau^{torsion} = \frac{M_{torsion}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{27,4 \times 10^{-3}}{2 \times 0,075 \times 0,05} = 3,65 \text{ MPa}$$

$$\tau_{resultante} = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_{tor}^2} = 3,79 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{resul} > \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa (F.P.N)}$$

Soit :  $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$

$$\text{Donc : } \begin{cases} g_0 = 3,5 \text{ KN/ml} \\ q_u = 57,94 \text{ KN/ml} \\ q_s = 41,8 \text{ KN/ml} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_u = 93,86 \text{ KN.m} \\ M_s = 67,72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tu} = 70,395 \text{ KN.m} \\ M_{ts} = 50,79 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M_{au} = -46,93 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -33,86 \text{ KN.m} \end{cases}, V^{max} = 104,29 \text{ KN}$$

➤ **Calcul à la flexion simple :**

$$\begin{cases} A_t^{FS} = 5,61 \text{ cm}^2 \\ A_a^{FS} = 3,68 \text{ cm}^2 \\ A_{trans}^{FS} = 0,224 \text{ cm}^2 \end{cases} \begin{cases} A_{min}^{FS} = 1,6 \text{ cm}^2 \\ \tau_u^{FS} = 0,784 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ **Calcul à la torsion :**

$$\begin{cases} A_{Long}^{torsion} = 5 \text{ cm}^2 \\ A_{tans}^{torsion} = 0,59 \text{ cm}^2 \end{cases} \begin{cases} \tau_{torsion} = 2,359 \text{ MPa} \\ \tau_{result} = 2,48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ **Ferrailage global :**

$$\begin{cases} \text{en travée: } A_{glob}^t = A_{trav}^{FS} + \frac{A_{long}^{torsion}}{2} = 8,11 \text{ cm}^2 \\ \text{en appui: } A_{glob}^a = A_a^{FS} + \frac{A_{long}^{torsion}}{2} = 6,18 \text{ cm}^2 \end{cases} \text{ choix } \begin{cases} \text{en travée: } 6\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2 \\ \text{en appui: } 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 6,88 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{trans}^{glob} = A_{tans}^{FS} + A_{tans}^{torsion} = 0,814 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 4\text{HA}8 (1\text{cadre} + 1\text{étrier})$$

➤ **Vérifications à L'ELS :**

Tableau III.44 Vérification des contraintes (poutre palière).					
Position	M <sub>ser</sub> (KN. m)	Y(m)	I (m <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
En travée	67,72	0,1383	11,18×10 <sup>-4</sup>	8,37	15
En appui	33,86	0,123	08,98×10 <sup>-4</sup>	4,63	

➤ **Vérification de la flèche :**

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées.

$$\begin{cases} h = 35 \text{ cm} > \max\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10M_0}\right) \times l = 27 \text{ cm} & \text{observée} \\ A = 9,24 \text{ cm}^2 < \frac{4 \times b \times d}{f_e} = 13,9 \text{ cm}^2 & \text{observée} \\ l = 3,6 \text{ m} < 8 \text{ m} & \text{observée} \end{cases}$$

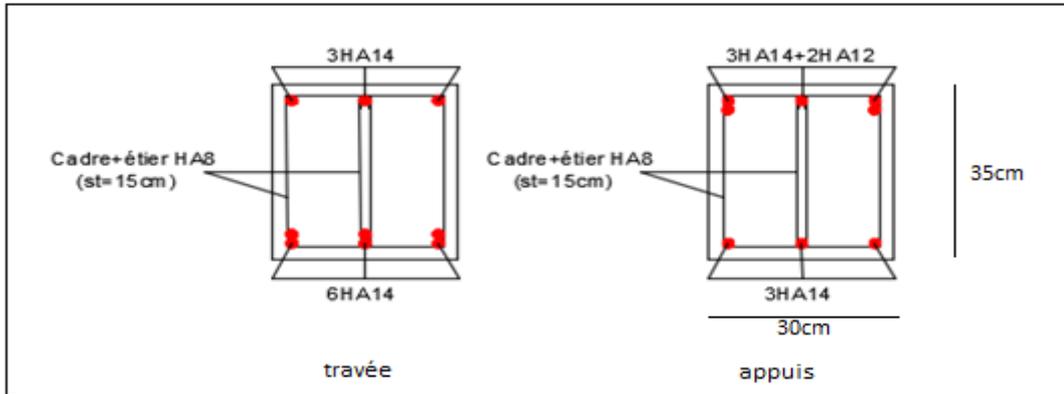


Figure III.18 Schéma de ferrailage de la poutre palière.

**III.5 Etude de l'ascenseur :**

L'ascenseur est un dispositif assurant le déplacement des personnes et des objets vers les différents niveaux du bâtiment. Il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale.

Dans notre bâtiment on opte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

- Longueur de l'ascenseur  $L = 1.6m$
- Largeur de l'ascenseur  $l = 1.6m$
- Charge due à la salle machine  $PM = 15KN$
- Charge due à l'ascenseur  $DM = 51KN$
- La charge nominale  $P = 6.3KN$
- Vitesse  $V = 1m/s$

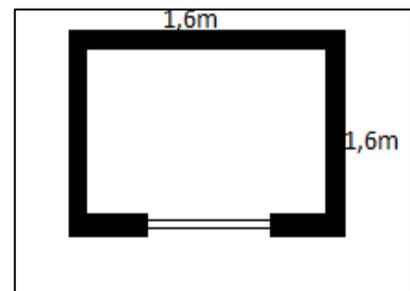


Figure III.19. Cage de l'ascenseur.

La dalle reprend une charge importante : soit  $e = 16cm$ .

➤ **Evaluation des charges et surcharge :**

Elle est soumise aux charges suivantes :

✓ **Charges uniformément réparties :**

Soit  $G_0$  le poids propre tel que :

$$G_0 = G_1 + G_2$$

$$G_1 = 25 \times 0,16 = 4KN/m^2 \quad : \text{ poids propre de la dalle.}$$

$$G_2 = 22 \times 0,05 = 1,1 KN/m^2 \quad : \text{ poids propre du revêtement.}$$

$$\text{Soit alors : } G_0 = 5,1KN/m^2, \quad Q = 1KN/m^2$$

✓ **Charges concentrées :**

La dalle est aussi soumise à une charge concentrée due au poids du système de levage

$$G_{concentrée} = DM + PM = 66 KN.$$

$$Q_{concentrée} = P_{personnes} = 6,3 KN.$$

➤ **Calcul à l'ELU :**

**Sous charges uniformément réparties :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,1 + 1,5 \times 1 \Rightarrow q_u = 8,385KN/m^2$$

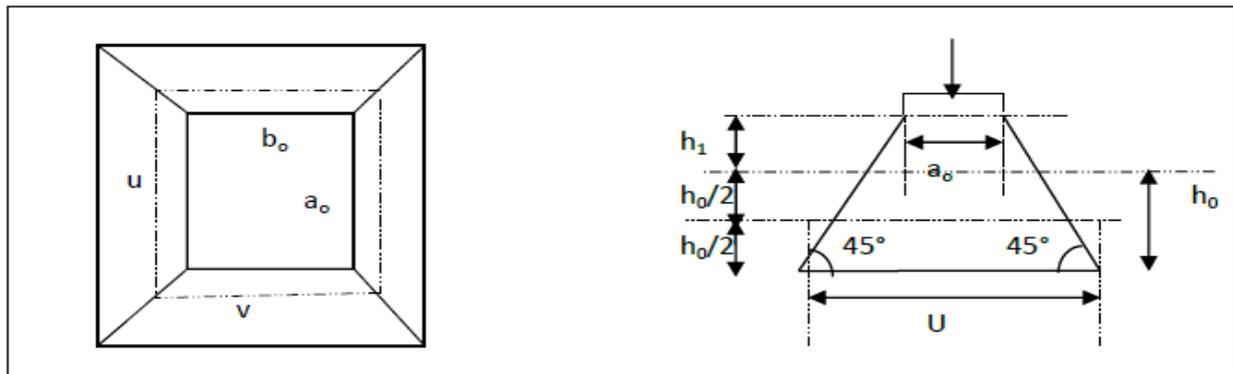
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,6}{1,6} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille en flexion simple dans les deux sens.}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,00 \end{cases} \quad \text{Voir annexe 1}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{x2} = \mu_y \times M_{x1} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 0,0368 \times 8,385 \times 1,6^2 = 0,7899 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 0,7899 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Sous charges concentrées**

La charge P qui s'applique sur la dalle est une surcharge d'impact ( $a_0 \times b_0$ ) agit sur une aire ( $\mu \times \vartheta$ ) ( $a_0 \times b_0$ ) : Surface d'application de la charge donnée en fonction de la vitesse.



**Figure III.20** Schéma de la surface d'impacte.

( $\mu \times \vartheta$ ) : Dimensions du rectangle d'impact de la charge au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$\begin{cases} \mu = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ \vartheta = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \quad \text{soit} \quad \begin{cases} a_0 = 80 \text{ cm} \\ b_0 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

$h_1 = 05 \text{ cm}$  : épaisseur de revêtements.

$h_0 = 16 \text{ cm}$  : épaisseur de la dalle.

Un revêtement en béton  $\Rightarrow \xi = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu = 106 \text{ cm} \\ \nu = 106 \text{ cm} \end{cases}$

$$\begin{cases} M_x = P_u(M_1 + \vartheta \times M_2) \\ M_y = P_u(M_2 + \vartheta \times M_1) \end{cases} \quad \vartheta = \begin{cases} 0 & \text{ELU} \\ 0,2 & \text{ELS} \end{cases}$$

✓  $M_1$  est en fonction de  $\frac{\mu}{l_x}$  et  $\rho \Rightarrow \frac{106}{160} = 0,6625$  et  $\rho = 1$ .

✓  $M_2$  est en fonction de  $\frac{\nu}{l_y}$  et  $\rho \Rightarrow \frac{106}{160} = 0,6625$  et  $\rho = 1$ .

En se référant à l'abaque de PIGEAUD annexe 2, on trouve :  $\begin{cases} M_1 = 0,064 \\ M_2 = 0,064 \end{cases}$

•  $P_u = 1,35G_{\text{concentrée}} + 1,5Q_{\text{concentrée}} = 1,35 \times 66 + 1,5 \times 6,3 \Rightarrow P_u = 98,55 \text{ KN}$ .

•  $P_s = G_{\text{concentrée}} + Q_{\text{concentrée}} = 66 + 6,3 = 72,3 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_x = 6,3072 \text{ KN.m} \\ M_y = 6,3072 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0,9171 + 8,9856 = 7,0971 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,4M_x = -2,838\text{KN.m}$$

$$M_t^x = 0,85M_x = 0,85M_y = 6,0325\text{KN.m}$$

➤ **Ferraillage**

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de longueur et 16cm d'épaisseur ; on prendra  $d = 14\text{cm}$ .

Tableau III.45 Ferraillage de la dalle d'ascenseur.							
Sens	$M_u$ (KN .m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	$A_{cal}$ cm <sup>2</sup> /ml	$A_{adoptée}$	St (cm)
X / Y	6,0325	0,0216	0,0273	0,138	1,25	4HA8= 2,01	25
Appuis	-2,838	0,0101	0,0127	0,139	0,58	3HA8 = 1,51	33

➤ **Vérification à l'ELU :**

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

$$A_{min}^x = 0,0008 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times h \quad A_{min}^y = 0,0008 \times h \times b \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1,28\text{cm}^2 \\ A_{min}^y = 1,28\text{cm}^2 \end{cases}$$

• **Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL 91**, aucune armature d'effort tranchant n'est requise, Si la condition suivante est satisfaite :

$$q_u = 98,55\text{KN} \leq 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 508,8\text{KN}$$

Sachant que :  $\mu_c$  est le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen  $\mu_c = 2(\mu + \vartheta) = 4,24\text{m}$ .

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

L'effort tranchant est max au voisinage de la charge ( $\mu = \vartheta$ )

$$\begin{aligned} \text{- Sous charge répartie } V_x &= \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} & ; & \quad V_y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ \text{- Sous charge concentrée } V_u &= \frac{q_u}{3 \times u} \end{aligned}$$

Tableau III.46 Effort tranchant dans la dalle d'ascenseur.					
	charge répartie	Charge concentrée	Superposition $V = V_1 + V_2$	$\tau^{max}$ (MPa)	$\tau_{adm}$ (MPa)
$V_{X/Y}$	3,35	30,99	34,34	<b>0,245</b>	<b>1,16</b>

➤ **Calcul à l'ELS :**

**Calcul des sollicitations**

Le calcul des sollicitations est mené de la même manière qu'à ELU.

Les résultats sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau III.47 Moment à ELS dans la dalle de l'ascenseur.					
Moments (KN.m)	Sous charge répartie	Sous charge concentrée	Superposition	$M_{travée}$	$M_{appuis}$
$M_{X/Y}$	0,6886	5,55	6,2386	5,3	-2,49

❖ **Vérification des contraintes :**

Le calcul ainsi que les vérifications des contraintes sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.48 Vérification des contraintes dans la dalle d'ascenseur.							
Sens	$M_t$ (KN.m)	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
X-Y	5,3	0,026	$4,5 \times 10^{-5}$	3,026	15	201,4	201,63

❖ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$e \geq \max \left( \frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0^x} \right) l_x \Rightarrow 16\text{cm} \geq 6,79\text{cm}$$

$$A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 2,01\text{cm}^2 \leq 7\text{cm}^2$$

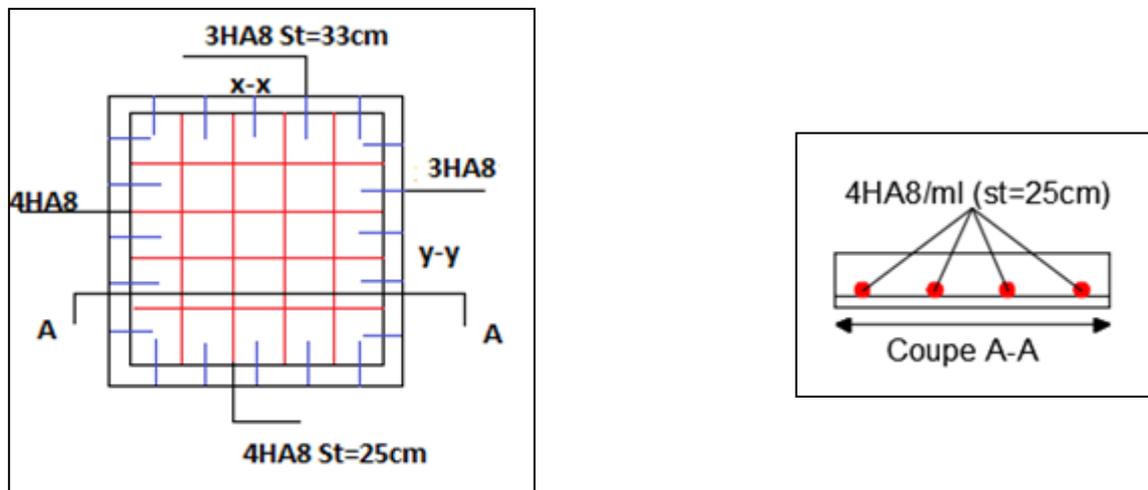


Figure III.21 Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

**III.6 Etude de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de la pente et le plancher terrasse.

On prend  $H = 0.6\text{m}$

$$S = \left( \frac{0.03 \times 0.1}{2} \right) + (0.07 \times 0.1) + (0.6 \times 0.1) = 0.0685\text{m}^2$$

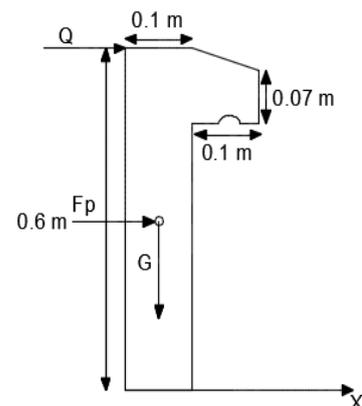


Figure III.22 Coupe transversal de l'acrotère.

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

- **Charges verticales :**

Poids propre  $G_1=25 \times 0.0685 = 1.712 \text{KN/ml}$

Enduit de ciment (extérieur intérieur)  $e=0.02\text{m}$

$G_2=(18 \times 0.02 \times 0.6)2 = 0.432 \text{KN/ml}$

$G_{\text{tot}}=G_1+G_2=2.144 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation  $Q=1 \text{KN/m}^2$

• **Charge horizontale (charge sismique) :**

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

**$F_p=4 \times A \times C_p \times W_p$  RPA99 (article 6.2.3)**

A : coefficient d'accélération de zone obtenue  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage: groupe 2} \\ \text{zone sismique : zone IIa} \end{array} \right. \Rightarrow \mathbf{A=0.15}$

$C_p$  : facteur de force horizontal  **$C_p=0.8$**

W : poids propre de l'acrotère  **$W= 2.144 \text{ KN/m}$**

**$F_p=1.029 \text{KN}$**

Calcul du centre de gravité  $\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} X_G = 0.06 \text{m} \\ Y_G = 0.33 \text{m} \end{array} \right.$

L'acrotère est soumis à :  $\left\{ \begin{array}{l} N_G = 2.144 \text{KN} \\ M_Q = Q \times H = 0.6 \text{KN.m} \\ M_{Fe} = F_p \times Y_G = 0.339 \text{KN.m} \end{array} \right.$

**Tableau III.49** Combinaison d'action de l'acrotère.

	ELA	ELU	ELS
Sollicitation	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	2.144	2.894	2.144
M(KN.m)	0.939	0.9	0.6

-  $e_0 = M_u / N_u = 0.310 \text{m}$

-  $\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.310 \text{m} \\ \frac{h}{6} = 0.016 \text{m} \end{array} \right. \Rightarrow e_0 > \frac{h}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment  $M_{ua} = N_u \times e$

La section est soumise à un effort normal de compression, elle doit être justifiée vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on remplace l'excentricité réelle par une excentricité total de calcul tel que :  $e=e_0+e_a+e_2$

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

$e_0$  : excentricité structurale (résultante des contraintes normales avant l'application des excentricités additionnelles)

$e_2$  : excentricité due aux effets de 2<sup>ème</sup> ordre, liés à la déformation de la structure

$$e_a = \max(2\text{cm}, l/250) = 2\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha\varphi) \quad (\text{art 4.3.5})$$

$\varphi$  : Rapport de déformation due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considéré

$\alpha$  : Rapport du moment du 1<sup>er</sup> ordre due aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du 1<sup>er</sup> ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \quad (\text{RPA art 4.3.5})$$

$$L_f = 2l = 1.2\text{m} \Rightarrow e_2 = 0.00864\text{m} \Rightarrow e = 0.310 + 0.02 + 0.00864 = 0.338\text{m}$$

Les sollicitations de calcul sont :

$$N_u = 2.894 \text{ KN} ; M_u = N_u \times e = 2.894 \times 0.338 = 0.978 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage de l'acrotère :**

Le calcul se fait à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictives rapporté au centre de gravité des armatures tendues  $M_f = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) = 0.978 + 2.894(0.08 - \frac{0.1}{2}) = 1.064 \text{ KN.m}$

Tableau III.50 Ferraillage de l'acrotère.						
$M_f(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z \text{ (m)}$	$A_{cal} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$A_s \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$
1.064	0.0117	0.0147	0.079	0.384	0.3	0.966

$A_{min} > A_s \Rightarrow$  on ferraille avec  $A_{min} \Rightarrow A_{choisi} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Armature de répartition :**  $A_r = \frac{A_{choisi}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$
- **Espacement :**

$$\begin{cases} \text{armature principale } S_t \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm} \Rightarrow \text{on adopte } S_t = 25\text{cm} \\ \text{armature de repartition } S_t \leq \frac{60}{3} = 20\text{cm} \Rightarrow \text{on adopte } S_t = 20\text{cm} \end{cases}$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

- **Vérification aux cisaillements :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration nuisible)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}, 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

$$\begin{cases} \text{ELA : } Vu = f_p + Q = 2.029\text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = 0.0253\text{MPa} \\ \text{ELU : } Vu = 1.5Q = 1.5\text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = 0.0187\text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\xi_{se} = Vu / 0.9 \times d \times \sum \mu_i \quad \text{avec : } \sum \mu_i : \text{ la somme des périmètres des barres}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048\text{cm}$$

$$\xi_{se} = 2.029 / 0.9 \times 0.08 \times 10.048 = 0.21\text{MPa}$$

$$\xi_{se} < \bar{\tau}_{se} = 0.6\Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83\text{MPa}, \text{ pas de risque par rapport à l'adhérence}$$

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = N_{ser} \times y / \mu_t \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \\ \sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times (d - y) / \mu_t \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa (FN)} \end{cases}$$

Calcul de y (y=y<sub>c</sub>+c)

$$c = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = \frac{0.6}{2} - 0.05 \Rightarrow c = 0.229 \text{ avec } c < 0 \text{ et } y_c < 0$$

$$(1) y_c^3 + p y_c + q = 0 \Rightarrow \begin{cases} p = -3c^2 + 90 \times A \times \frac{d-c}{b} = -0.1514 \text{m}^2 \\ q = -2c^3 - 90 \times A \times \frac{(d-c^2)}{b} = 0.022 \text{m}^3 \end{cases}$$

la solution de l'équation (1) d'éprend de  $\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -0.815 \times 10^{-3} < 0$

e<sub>1</sub> : distance du centre de pression « c » a la fibre la plus comprimé de la section

Donc il excite 3 racines réelles on garde celle qui convient a intervalle suivant :

$$-c \leq y_c \leq h - c \quad 0.229 \leq y_c \leq 0.329$$

$$\begin{cases} y_{c1} = \text{acos}(\phi/3) = 0.255 \\ y_{c1} = \text{acos}(\phi/3 + 120^\circ) = -0.448 \\ y_{c1} = \text{acos}(\phi/3 + 240^\circ) = 0.192 \end{cases} \text{ avec : } \begin{cases} a = 2\sqrt{-l/3} = 0.45 \\ \phi = \text{cos}^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{-3/p}\right) = 165.99^\circ \end{cases}$$

Donc on prend y<sub>c</sub>=0.255m ; y=0.026m

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) = \frac{1 \times 0.026^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.08 - 0.026)$$

$$\mu_t = 1.7510^{-4} \text{m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 2.144 \times 10^{-3} \times 0.026 / 1.7510^{-4} = 0.318 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \\ \sigma_{st} = 15 \times 2.144 \times 10^{-3} \times (0.08 - 0.026) / 1.7510^{-4} \text{m}^3 = 9.92 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa (FN)} \end{cases}$$

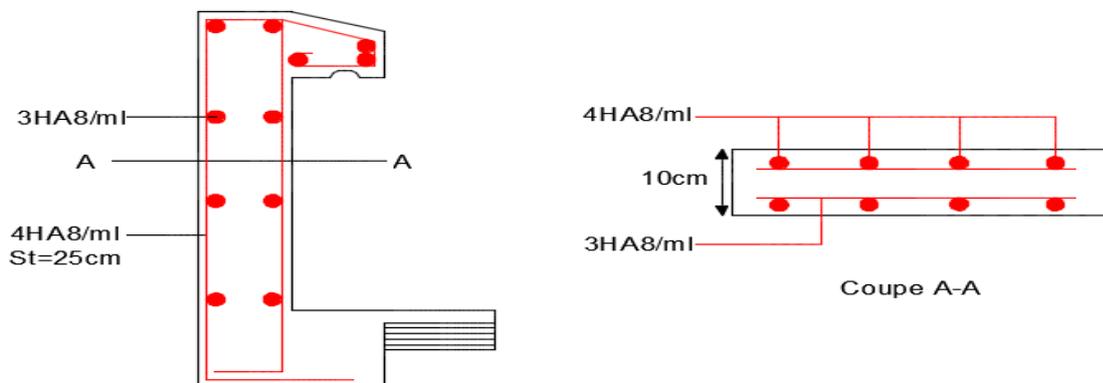


Figure III.23 Schéma de ferrailage de l'acrotère.

# CHAPITRE IV

**Introduction :**

Face au risque du séisme et l'impossibilité de le prévoir et afin d'assurer une protection humaine il est nécessaire de construire des structures qui peuvent résister à tels phénomènes d'où l'apparition de la construction parasismique qui est basé sur une méthode dynamique.

En effet, la modélisation à pour objet d'élaborer un modèle capable de décrire, de manière plus ou moins approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

**IV.1 Méthodes de calcul :**

Selon le **RPA99/2003** le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode modale spectrale.
- Méthode dynamique accélérogramme .

**IV.2 Choix de la méthode de calcul :**

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

**IV.2.1 Méthode statique équivalente :**

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

**IV.2.2 Méthode dynamique :**

- La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Dans notre cas, la hauteur de notre structure (**zone II a, groupe d'usage 2**) est supérieure à 23 m, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

**Présentation de la méthode modale spectrale :**

La méthode modale spectrale est la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, par cette méthode, 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. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**IV.3 Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} \times w \dots\dots\dots \text{RPA99/2003 (Art 4.2.3)}$$

Tel que :

- A: coefficient d'accélération de la zone ... .. **RPA99/2003 tableau 4.1**
- D: facteur d'amplification dynamique moyen ... .. **RPA99/2003 4.2**
- R: coefficient de comportement global de la structure ... .. **RPA tableau 4.**
- Q: facteur de qualité ... .. **RPA (4 – 4)**
- W: poids total de la structure ... .. **RPA (4 – 5)**

✓ Coefficient d'accélération de la zone :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : } \mathbf{groupe\ 2} \\ \text{Sone sismique: } \mathbf{zone\ IIa} \end{array} \right. \Rightarrow \mathbf{A=0.15}$$

✓ Coefficient de comportement global de la structure :

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction  $\Rightarrow \mathbf{R = 5}$ .

✓ Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

Facteur de correction d'amortissement  $\eta$  donnée par la formule :

$$\mathbf{\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7} \quad \mathbf{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

Avec :  $\xi$  est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages.

Vu l'indisponibilité de la valeur de  $\xi$  pour un système mixte (voiles-portiques) dans le RPA, nous avons opté pour le cas le plus défavorable soit :

$$\mathbf{\xi=7\% \Rightarrow \eta=0.88}$$

On a un site ferme (S2)  $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = \mathbf{0.15s} \\ T_2 = \mathbf{0.4s} \end{array} \right. \quad \mathbf{RPA99 (tableau 4.7)}$

Avec :  $T_1$  et  $T_2$  : périodes caractéristiques associé à la catégorie de site.

### IV.3.1 Estimation de la période fondamentale de la structure :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} T = C_T H^{3/4} \quad \mathbf{RPA99/2003(formule\ 4 - 6)} \\ T_{x,y} = \frac{0.09H}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \mathbf{RPA99/2003(formule\ 4 - 7)} \end{array} \right.$$

Tel que :

$C_T = \mathbf{0.05}$  coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. **RPA99 (Tableau IV.6).**

$H = \mathbf{32.39\ m}$  : hauteur total du bâtiment (Compris la hauteur de l'acrotère).

L = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 22,7m \\ L_y = 21,6m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0,61s \\ T_y = 0,627s \end{cases} \quad \begin{cases} T_x = \min(0,678; 0,61) = 0,61s \\ T_y = \min(0,678; 0,627) = 0,627s \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,66 \\ D_y = 1,63 \end{cases}$$

✓ Facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q=1+\sum_1^5 p_q$  RPA99/2003 (Formule (4-4))

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités.					
N°	Critère « $P_q$ »	Observation		pénalités	
		Sens x	Sens y	Sens x	Sens y
01	Condition minimal sur les files de contreventement	Non	Non	0.05	0.05
02	Redondance en plan	Non	Non	0.05	0.05
03	Régularité en plan	Oui	Oui	0	0
04	Régularité en élévation	Non	Non	0.05	0.05
05	Contrôle de qualité des matériaux	Non	Non	0.05	0.05
06	Contrôle de qualité d'exécution	Oui	Oui	0	0

Donc :  $\begin{cases} Q_x = 1,2 \\ Q_y = 1,2 \end{cases}$

✓ Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n w_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (formule 4-5)}$$

Avec :

$W_{Gi}$  : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : charge d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, est donné par le tableau du (RPA tableau 4.5)

Dans notre cas :  $\beta = 0.2$  (habitation)

D'après l'ETABS 2016 on trouve :  $W=46992.06KN$

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

$$\begin{cases} V_{st}^x = 2727,83KN \\ V_{st}^y = 2668,85KN \end{cases}$$

#### IV.4. Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : RPA99/2003(4.13)

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \times \eta (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

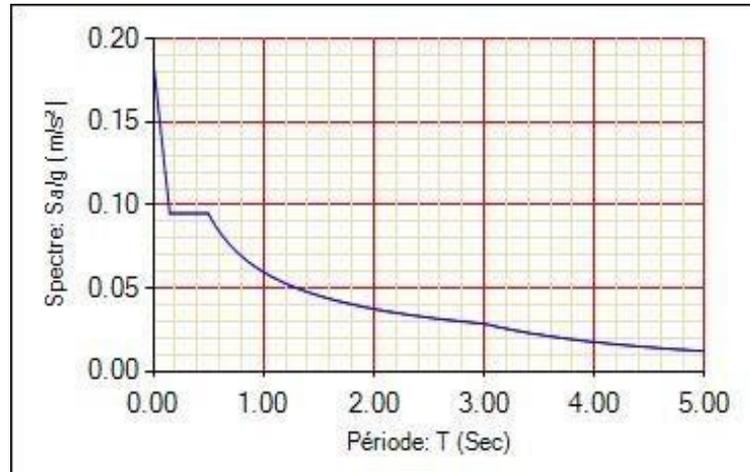


Figure IV.1 Spectre de réponse.

**IV.5 Modélisation et résultats :**

Après avoir effectué plusieurs disposition on a retenu celle qui est présenté sur la figure suivante :

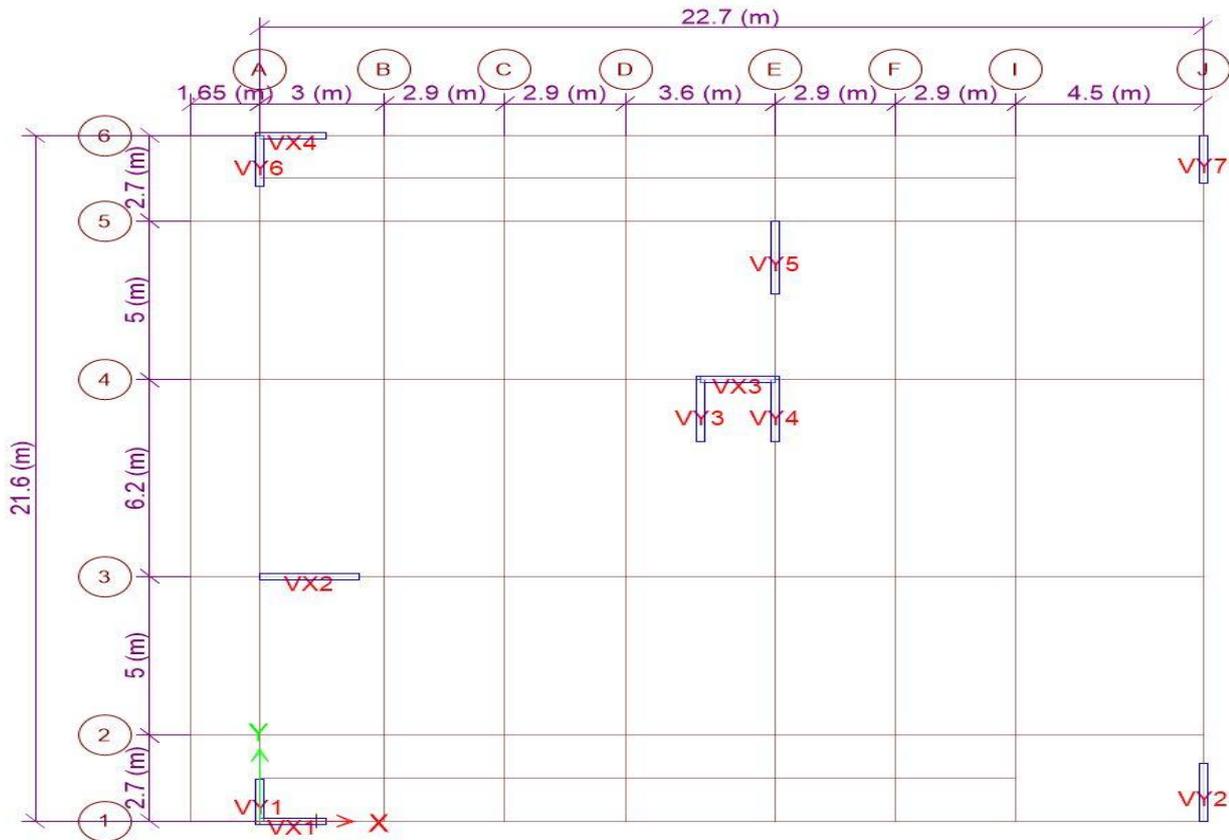
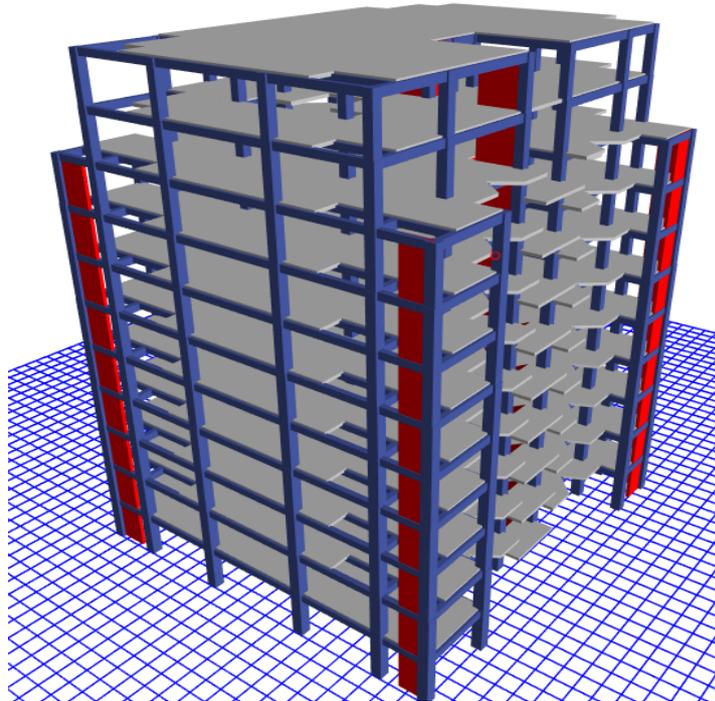


Figure IV.2 Disposition des voiles de contreventements.

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est **ETABS 2016**



**Figure IV.3** Vu en 3D de la structure modélisé avec le logiciel **ETABS**.

#### IV.5.1 Mode de vibration et taux de participation des masses :

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

<b>Tableau IV.2</b> Période et taux de participation massique.			
<b>Modes</b>	<b>Période (s)</b>	<b>Masses cumulées <math>U_x</math></b>	<b>Masses cumulées <math>U_y</math></b>
<b>1</b>	<b>0.777</b>	$1.309 \times 10^{-5}$	<b>0.7146</b>
<b>2</b>	<b>0.77</b>	<b>0.7092</b>	0.7146
<b>3</b>	<b>0.659</b>	0.7127	0.715
<b>4</b>	0.242	0.713	0.8482
<b>5</b>	0.235	0.8608	0.8486
<b>6</b>	0.211	0.8614	0.8505
<b>7</b>	0.133	0.8615	0.8821
<b>8</b>	0.126	0.8616	<b>0.9078</b>
<b>9</b>	0.122	<b>0.9188</b>	0.9079

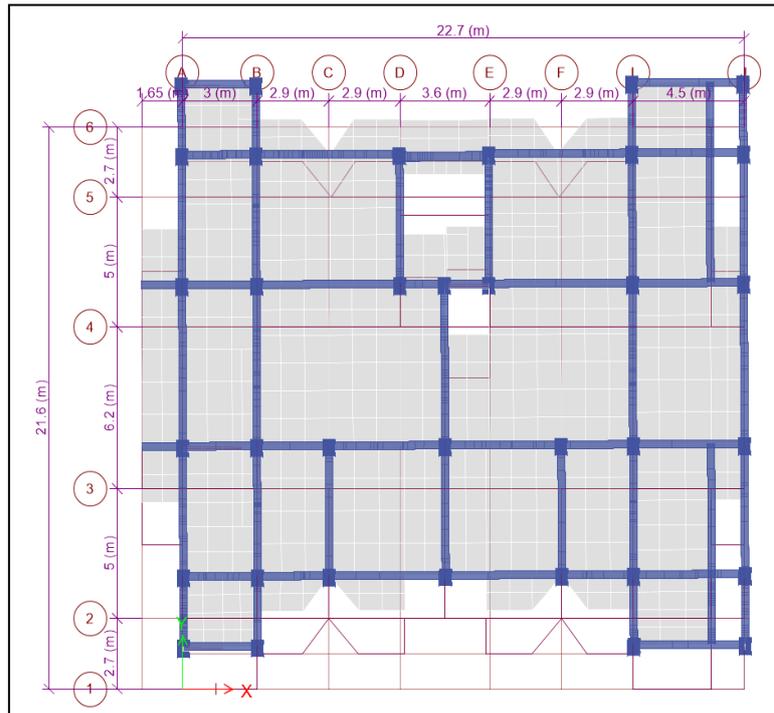
➤ **Analyse des résultats :**

- D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe Y atteint les 90% au bout du 8<sup>ème</sup> mode, et selon l'axe X au bout du 9<sup>ème</sup> mode.
- Les périodes numériques obtenues par le logiciel **ETABS** dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30%. (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)

$$\text{Les périodes majorées de 30\%} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.793 \text{ s} \\ T_y = 0.8151 \text{ s} \end{cases}$$

➤ **Les modes de vibrations :**

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.



**Figure IV.4** Mode 1 déformation (translation suivant l'axe YY).

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.

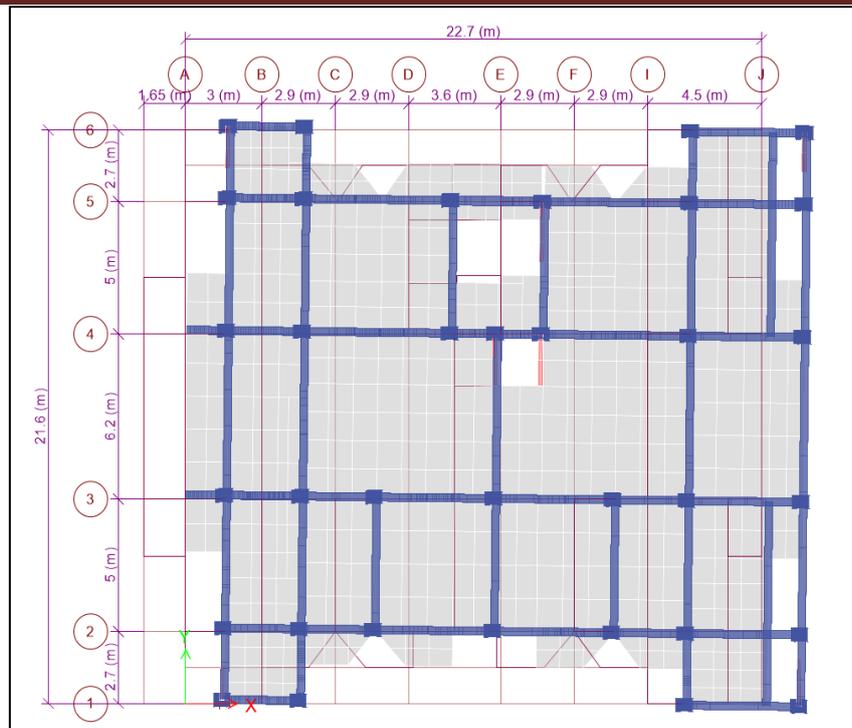


Figure IV.5 Mode 2 déformation (translation suivant l'axe X-X).

Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

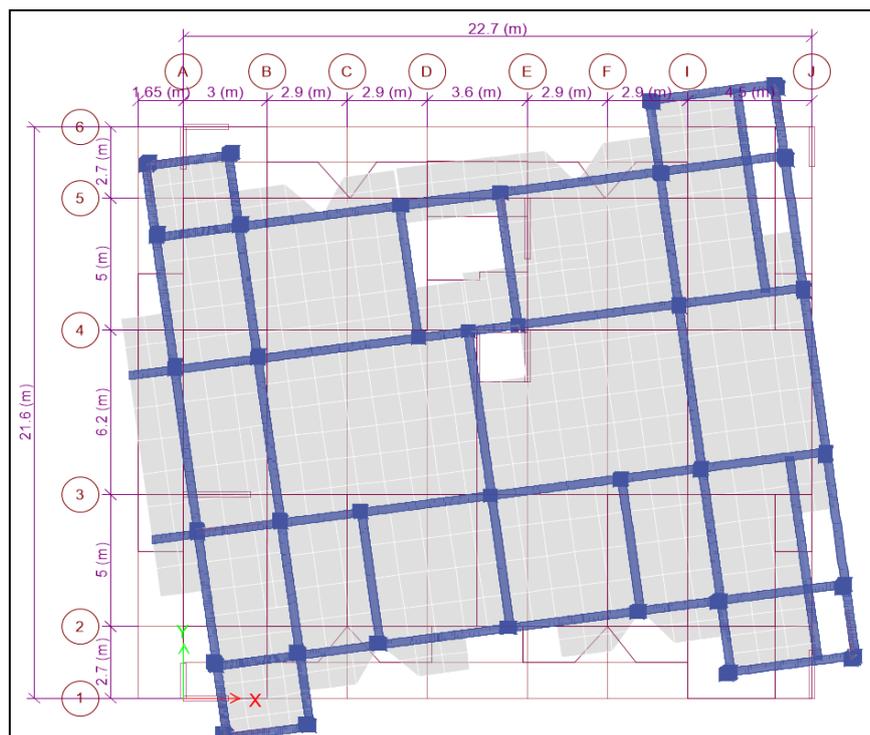


Figure IV.6 Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).

#### IV.5.2 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

##### IV.5.2.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le **RPA** prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8V_{st} \quad \text{RPA99/2003 (Art 4.3.6)}$$

$V_{dyn}$  : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

Si  $V_{dyn} < 0.8V_{st}$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport

$0.8 V_{st} / V_{dyn}$ .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.				
Sens	$V_{statique}$ (KN)	$0.8 V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)	Observation
X-X	2727.83	2182.26	2166.61	Non vérifiée
Y-Y	2668.85	2135.07	2154.74	Vérifiée

On constate que la condition du **RPA99/2003** :  $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$  n'est pas satisfaite selon les deux sens, alors on doit majorer les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale de  $(0.8V_{st}/V_{dyn})$ , comme suit :

Sens XX :  $0.8 V_{st} / V_{dyn} = 1.01$

Après majoration de l'action sismique, on obtient les résultats suivants :

Tableau IV.4 Vérification de la force sismique après majoration de l'action sismique.			
Sens	$V_{dyn}$ (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Observation
X-X	2188.2775	2182.26	Vérifiée

#### IV.5.2.2 Justification de l'interaction (voiles-portiques) :

Pour justifier le contreventement mixte, le **RPA** exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. (**RPA99/2003 Art 3.4.4.a**)

##### ➤ Sous charges verticales :

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voile}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portique}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \geq 80\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 Interactions sous charge vertical.				
Niveau	Charges verticales (KN)		(%) des charge verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	43864.3403	9180.2299	82.70	17.30

➤ **Sous charges horizontales :**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voile}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portique}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \geq 25\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 Interaction sous charge horizontal.								
Niveau	Chargement horizontal (KN)				(%) du chargement horizontal(KN)			
	Sens X-X		Sens Y-Y		Sens X-X		Sens Y-Y	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %	Portiques %	Voiles %
10	503,01	172,30	411,35	130,43	74,49	25,51	75,93	24,07
9	568,89	179,72	503,44	203,63	75,99	24,01	71,20	28,80
8	736,19	215,33	629,26	244,95	77,37	22,63	71,98	28,02
7	914,40	269,93	733,68	361,52	77,27	22,73	66,99	33,01
6	988,25	386,58	791,66	490,78	71,88	28,12	61,73	38,27
5	1089,11	452,09	955,25	499,19	70,84	29,16	65,68	34,32
4	1135,87	574,81	969,40	643,37	66,40	33,6	60,11	39,89
3	1246,37	603,36	1021,33	725,75	67,38	32,62	58,46	41,54
2	1185,97	778,78	982,69	885,34	60,36	39,64	52,61	47,39
1	1113,01	954,62	967,20	1014,89	53,83	46,17	48,8	51,20
RDC	1139,71	984,78	945,35	1140,36	53,65	46,35	45,33	54,67

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

#### IV.5.2.3 Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.3.1})$$

Tel que:

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

$B$  : section du béton.

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

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Niveau	b (cm)	h (cm)	Aire (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	v	Observation
10	45	50	2250	269,1644	0,048	Vérifiée
9	50	50	2550	453,7424	0,073	Vérifiée
8	50	50	2500	677,1624	0,108	Vérifiée
7	50	55	2750	903,738	0,131	Vérifiée
6	50	55	2750	1134,2703	0,165	Vérifiée
5	55	55	3025	1371,6762	0,181	Vérifiée
4	55	55	3025	1614,5412	0,213	Vérifiée
3	55	60	3300	1864,789	0,226	Vérifiée
2	55	60	3300	2121,221	0,257	Vérifiée
1	60	60	3600	2386,327	0,265	Vérifiée
RDC	60	60	3600	2658,9348	0,295	Vérifiée

#### Analyse des résultats :

On voit bien à travers ce tableau que la condition de l'effort normal réduit est vérifiée à tous les niveaux.

#### IV.5.2.4 Vérification vis-à-vis des déplacements :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à : (RPA99/ version 2003 (Art 5.10))

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{avec : } \delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Tel que :

$\delta_k$ : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure.

$\delta_{ek}$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après :

niveau	$h_k$ (cm)	Sens X-X					Sens Y-Y				
		$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
RDC	289	0,0537	0,2685	0	0,2685	0,001	0,0521	0,2605	0	0,2605	0,001
1	289	0,157	0,785	0,2685	0,5165	0,002	0,1558	0,779	0,2605	0,5185	0,002
2	289	0,2867	1,4345	0,785	0,6495	0,002	0,2875	1,4375	0,779	0,6585	0,002
3	289	0,4316	2,158	1,4345	0,7235	0,003	0,4341	2,1705	1,4375	0,733	0,003
4	289	0,5861	2,9305	2,158	0,7725	0,003	0,5907	2,9535	2,1705	0,783	0,003
5	289	0,742	3,71	2,9305	0,7795	0,003	0,7471	3,7355	2,9535	0,782	0,003
6	289	0,895	4,475	3,71	0,765	0,003	0,9002	4,501	3,7355	0,7655	0,003
7	289	1,0406	5,203	4,475	0,728	0,003	1,0445	5,2225	4,501	0,7215	0,002
8	289	1,1791	5,8955	5,203	0,6925	0,002	1,1783	5,8915	5,2225	0,669	0,002
9	289	1,2901	6,4504	5,8955	0,555	0,002	1,2966	6,483	5,8915	0,5915	0,002
10	289	1,4103	7,0515	6,4505	0,601	0,002	1,3994	6,995	6,483	0,514	0,002

**Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

**IV.5.2.5 Justification vis à vis de l'effet P-Delta :**

Selon le **RPA99/ 2003 (Art 5.9)**, Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (où effet P - Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

$$P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_k$ : Effort tranchant d'étage au niveau k :  $V_k = \sum_{i=1}^n F_i$

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1).

$h_k$ : hauteur de l'étage k.

- Si  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ , les effets **P-Δ** peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1-\theta_k)$
- Si  $\theta_k > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 Vérification de l'effet P-Δ.								
Niveau	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta$	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta$
RDC	289	46992,065	0,2685	2188,278	0,02	0,2605	2154,743	0,02
1	289	42373,101	0,5165	2145,859	0,035	0,5185	2118,292	0,036
2	289	37816,564	0,6495	2056,991	0,041	0,6585	2036,716	0,042
3	289	33331,989	0,7235	1942,9	0,043	0,733	1927,338	0,044
4	289	28847,414	0,7725	1804,398	0,043	0,783	1790,763	0,044
5	289	24424,908	0,7795	1637,582	0,040	0,782	1622,802	0,041
6	289	20008,402	0,765	1451,286	0,036	0,7655	1434,34	0,037
7	289	15654,536	0,725	1238,436	0,032	0,7215	1221,635	0,032
8	289	11300,670	0,6925	986,214	0,027	0,669	967,743	0,027
9	289	6920,569	0,555	702,345	0,019	0,5915	683,850	0,021
10	289	3722,447	0,601	427,150	0,018	0,514	419,481	0,016

**Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, les efforts P-Δ peuvent être négligés.

## Conclusion

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné un bon comportement de la structure a fin d'arrivé à satisfaire tous les exigences du RPA.

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification du comportement de la structure, L'interaction voile portique, l'effort normale réduit, on été vérifiées avec cette disposition des voiles.

Les sections des éléments définis dans le pré-dimensionnement ont été augmentées aux sections suivantes :

- ✓ Poutres principales .....(30x45) cm<sup>2</sup>.
- ✓ Poutres secondaires.....(30x40) cm<sup>2</sup>.
- ✓ Voiles e = 20 cm.
- ✓ Poteaux : (en cm<sup>2</sup>)
  - **RDC** et **1<sup>er</sup>** étage .....(60x60).
  - **02<sup>ème</sup>** étage et **03<sup>ème</sup>** étage .....(55x60).
  - **04<sup>ème</sup>** étage et **05<sup>ème</sup>** étage .....(55x55).
  - **06<sup>ème</sup>** étage et **07<sup>ème</sup>** étage .....(50x55).
  - **08<sup>ème</sup>** étage et **09<sup>ème</sup>** étage .....(50x50).
  - **10<sup>ème</sup>** étage ..... (45x50).

# CHAPITRE V

**Introduction :**

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant ils seront donc calculés à la flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles seront calculées à la flexion simple.

**V.1 Etude des poutres :**

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnée par logiciel **ETABS V16** qui seront tirées des combinaisons les plus défavorables exigés par le **RPA 99/2003** qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

Concernant notre structure nous avons deux poutres à étudier :

- ✓ Poutre principale (30×45).
- ✓ Poutre secondaire (30×40).

**V.1.1 Recommandations du RPA99/2003 :**

- **Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1) :**
- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ de la section du béton en zone courante} \\ 6\% \text{ de la section du béton en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  en zone IIa.

- **Armatures transversales (Art 7.5.2.2) :**
- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,3\% st \times b \quad \left\{ \begin{array}{l} st \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\phi_l^{\min} \right) \text{ en zone nodale} \\ st \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale} \end{array} \right.$$

- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus de nu d'appui ou de l'encastrement.

**V.1.2 Sollicitation et ferrailages des poutres :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.1** Sollicitations et ferrailage des poutres.

Niv	Type	Section (cm <sup>2</sup> )	local	M (KN.m)	V (KN)	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>adpt</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix
E. C	P.P	(30×45)	Travée	96,12 (ELA)	302,03	6,75	6,04	7,7	5HA14
			Appuis	-163,78 (ELA)			10,76	12,06	6HA16
	P.S	(30×40)	Travée	83,98 (ELA)	230,13	6	6,04	6,79	6HA12
			Appuis	-104,74 (ELA)			7,67	7,7	5HA14
T.I	P.P	(30×45)	Travée	109,33 (ELU)	166,02	6,75	8,15	9,24	6HA14
			Appuis	-137,21(ELU)			10,5	12,06	6HA16
	P.S	(30×40)	Travée	37,25 (ELU)	60,97	6	3	5,65	5HA12
			Appuis	-68,37 (ELU)			4,86	5,65	5HA12

**V.1.3 Vérification des armatures selon RPA99 (Art 7.5.2.1) :**

➤ **Pourcentage maximal d’armatures longitudinales dans les sections :**

✓ **Poutres secondaire :**

$A_{max}=4\%$  b.h=0,04×30×40=48cm<sup>2</sup>..... Zone courante.

$A_{max}=6\%$  b.h=0,04×30×40=72cm<sup>2</sup>..... Zone de recouvrement.

✓ **Poutre principale :**

$A_{max}=4\%$  b.h=0,04×30×45=54cm<sup>2</sup>..... Zone courante.

$A_{max}=6\%$  b.h=0,04×30×45=81cm<sup>2</sup>..... Zone de recouvrement.

➤ **Pourcentage minimale d’armatures longitudinales dans les sections :**

✓ **Poutres secondaire :**

$A_{min}=0,5\%$  b.h=0,005×30×40=6 cm<sup>2</sup>

✓ **Poutre principale :**

$A_{min}=0,5\%$  b.h=0,005×30×45=6,75cm<sup>2</sup>

➤ **Les longueurs de recouvrement :**

En zone II selon RPA99 (Art 7.5.2.1)  $L_r \geq 40\emptyset$  donc pour :

$$\begin{cases} \emptyset = 16\text{mm} \Rightarrow L_r = 64\text{cm on adopte } L_r = 65\text{cm} \\ \emptyset = 14\text{mm} \Rightarrow L_r = 56\text{cm on adopte } L_r = 60\text{cm} \\ \emptyset = 12\text{mm} \Rightarrow L_r = 48\text{cm on adopte } L_r = 50\text{cm} \end{cases}$$

➤ Les armatures transversales :

✓ Poutre principale :

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_t^{min}, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right) = \min (1,2 ; 1,28 ; 3)$$

✓ Poutre secondaire :

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_t^{min}, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right) = \min (1,2 ; 1,14 ; 3)$$

Soit  $A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$  (1 cadre HA8 + 1 étrier HA8)

**Calcul des espacements des armatures transversales RPA99 (Art 7.5.2.2) :**

- ✓ Zone nodale :  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi_l \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutre principale } S_t = 10cm \\ \text{Poutre secondaire } S_t = 10cm \end{cases}$
- ✓ Zone courante :  $S_t \leq \left( \frac{h}{2} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutre principale } S_t = 15cm \\ \text{Poutre secondaire } S_t = 15cm \end{cases}$

**Vérification des sections d'armatures transversales :**

$$A_{min} = 0,3\% \times st \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35cm^2 < A_t = 2,01cm^2$$

**V.1.4 Vérification à l'ELU :**

**Condition de non fragilité : BAEL91**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutre principale } A_{min} = 1,52cm^2 \\ \text{Poutre secondaire } A_{min} = 1,34 cm^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Contrainte tangentielle maximale :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa (F.P.N)$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 Vérification des contraintes tangentielles.				
Poutre	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	Observation
Principale	302,03	2,53	3,33	Vérifiée
Secondaire	230,13	2,07	3,33	vérifiée

**Vérification des armatures longitudinales vis - à -vis le cisaillement :**

En appui de rive :  $A_l \geq V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

En appui intermédiaire :  $A_l \geq \left( V^{max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.3** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutre	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>l</sub> <sup>nve</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>int</sup> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	12,06	302,03	-163,78	8,68	-3,77	Vérifiée
Secondaire	7,7	230,13	-104,74	6,16	-2,42	Vérifiée

**V.1.5 Vérification à l'ELS :**

✓ **Etats limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 ; I = b \times \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau V.4** Vérification de l'état limite de compression.

Poutre	Local	M <sub>ser</sub> (KN. m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Principale	Appui	-114,49	162141,81	17,27	12,19	15	Vérifiée
	Travée	79,98	117832,21	14,54	9,87	15	Vérifiée
Secondaire	Appui	-56,46	88387,89	13,46	8,6	15	Vérifiée
	Travée	49,66	80618,85	12,81	7,89	15	Vérifiée

✓ **Vérification de l'état limite de déformation :**

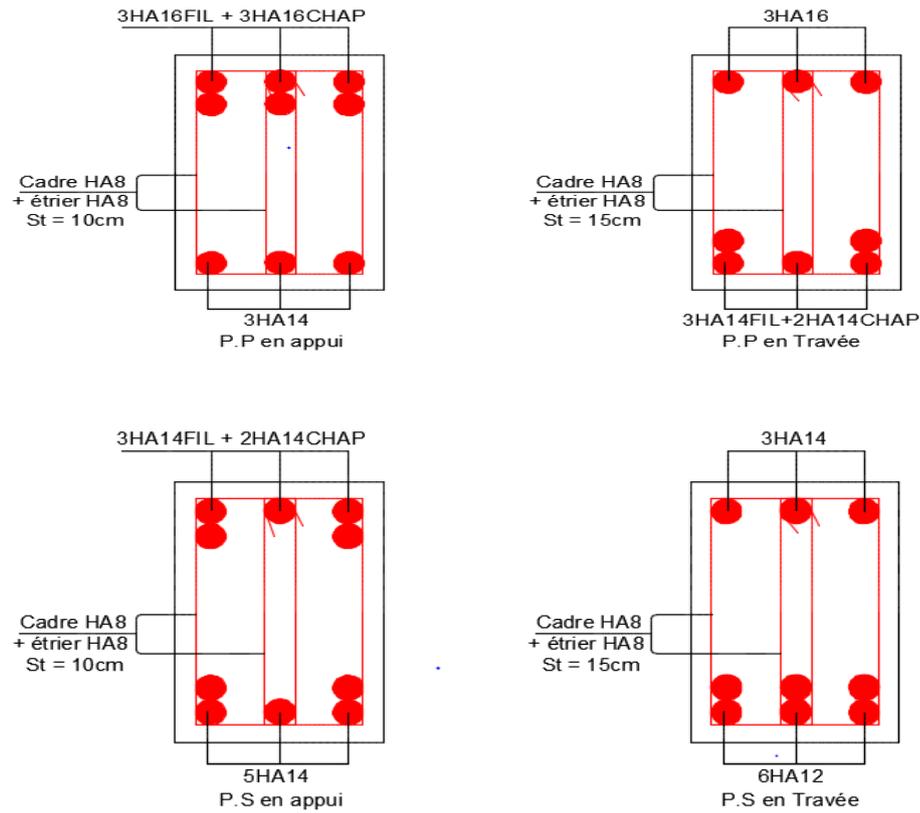
D'après le BAEL91 et CBA93 la vérification de la flèche est inutile si :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

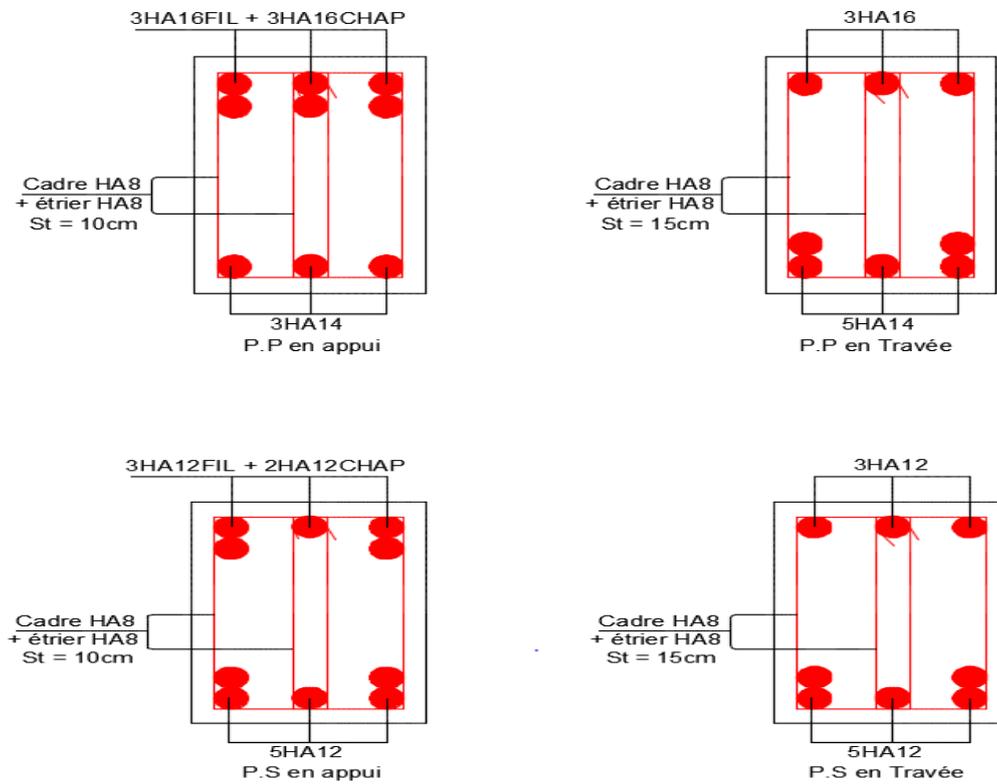
**Tableau V.5** Vérification de la flèche des poutres.

Poutre	h (cm)	b (cm)	L (m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
Principale	45	30	5,8	7,7	0,077 > 0,06	0,077 > 0,075	0,0061 < 0,0105
Secondaire	40	30	6,2	6,79	0,0645 > 0,0625	0,07 > 0,07	0,005 < 0,0105

➤ **Schéma de ferrailage :**  
Etage courant :



**Terrasse inaccessible :**



**Figure V.1** Schéma de ferrailage des poutres.

V.2 Etude des poteaux :

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux qui est donnée par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \Rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

Ces sollicitations sont tirées des combinaisons les plus défavorables exigées par **RPA99/2003** :

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Recommandations du RPA 99 :

➤ **Armatures longitudinales RPA 99 (Art 7.4.2.1)**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0,8\%$  de la section de béton(en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) est de  $40 \Phi$  en zone (II<sub>a</sub>).
- L'espacement entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par :

$$\begin{cases} L' = 2h \\ h' = \max \left( \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm \right) \end{cases}$$

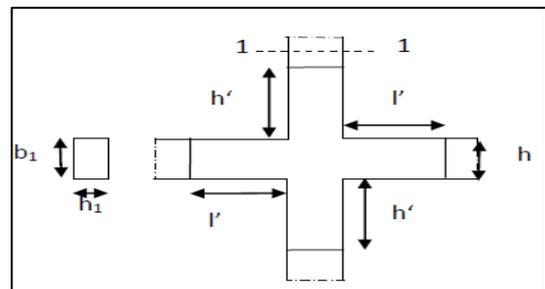


Figure V.2 Zone nodale.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.6 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.				
niveau	Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> ) Zone courante	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> ) Zone de recouvrement
RDC - étage 1	60×60	28,8	144	216
étage 2 - étage 3	55×60	26,4	132	198
étage 4 - étage 5	55×55	24,2	121	181,5
étage 6 - étage 7	50×55	22	110	165
étage 8 - étage 9	50×50	20	100	150
étage 10	45×50	18	90	135

➤ **Armatures transversales RPA99 (Art 7.4.2.2) :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$V_u$  : effort tranchant de calcul (max dans le poteau).

$h_1$  : la hauteur totale de la section brute.

$\rho$  : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda g < 5 \end{cases} \text{ avec } \lambda g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}\right)$$

- En zone nodal :  $t \leq \min(10\phi_l^{min}, 15\text{cm})$
- En zone courante :  $t \leq \min(15\phi_l^{min})$  en zone II<sub>a</sub>

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\%(b_1 \times t) & \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 0,8\%(b_1 \times t) & \text{si } \lambda g \leq 3 \\ \text{si } 3 \leq \lambda g \leq 5 & \text{interpoler entre les valeurs précédentes} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10  $\phi_t$  au minimum.

**V.2.1 Sollicitations dans les poteaux :**

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau V.7 sollicitations dans les poteaux.**

Niveau	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$		Comb	$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$		Comb	$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$		Comb
	N(KN)	M(KN.m)		N(KN)	M(KN.m)		N(KN)	M(KN.m)	
RDC - 1	3541,93	9,27	ELU	-663,85	28,12	ELA	610,741	161,825	ELA
étage 2- 3	2819,653	23,351	ELU	-287,413	43,049	ELA	561,49	182,26	ELA
étage 4 - 5	2147,652	28,655	ELU	-110,84	39,065	ELA	550,17	167,45	ELA
étage 6 - 7	1512,843	29,217	ELU	-23,27	30,25	ELA	375,25	158,6	ELA
étage 8 - 9	905,94	32,61	ELU	-48,392	9,3677	ELA	189,46	136,98	ELA
étage 10	365,20	19,852	ELU	-51,595	3,482	ELA	228,06	139,93	ELU

**V.2.2 Calcul du ferrailage :**

➤ **Exemple de calcul sous  $N_{max} \Rightarrow M_{cor}$  :**

$N_{min} = -663,85$  KN (traction) ;  $M_{max} = 28,12$  KN.m (ELA)

$d = 57\text{cm}$ ;  $d' = 3\text{cm}$ ;  $b = 60\text{cm}$ ;  $h = 60\text{cm}$  ;  $\gamma_s = 1$  ;  $\gamma_b = 1,15$

$e_G = \frac{M}{N} = 4,23\text{cm} < \frac{h}{2} = 30\text{cm} \Rightarrow$  N de traction et « c » est à l'intérieur de la section (A, A').

Donc la section est entièrement tendue.

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{s10}(d - d')} \quad A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{s10}(d - d')} \quad A_{min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} ; \quad e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G \quad ; \quad e_2 = (d - d') - e_1$$

Soit :  $e_1 = 31,23\text{cm}$  ;  $e_2 = 22,77\text{cm}$  ;  $A_1 = 6,99\text{cm}^2$  ;  $A_2 = 9,6\text{cm}^2$  ;  $A_{min} = 18,9\text{cm}^2$

On a :  $\min (A_1, A_2) < A_{min}$  donc on ferraille avec  $A_{min}$ .

Le tableau suivant résume le calcul du ferrailage des différents poteaux :

Tableau V.8 ferrailage des poteaux.				
Niveau	Section	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min}^{RPA} (\text{cm}^2)$	Choix ( $\text{cm}^2$ )
RDC - 1	60×60	18,9	28,8	12HA16+4HA14=30,29
2- 3	55×60	7,16	26,4	12HA16+4HA12=28,65
4 – 5	55×55	3,37	24,2	12HA16+4HA12=28,65
6 – 7	50×55	3,36	22	12HA14+4HA12=23
8 – 9	50×50	5,24	20	12HA14+4HA12=23
10	45×50	6,02	18	16HA12=18,1

➤ **Ferrailage transversal :**

**Exemple de calcul**

Soit a calculé les armatures transversale des poteaux (60× 60)  $A_{adapte}=12\text{HA}16+4\text{HA}14$

Donc  $\phi_l^{min} = 1,4$  ;  $L_f=0,7L_0=2,023\text{m}$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2,023}{0,6} = 3,37 < 5 \Rightarrow \rho = 3,75$$

D'après les recommandations du RPA soit :  $t_z^N = t_z^C = 10\text{cm}$

$$A_t = \frac{\rho \cdot V}{h \cdot f_e} \times t = \frac{3,75 \times 106,62 \times 0,1 \times 10^{-3}}{0,6 \times 400} = 1,67\text{cm}^2$$

$$3 \leq \lambda_g \leq 5 \Rightarrow 0,3\% (b \times t) < A_t^{min} < 0,8\% (t \times b) \Rightarrow \begin{cases} 5 - 3 \rightarrow 0,3\% - 0,8\% \\ 5 - 3,37 \rightarrow 0,3\% - x \end{cases}$$

$$A_t^{min} = 0,7075\% b \times t = 4,24\text{cm}^2$$

Les dimensions de la zone nodale sont :

$$\begin{cases} L' = 2 \times 45 = 90\text{cm} \\ h' = \max (48,16; 60\text{cm}) \end{cases}$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage transversal des poteaux des différents niveaux :

Tableau V.9 Calcul du ferrailage transversal.						
Niveau	RDC Etage 01	Etage 2-3	Etage 4-5	Etage 6-7	Etage 8-9	Etage 10
Section ( $\text{cm}^2$ )	60×60	55×60	55×55	50×55	50×50	50×45
$\Phi_l^{max}$	1,6	1,6	1,6	1,4	1,4	1,2
$\Phi_l^{min}$	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
$L_f(\text{cm})$	2,023	2,023	2,023	2,023	2,023	2,023
$\lambda_g$	3,37	3,37	3,68	3,68	4,05	4,05
V(KN)	106,62	126,86	116,79	112,46	93,98	111,19
$L_r(\text{cm})$	65	65	65	60	60	60
$t_z \text{ nodale}(\text{cm})$	10	10	10	10	10	10
$t_z \text{ cou}(\text{cm})$	10	10	10	10	10	10
$\rho$	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
$A_t(\text{cm}^2)$	1,67	1,98	1,99	1,92	1,76	2,08
$A_t^{min}(\text{cm}^2)$	4,24	3,89	3,47	3,15	2,69	2,42
$A_t^{adop}(\text{cm}^2)$	2HA10 +6HA8 =4.59	8HA8 =4.02	8HA8 =4.02	8HA8 =4.02	8HA8 =4.02	8HA8 =4.02

**Remarque :**

Nous avons calculé en premier lieu  $A_t$  avec  $t_z^c = 15\text{cm}$  mais on a remarqué que la section obtenue est très importante donc nous avons préféré de la calculer avec  $t_z^c = 10\text{cm}$ .

Les longueurs de recouvrement sont prises égales à 60 cm afin de recouvrir la hauteur de la zone nodale.

**V.2.3 Vérification nécessaires :**

**Vérification au flambement :**

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

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

Avec  $\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L'élanement mécanique est donné par :  $\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b}$  ... .. pour une section rectangulaire.

$l_f$  : longueur de flambement.

$A_s$  : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$B_r = (b - 2) \times (h - 2) \Rightarrow$  section réduite du poteau.

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 Vérification au flambement des poteaux.										
Niveau	h (cm)	b (cm)	$l_f$ (m)	$\gamma$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$N_u$ (KN)	$N_d$ (KN)	Obs
RDC-1	60	60	2,023	11,67	0,83	30,29	0,3365	<b>6056,58</b>	<b>4073,22</b>	Vérifiée
2-3	60	55	2,023	12,73	0,83	28,65	0,3075	<b>5539,68</b>	<b>2469,80</b>	Vérifiée
4-5	55	55	2,023	12,73	0,83	28,65	0,2809	<b>5133,30</b>	<b>1739,77</b>	Vérifiée
6-7	55	50	2,023	14,00	0,82	23,00	0,2544	<b>4539,53</b>	<b>1041,83</b>	Vérifiée
8-9	50	50	2,023	14,00	0,82	23,00	0,2304	<b>4173,47</b>	<b>419,98</b>	Vérifiée
10	50	45	2,023	15,55	0,82	18,10	0,2064	<b>3640,48</b>	<b>308,06</b>	Vérifiée

**Vérification des contraintes de compressions :**

Etant donné que la fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

Pour une section entièrement comprimé la vérification des contraintes sera comme suit :

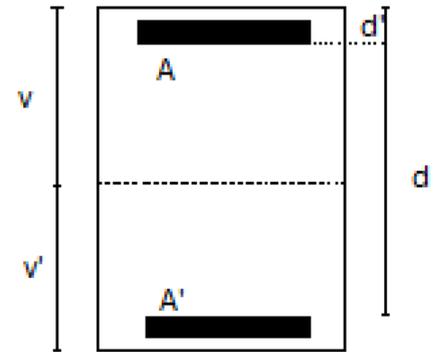
$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ Avec } \begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$  : Section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$



**Figure V.3** Section du poteau.

Les résultats de calcul pour les S.E.C sont regroupés dans le tableau ci-après :

<b>Tableau V.11</b> Vérification des contraintes dans les poteaux.						
Niveau	RDC - 01	2-3	4-5	6-7	8-9	10
Section (cm <sup>2</sup> )	60×60	55×60	55×55	50×55	50×50	50×45
d (cm)	57	57	52	52	47	47
A (cm <sup>2</sup> )	9,58	9,17	9,17	7,29	7,29	5,65
N(KN)	2578,88	2053,30	1564,38	1102,60	661,121	267,88
M <sub>ser</sub> (MN.m)	9,93	16,89	20,75	21,16	23,62	14,51
V(m)	0,3	0,3	0,275	0,275	0,25	0,25
V'(m)	0,3	0,3	0,275	0,275	0,25	0,25
M <sub>G</sub> <sup>ser</sup> (KN.m)	6,93	16,89	20,75	21,16	23,62	14,51
I <sub>yy'</sub> (m <sup>4</sup> )	0,0129	0,0119	0,00928	0,00825	0,006267	0,0053
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	6,87	5,96	4,93	3,85	2,53	1,15
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	6,71	5,52	4,32	3,12	1,58	0,46
σ <sub>bc</sub> (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

**Vérification des contraintes de cisaillements :**

Selon le **RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :  $\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 Vérification des contraintes de cisaillements.								
Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$\lambda_g$	$\rho_d$	d (cm)	V (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
RDC -1	60× 60	3.37	0.04	57	106.62	0.31	1.00	Vérifiée
2-3	55× 60	3.37	0.04	57	126.86	0.40	1.00	Vérifiée
4-5	55× 55	3.68	0.04	52	116.79	0.41	1.00	Vérifiée
6-7	55× 50	3.68	0.04	52	112.46	0.43	1.00	Vérifiée
8-9	50× 50	4.05	0.04	47	93.98	0.40	1.00	Vérifiée
10	45× 50	4.05	0.04	47	111.19	0.53	1.00	Vérifiée

**V.2.4 Vérification de la zone nodale :**

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :  $|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastique se forme dans les poutre plus tôt que dans les poteaux, néanmoins cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

- $M_s$ : moment résistant dans le poteau inférieur.
- $M_s$ : moment résistant dans le poteau supérieur
- $M_w$ : moment résistant a gauche de la poutre
- $M_e$ : moment résistant a droite de la poutre

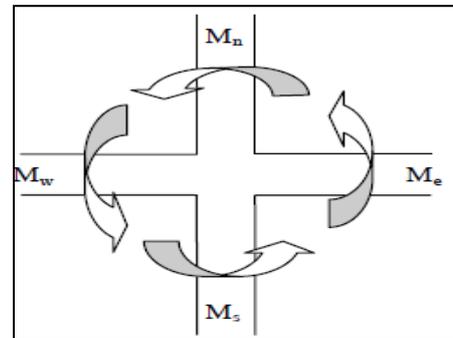


Figure V.4 Moments dans la zone nodale.

**Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :**

Le moment résistant (MR) d’une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton.
- ✓ De la quantité d’armatures dans la section.
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers.

On a:  $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$       Avec :  $z = 0.9h$  ,       $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Niveaux	Poteaux				
	h (m)	z (m <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	M <sub>R</sub> (KN.m)
RDC	0.60	0.540	9,58	400	206,928
1	0.60	0.540	9,58	400	206,928
2	0.60	0.540	9,17	400	198,072
3	0.60	0.540	9,17	400	198,072
4	0.55	0.495	9,17	400	181,566
5	0.55	0.495	9,17	400	181,566
6	0.55	0.495	7,29	400	144,342
7	0.55	0.495	7,29	400	144,3442
8	0.50	0.450	7,29	400	131,220
9	0.50	0.450	7,29	400	131,220

**Remarque :** La section d'armature prise en compte dans la vérification de la zone nodale pour les poteaux, comprend les aciers de la face tendue du poteau ainsi que celle du recouvrement.

Niveaux	Local	h (m)	z (m)	A <sub>s</sub> <sup>w</sup> (m <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>E</sup> (m <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	M <sub>R</sub> <sup>w</sup> (KN.m)	M <sub>R</sub> <sup>E</sup> (KN.m)
Etage courant	P.P	0.45	0.405	12,06	4,62	400	195,37	74,884
	P.S	0.40	0.36	7,7	3,39	400	110,88	48,816
Terrasse Inaccessible	P.P	0.45	0.405	12,06	4,62	400	195,37	74,844
	P.S	0.40	0.36	5,65	3,39	400	81,36	48,816

Niveaux	Poutre principales						Observation
	M <sub>n</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>n</sub> +M <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	1,25(M <sub>w</sub> +M <sub>e</sub> ) (KN.m)	
RDC	413,856	206,928	<b>620,784</b>	195,37	74,844	<b>337,77</b>	Vérifiée
1	405	206,928	<b>611,92</b>	195,37	74,844	<b>337,77</b>	Vérifiée
2	396,144	198,072	<b>594,21</b>	195,37	74,844	<b>337,77</b>	Vérifiée
3	379,638	198,072	<b>577,71</b>	195,37	74,844	<b>337,77</b>	Vérifiée
4	363,13	181,566	<b>544,696</b>	195,37	74,844	<b>337,77</b>	Vérifiée
5	325,98	181,566	<b>507,546</b>	195,37	74,844	<b>337,77</b>	Vérifiée
6	288,64	144,342	<b>432,982</b>	195,37	74,844	<b>337,77</b>	Vérifiée
7	275,56	144,3442	<b>419,902</b>	195,37	74,844	<b>337,77</b>	Vérifiée
8	262,44	131,220	<b>393,66</b>	195,37	74,844	<b>337,77</b>	Vérifiée

Tableau V.16 Vérification de la zone nodale poutre secondaire.							
Niveaux	Poutre secondaires						Observation
	$M_n$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$M_n+M_s$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
RDC	413,856	206,928	<b>620,784</b>	110,88	48,816	<b>199,62</b>	Vérifiée
1	405	206,928	<b>611,92</b>	110,88	48,816	<b>199,62</b>	Vérifiée
2	396,144	198,072	<b>594,21</b>	110,88	48,816	<b>199,62</b>	Vérifiée
3	379,658	198,072	<b>577,71</b>	110,88	48,816	<b>199,62</b>	Vérifiée
4	363,13	181,566	<b>544,696</b>	110,88	48,816	<b>199,62</b>	Vérifiée
5	325,98	181,566	<b>507,546</b>	110,88	48,816	<b>199,62</b>	Vérifiée
6	288,64	144,342	<b>432,982</b>	110,88	48,816	<b>199,62</b>	Vérifiée
7	275,56	144,344	<b>419,902</b>	110,88	48,816	<b>199,62</b>	Vérifiée
8	262,44	131,220	<b>393,66</b>	110,88	48,816	<b>199,62</b>	Vérifiée

➤ Schéma de ferrailage :

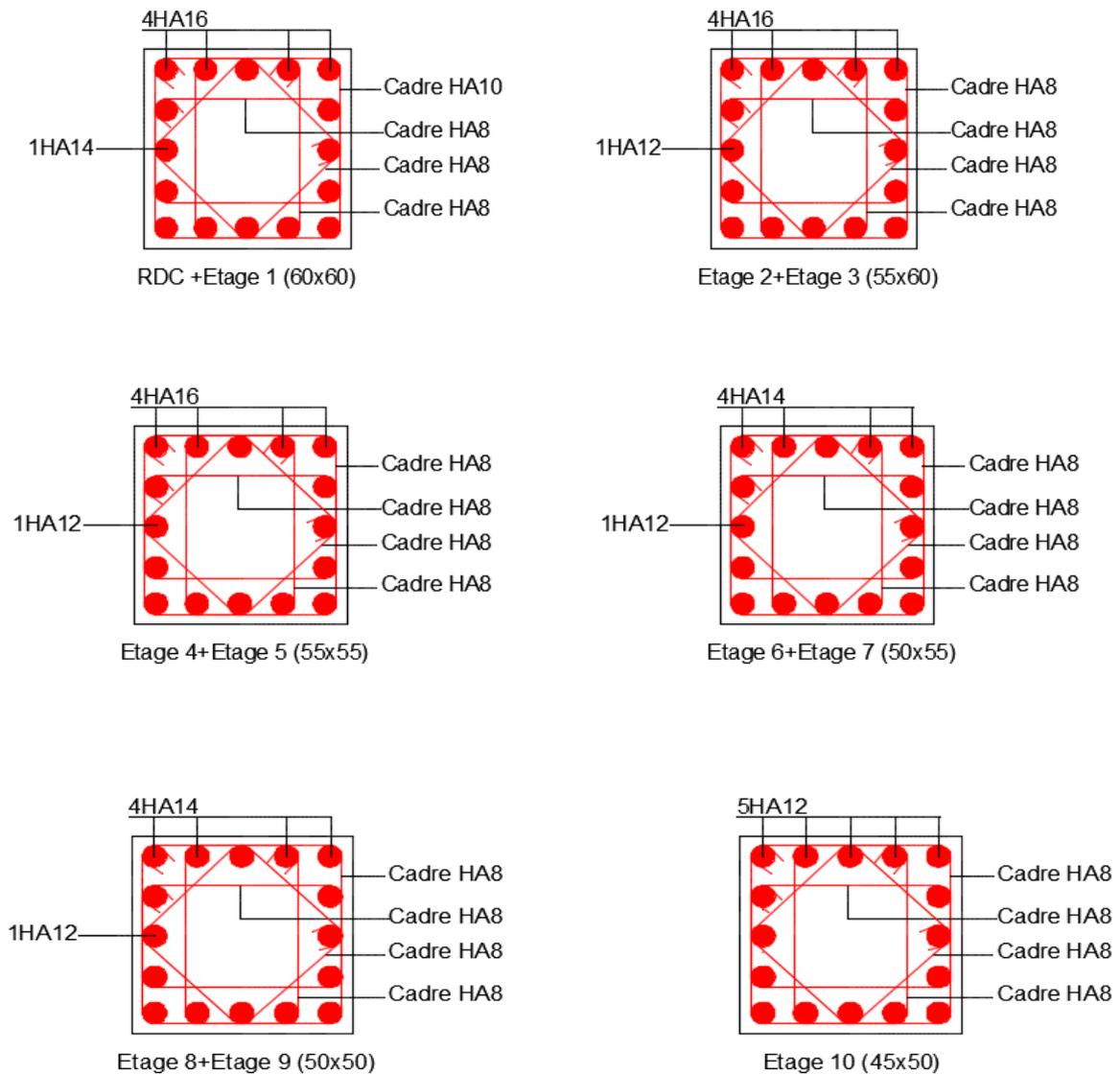


Figure V.5 Schéma de ferrillages des poteaux.

### V.3 Etude des voiles :

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, d'après le **RPA99 Version 2003 (Art 7.7.1)** considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition  $l \geq 4a$  ( $l, a$  : respectivement longueur et épaisseur du voile). Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

#### V.3.1 Exigence du RPA :

Le **RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leurs bases, leurs modes de rupture sont :

- ⎧ Rupture par flexion
- ⎨ Rupture en flexion par effort tranchant
- ⎩ Rupture par écrasement ou traction du béton

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations suivantes :

$$M_{max} \rightarrow N_{corresp} ; N_{max} \rightarrow M_{corresp} ; N_{min} \rightarrow M_{corresp}$$

#### Recommandations du RPA99/2003 :

- **Aciers verticaux (Art 7.7.4.1) :**

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.
- ✓ En zone tendu :  $s_t \leq 15\text{cm}$  et  $A_t^{min} = 0,2\% \times l_t \times e$
- ✓ A chaque extrémité de voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur de voile.
- ✓ Les barres de dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

- **Aciers horizontaux (Art 7.7.4.2) :**

- ✓ Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant et maintenir les aciers verticaux, ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

- **Armatures Transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m<sup>2</sup>.

- **Règles Communes :**

- ✓ Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0,15%
  - En zone courante 0,1%
- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est  $St \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$ .
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile
- ✓ La longueur de recouvrement doivent être égale à :
  - $40\phi$  → pour les barres situés 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.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :  $A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e}$  Avec  $V = 1,4Vu$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### V.3.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont tirées du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V.17** Sollicitation dans le voile Vx4 dans tous les niveaux.

Etage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC- 1	1036,47	36,3112	349,9457	828,18	-265,715	32,5195	203,6
2-3	704,08	45,45	215,62	424,07	-59,73	22,36	151,22
4-5	461,91	40,49	162,57	329,5	33,43	9,68	127,33
6-7	280,58	70,57	108,93	50,17	-18,53	83,22	92,61
8	108,55	82,25	92,22	3,87	-10,55	41,03	72,31

### V.3.3 Ferrailage des voiles :

Le calcul de ferrailage se fera sous l'effort normal « N » et moments fléchissant « M » à la flexion composée pour une section ( $e \times l$ ).

La section trouvée (A) sera comparée avec la section minimale ( $A_{\min}$ ) du **RPA99** et le ferrailage choisit est le plus défavorable entre les deux sections.

On va exposer un seul exemple de calcul :

- **Sous  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$**

$L=1,3\text{m}$  ,  $d=1,25\text{m}$  ,  $e=0,2\text{m}$  ,  $N_{\min} = -265,715\text{KN}$  ,  $M_{\text{cor}} = 32,5195 \text{ KN.m}$  (ELA)

**Calcul des contraintes :**

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{\max} ; \sigma_{\min} > 0 \rightarrow SEC \\ \sigma_{\max} ; \sigma_{\min} < 0 \rightarrow SET \\ \sigma_{\max} > 0, \sigma_{\min} < 0 \rightarrow SPC \end{cases}$$

$$\text{Dans notre cas : } \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{-265.715 \times 10^{-3}}{1.3 \times 0.2} + \frac{32.51 \times 10^{-3}}{0.037} \times 0.65 = -0.44 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{-265.715 \times 10^{-3}}{1.3 \times 0.2} - \frac{32.51 \times 10^{-3}}{0.037} \times 0.65 = -1.59 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow SET$$

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{s10}(d - d')} \quad A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{s10}(d - d')} \quad A_{\min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} ; \quad e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G ; \quad e_2 = (d - d') - e_1$$

$$\text{Soit : } e_1 = 0,722m ; \quad e_2 = 0,478m ; \quad A_1 = 2,646cm^2 ; \quad A_2 = 3,99cm^2 ; \quad A_{\min} = 6,5cm^2$$

**Armatures minimales en zone tendue et dans tout le voile :**

$$\begin{cases} A_{\min}^{Z,T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(0,2 \times 1,3) = 5,2cm^2 \\ A_{\min}^V = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(0,2 \times 1,3) = 3,9cm^2 \end{cases}$$

**Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm et } S_t = 10 \text{ cm sur } L/10 \text{ du voile.}$$

**Armatures horizontales :****Rôle des armatures horizontales :**

- ✓ Reprendre l'effort tranchant.
- ✓ Empêcher le flambement.

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.9 \times f_e}$$

$$\text{Avec } \tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 203.6 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.25} = 1.14 \text{ MPa}$$

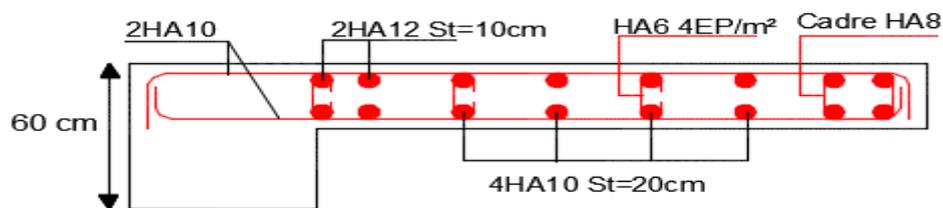
**Espacement des barres horizontales :**

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \quad \text{On opte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } A_h = \frac{1.14 \times 0.2 \times 0.2}{0.9 \times 400} = 1.27 > A_h^{\min} = \frac{0.4 \times e \times S_t}{f_e} = 0,4cm^2 \text{ Soit : } 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2.$$

**Tableau V.18** Ferrailage du voile Vx4 dans tous les niveaux.

Niveaux	RDC-1	2-3	4-5	6-7	8	/
l(m)	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	/
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	/
M(KN)	32,5195	22,36	162,57	83,22	41,0317	/
N(KN.m)	-265,715	-59,73	329,5	-18,53	-10,5546	/
d (m)	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	/
V(KN)	203,6	151,22	127,33	92,61	72,31	/
$\tau$ (MPa)	1,14	0,847	0,713	0,519	0,405	/
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	/
$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	6,5	1,76	0	1,91	1,06	/
$A^{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	/
$I$ (m <sup>4</sup> )	0,037	0,037	0,037	0,037	0,037	/
v(m)	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	/
$\sigma^{min}$ (MPa)	-1,599	-0,619	-1,6	-1,53	-0,769	/
$\sigma^{max}$ (MPa)	-0,44	0,161	4,11	1,39	0,69	/
$l_t$ (m)	1,3	0,268	0,365	0,619	0,614	/
$l_c$ (m)	0	0,764	0,571	0,063	0,072	/
$A_{tendu}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	5,2	1,072	1,458	2,475	2,455	/
$A_{courant}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	/	1,52	1,142	0,125	0,145	/
$S_t$ (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	/
$A_{v/face}^{adopté}$	4HA12 +4HA10	4HA10 +4HA8	4HA10 +4HA8	4HA10 +4HA8	4HA10 +4HA8	/
$S_t$ (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	/
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1,27	0,94	0,79	0,58	0,45	/
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	/
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	/



**Figure V.6** Schéma de ferrailage de voile Vx4 (RDC+1<sup>er</sup> étage).

**Conclusion**

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

- Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations.
- Ils sont ferrillées souvent par le minimum du RPA, cela et dû à l'interaction voile portique.
- Les exigences de RPA valorisent la sécurité par rapport à l'économie.

# **Infrastructure**

# CHAPITRE VI

**Introduction :**

On appelle l'infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage qui a pour le rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

**VI.1 Les différents types de fondations :**

Il existe plusieurs types de fondations on distingue :

- ✓ Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier général).
- ✓ Les fondations semi profondes.
- ✓ Les fondations profondes (pieux).

**➤ Choix du type de fondation :**

Le choix de types de fondations se fait selon les conditions suivantes :

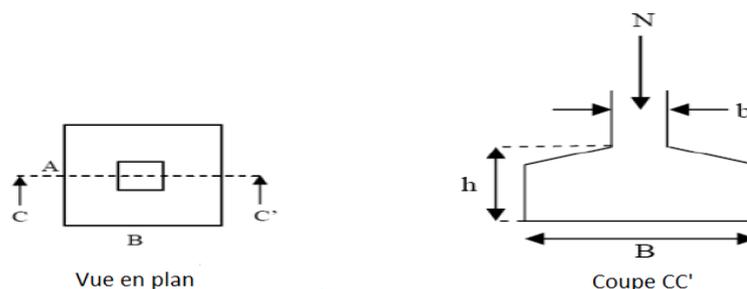
- ✓ La capacité portante de sol.
- ✓ La charge à transmettre au sol.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ La profondeur d'encrage.

D'après le RPA99/2003(Art 10.1.4.1) les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

**VI.2 Etude des fondations :****1. Vérification de la semelle isolée :**

En premier lieu, on propose des semelles isolées donc la vérification à faire est :  $\frac{N^{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots (1)$



**Figure VI.1** Schéma d'une semelle isolée.

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

$N^{Ser}$  : l'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel **ETABS V2016**.

$N^{Ser} = 2578.88 \text{ KN}$       A L'ELS

S : surface d'appui de la semelle.  $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.  $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow B = \frac{A}{a} b \dots\dots\dots(2)$$

Avec : a, b les dimensions d'avant poteau.

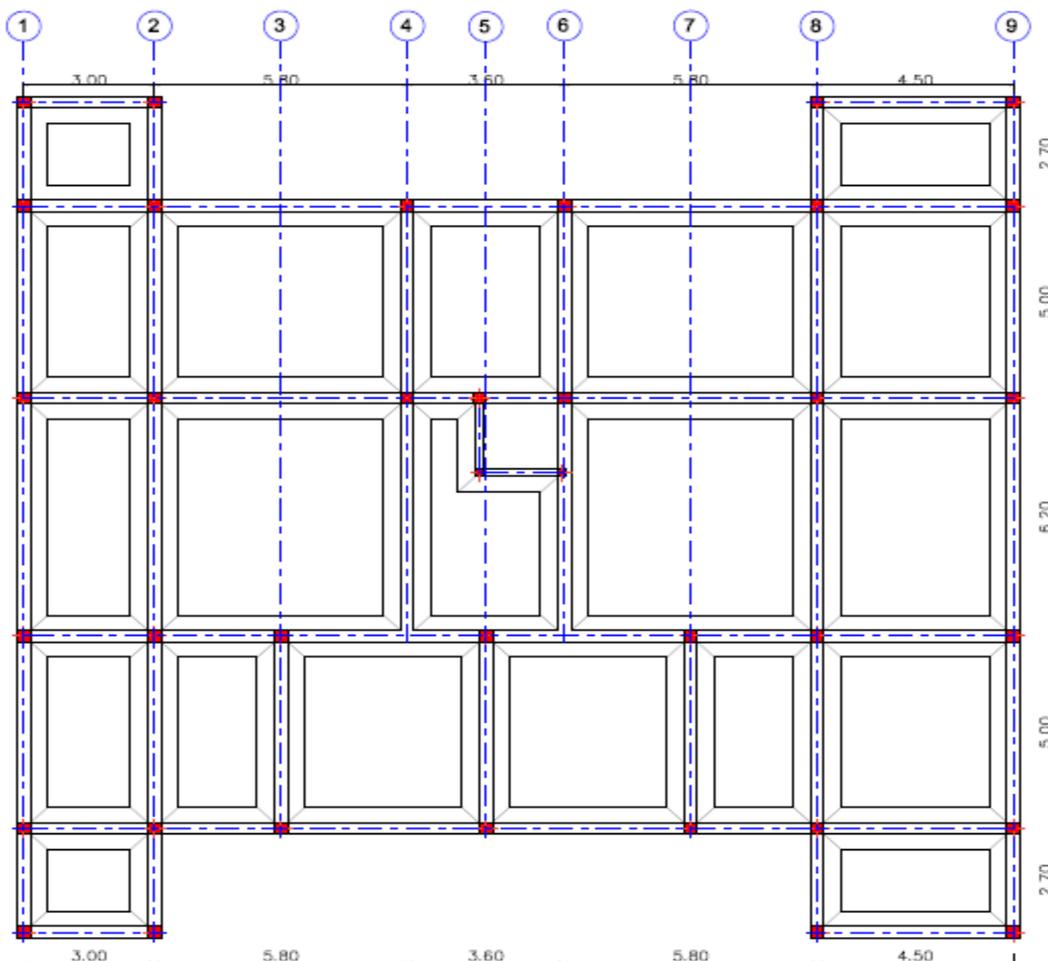
On remplace (2) dans l'équation (1) on trouve :

$$A \geq \sqrt{\frac{N^{Ser} \times a}{\bar{\sigma}_{sol} \times b}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{2578.88 \times 0.6}{200 \times 0.6}} \Rightarrow A \geq 3.59 \text{ m}$$

On remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 2.7 m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

**2. Vérification de la semelle filante :**

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée en utilisant le logiciel **ETABS 2016**, pour tirer les efforts normaux situés sous les fils des portiques.



**Figure VI. 2** Les différentes files des semelles filantes.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Les files de portiques	1	2	3	4	5	6	7	8	9
La somme des efforts	5499.36 KN	6953.41 KN	3324.63 KN	3019.29 KN	3840.04 KN	3239.4 KN	3445.89 KN	9093.75 KN	5456.17 KN

D'après les résultats de tableau précédant on constate que la file numéro 8 est la plus sollicitée.

$N_i$ : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$\sum_{i=1}^6 N_i = 9093.75 \text{ KN}$$

La surface totale des semelles se calcul par la formule suivante :

Données :  $N^{\text{Ser}} = 9093.75 \text{ KN}$  ;  $\sigma_{\text{sol}} = 2.00 \text{ Bars}$

$L = \sum l_i + 2 \times l_{\text{Débordement}}$  Avec  $l_{\text{Débordement}} = 0.6 \text{ m}$

$L = 22.8 \text{ m}$

$$S \geq \frac{N^{\text{Ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N^{\text{Ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow B \geq \frac{N^{\text{Ser}}}{\sigma_{\text{sol}} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{9093.75}{200 \times 22.8} \Rightarrow B \geq 1.99 \text{ m}$$

On opte pour :  $B = 2 \text{ m}$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2.7m, on remarque qu'il n'y aura pas de chevauchement entre les semelles filantes.

**- Calcul de la surface de la semelle filante :**

$$S \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{9093.75}{200} = 45.46 \text{ m}^2$$

**- Calcul de la hauteur total de la semelle filante :**

La hauteur totale de la semelle ( $h_t$ ) est déterminée par la formule :

$$h_t = d + d'$$

Avec :

$d'$ : Enrobage des armatures  $d' = 5 \text{ cm}$

$d$ : Hauteur utile que doit vérifier la condition suivante :  $d > \frac{B-b}{4}$

$d = 0.35$  donc  $h_t = 40 \text{ cm}$

**- Vérification en tenant compte du poids de la semelle filante :**

La semelle est soumise à son poids propre ainsi qu'au poids de la superstructure :

$$N_T = N_{\text{sup}} + N_{\text{inf}}$$

Avec :

$$N_{\text{sup}} = \sum N_i = 9093.75 \text{ KN}$$

$$N_{\text{infr}} = N_{A.P} + N_{S.f}$$

$$N_{\text{Avant poteau}} = \gamma b \times S_{A.P} \times h \times n$$

$$N_{\text{Semelle filante}} = \gamma b \times S_{S.f} \times h_t$$

Avec :

$S_{A.P}$  : Surface de l'avant poteaux  $(60 \times 60) \text{ cm}^2$

$h$  : Hauteur de l'avant poteaux  $h=1\text{m}$ .

$n$  : Nombre de poteaux revenant à la semelle filante  $n=6$ .

$h_t$  : Hauteur de la semelle filante  $h_t=0.4\text{m}$

A.N :

$$N_{A.P} = 25 \times 0.6^2 \times 1 \times 6 = 54 \text{ KN}$$

$$N_{S.f} = 25 \times 45.46 \times 0.4 = 454.6 \text{ KN}$$

$$N_T = 9602.35 \text{ KN}$$

**✓ Vérification de la contrainte :**

$$\frac{N^{\text{Ser}}}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{9602.35 \times 10^{-3}}{45.46} = 0.211 \text{ MPa} > 0.20 \text{ MPa}$$

On constate que la contrainte de la semelle filante est supérieure à la contrainte admissible du sol, ce qui revient à dire que ce type de semelle ne convient pas à notre structure.

Donc on opte pour un radier général appuyé sur les nervures.

**3. Radier général :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les piliers de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme.

## 3.1. Pré dimensionnement :

## - Condition de coffrage :

$$\begin{cases} h_t = \frac{L_{max}}{10} \\ h_r = \frac{L_{max}}{20} \end{cases}$$

Avec :

$h_r$  : hauteur de la dalle.

$h_t$  : hauteur des nervures.

$L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ( $L_{max} = 6.2$  m).

Donc :

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{620}{20} = 31 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{620}{10} = 62 \text{ cm} \end{cases}$$

## - Condition de rigidité

On dit qu'un radier est rigide si :

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \end{cases}$$

Avec :

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

$K$  : coefficient de raideur du sol (pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^7$  KN /m<sup>3</sup>).

On a :

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 \text{ sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très bon sol} \end{cases}$$

$E$  : module d'élasticité du béton :  $E = 3.216 \times 10^7$  KN/m<sup>2</sup>.

$b$  : largeur de la semelle.

$I$  : Moment d'inertie de la semelle  $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (6.2)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 0.9674 \text{ m} = 96.74 \text{ cm}$$

D'après les conditions de coffrage et rigidité on opte pour  $h_t = 100$  cm .

### - Calcul de la surface du radier :

La surface nécessaire au radier est calculée à travers la condition suivante :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

L'effort normal N représente le poids total de la superstructure,

Soit :  $N = 53118.4676 \text{ KN}$

$$\Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{53118.4676}{200} = 265.59 \text{ m}^2$$

On prend :  $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} = 438.4 \text{ m}^2$

Les dimensions du radier sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur de la nervure } h_t = 100 \text{ cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 40 \text{ cm} \\ \text{enrobage } d' = 5 \text{ cm} \\ \text{la surface du radier } S_{\text{rad}} = 438.4 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

### 3.2. Vérifications diverses :

#### - Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa}$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

Les caractéristiques géométriques du radier sont donc comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = 13701.2 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 11.78 \text{ m} \\ I_y = 21948.5 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 11.1 \text{ m} \end{array} \right.$$

Les efforts extraits à partir du logiciel **ETABS** sont :

$$M_x = 61.302 \text{ MN.m} ; M_y = 42.331 \text{ MN.m}$$

#### - Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

Sens X-X :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{53.118}{438.4} + \frac{61.302}{13701.2} \times 11.1 = 0.174 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{53.118}{438.4} - \frac{61.302}{13701.2} \times 11.1 = 0.071 \text{ MPa} \end{cases}$$

On trouve :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.174 + 0.071}{4} = 0.148 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa}$$

On remarque que la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

Sens Y-Y :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{53.118}{438.4} + \frac{42.331}{21948.5} \times 11.78 = 0.143 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{53.118}{438.4} - \frac{42.331}{21948.5} \times 11.78 = 0.098 \text{ MPa} \end{cases}$$

On obtient donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.143 + 0.098}{4} = 0.131 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa}$$

On remarque que la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

On constate que les contraintes moyennes sous le radier dans les deux sens, sont vérifiées.

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande  $b = 1 \text{ m}$  et de hauteur utile  $d$ .

$$\text{Avec : } V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2S_{\text{rad}}} = \frac{72856.67 \times 6.2}{2 \times 438.4} = 515.18 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{0.51518}{1 \times 2.5} = 0.206 \text{ m}$$

$$\text{On prend : } d = 35 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} = 1.47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5$$

- **Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (Art A.5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal de calcul à l'ELU du poteau le plus sollicité.  $N_d = 3541.93$  KN

$h_t$  : hauteur total de radier.  $h_t = 1$  m

$U_c$  : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

Le poteau le plus sollicité est le poteau  $(60 \times 60)$  cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A + B)$

Tel que :

$$\begin{cases} A = a + h_t = 1.6 \text{ m} \\ B = b + h_t = 1.6 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow U_c = 6.4 \text{ m}$$

$$N_d = 3.541 \text{ MN} < 0.045 \times 6.4 \times 1 \times \frac{25}{1.5} = 4.8 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

- **Vérification de la poussée hydrostatique :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$$

Avec :

$f_s$  : Coefficient de sécurité ( $f_s = 1.5$ ).

$H$  : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ( $H = 1.8$  m).

$S_{\text{rad}}$  : Surface du radier ( $S_{\text{rad}} = 438.4$  m<sup>2</sup>).

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10$  KN/m<sup>3</sup>).

$$N = 53118.46 \text{ KN} > 1.5 \times 1.8 \times 438.4 \times 10 = 11836.8 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

**Sens X-X**

$$e = \frac{61.302}{53.118} = 1.15 < \frac{22.7}{4} = 5.67 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Sens Y-Y**

$$e = \frac{42.331}{53.118} = 0.79 < \frac{21.6}{4} = 5.4 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

### 3.3. Ferrailage :

#### 3.3.1. Calcul de la dalle du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable, et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

#### - Calcul des sollicitations :

Soit le panneau le plus sollicité ci-contre :

$$\begin{cases} l_x = 5.8 - 0.6 = 5.2 \text{ m} \\ l_y = 6.2 - 0.6 = 5.6 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.2}{5.6} = 0.92$$

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$N_u$  : l'effort normal ultime donné par la structure.

✓ Poids de radier :

$$P_{rad} = h_{rad} \times S_{rad} \times \gamma_b$$

✓ Poids de la nervure :

$$P_{ner} = b_{pot} \times h_t \times \gamma_b \times L_{ner}$$

$$\text{On a: } \begin{cases} N_u^{cal} = 72856.67 \text{ KN} \\ P_{rad} = 4384 \text{ KN} \\ P_{ner} = 3437 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :  $N_u = N_u^{cal} + 1.35(P_{rad} + P_{ner}) = 83550.29 \text{ KN}$ .

$$Q_u = \frac{83550.29}{438.4} = 190.58 \text{ KN/m}^2$$

$\rho = 0.92 > 0.4 \Rightarrow$  la dalle travail dans les deux sens :  $\begin{cases} \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \end{cases}$

#### - Calcul des moments isostatiques à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 = 225.198 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 185.811 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### - Les moments corrigés à l'ELU :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 191.41 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 157.93 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -112.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de  $(b \times h) = (1 \times 0.4) \text{ m}^2$ .

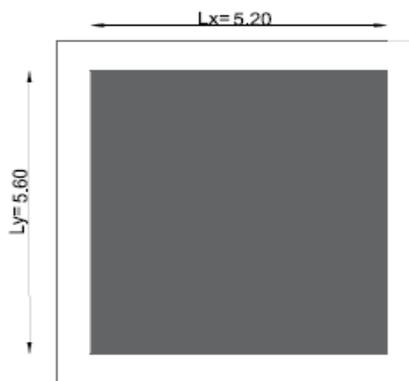


Figure VI.3 Le panneaux le plus sollicité.

## - Condition de non-fragilité :

$$\text{On a: } \begin{cases} \rho = 0.92 > 0.4 \\ e = 40\text{cm} > 12\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.92}{2}\right) \times 0.4 \times 1 = 3.32\text{cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0.0008 \times 1 \times 0.4 = 3.2\text{cm}^2 \end{cases}$$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Localisation		M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Nombre de barres	S <sub>t</sub> (cm)
Travée	X-X	191.41	16.70	3.32	18.85	6HA20	17
	Y-Y	157.93	13.62	3.2	17.07	7HA16	15
Appui		-112.59	9.57	3.32	10.05	5HA16	20

## ➤ Vérification à l'ELU:

## - Vérification au cisaillement:

Il faut vérifier que  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ (Mpa)}$

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{Q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 284.2 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{Q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 227.55 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow V_{\max} = 284.2 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{284.2 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.812 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa}$$

## ➤ Vérifications à l'ELS :

$$\text{On a: } Q_s = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}}$$

Avec N<sub>s</sub>: effort normal de service donné pas la structure

$$N_s = N_s^{\text{cal}} + P_{\text{rad}} + P_{\text{ner}} = 61039.66 \text{ KN}$$

$$\text{Donc ; } Q_s = \frac{61039.66}{438.4} = 139.23 \text{ KN/m}^2$$

## - Calcul des moments isostatiques à l'ELS :

$$\text{On a: } \rho = 0.92 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.8799 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 191.63 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 168.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## - Calcul des moments corrigés à l'ELS :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 162.88 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 143.32 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -95.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## - Vérification des contraintes :

Le tableau ci-dessous résume les résultats des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.3 Vérification des contraintes à l'ELS.								
Localisation		$M_s$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	162.88	11.52	206843.8	9.07 < 15	Vér	277.31 > 201.63	N.Vér
	Y-Y	143.32	11.07	191844.79	8.27 < 15	Vér	268.15 > 201.63	N.Vér
Appui		-95.81	8.87	126190.72	6.73 < 15	Vér	297.54 > 201.63	N.Vér

La contrainte de traction des aciers n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS.

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de calcul des armatures à l'ELS du radier :

Tableau VI.4 Calcul des armatures à l'ELS.							
Localisation		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ (10 <sup>-3</sup> )	$\alpha$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Nombre de barres	$S_t$ (cm)
Travée	X-X	162.88	6.59	0.37	26.39	6HA25=29.45	17
	Y-Y	143.32	5.8	0.35	23.05	5HA25=24.54	20
Appui		-95.81	3.86	0.3	15.03	6HA20=18.85	17

Le tableau ci-dessous résume les vérifications de la contrainte de traction dans les aciers après avoir recalculé les armatures à l'ELS :

Tableau VI.5 Vérification des contraintes à l'ELS après augmentation du ferrailage.								
Localisation		$M_s$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	162.88	13.71	286128.98	7.80 < 15	Vér	181.76 < 201.63	Vér
	Y-Y	143.32	12.78	251319.22	7.29 < 15	Vér	190.01 < 201.63	Vér
Appui		-95.81	11.42	203522.69	5.37 < 15	Vér	166.48 < 201.63	Vér

## - Vérification des espacements :

La fissuration est nuisible, donc pour les deux sens on a :

$$S_t \leq \min(2h_r; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$$

## ❖ Schéma de ferrailage du radier :

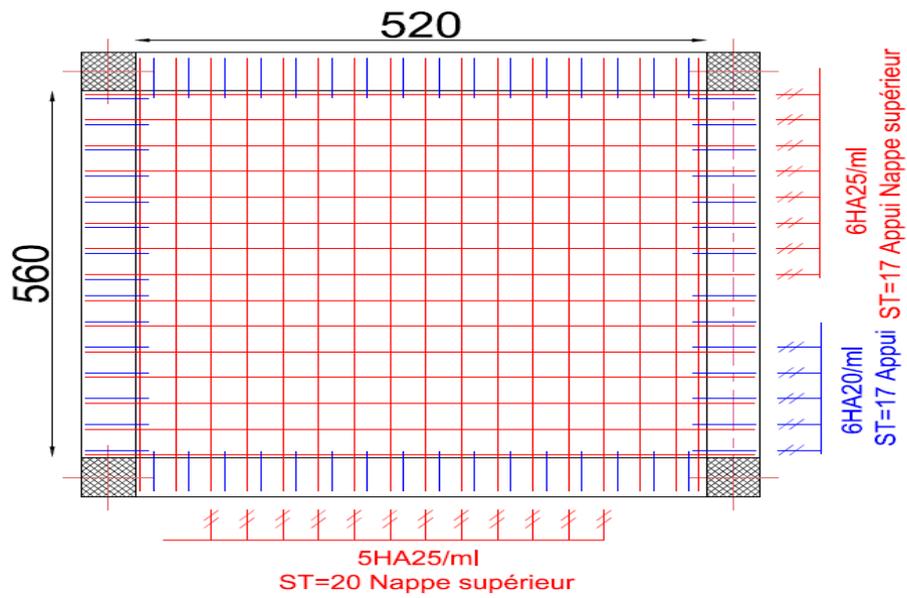


Figure VI.4 Schéma de ferrailage du radier.

3.3.2. Calcul des nervures :

Les nervures sont des sections en T inversé, servent d'appuis pour la dalle du radier et la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :

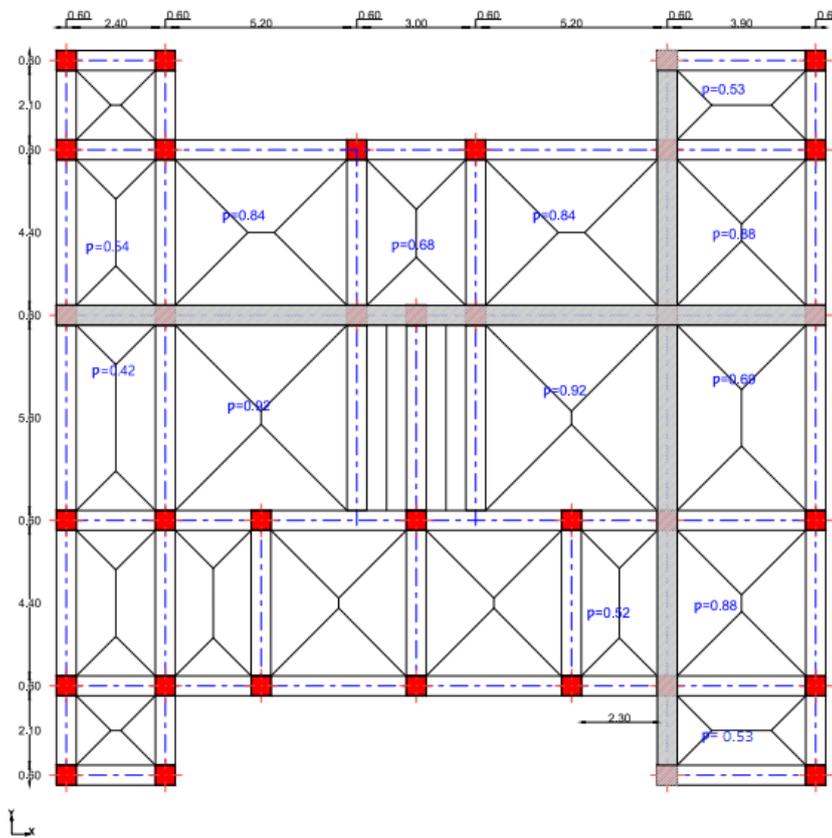


Figure VI.5 Schéma des lignes de ruptures.

La transmission des charges est subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires). Pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

➤ **Méthode de calcul :**

✓ **Charges triangulaires :**

**Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée :**

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

**Cas d'une seule charge triangulaire par travée :**

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

**Remarque :**

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

✓ **Charges trapézoïdales :**

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

$q_m$  : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

$q_v$  : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$P$  : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

✓ Sens X-X :

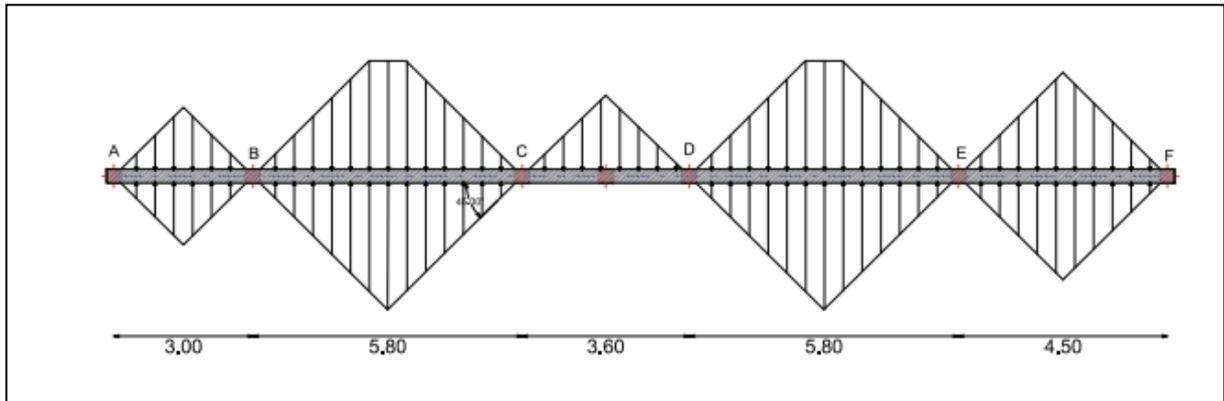


Figure VI.6 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X.

✓ Sens Y-Y :

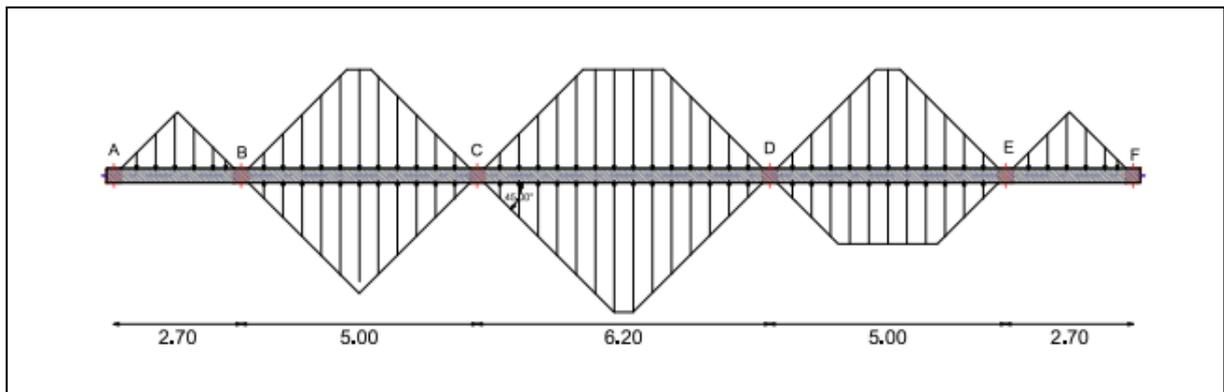


Figure VI.7 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.

- Calcul de chargement :

Détermination de  $P_u$  et  $P_s$  :

On a :

$$\begin{cases} N'_u = N_u - N_{ner} = 83550.29 - 1.35 \times 3537 = 78775.34 \text{ KN} \\ N'_s = N_s - N_{ner} = 61039.66 - 3537 = 57502.66 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} P_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = \frac{78775.34}{438.4} = 179.68 \text{ KN/m}^2 \\ P_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = \frac{57502.66}{438.4} = 131.16 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Sens X-X :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 Les chargements sur les travées sens X-X.					
Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF
$q_m^u$ (KN/m)	287.488	613.77	179.68	613.77	467.168
$q_m^s$ (KN/m)	209.856	448.03	131.16	448.03	341.016
$q_v$ (KN/m)	215.616	462.86	134.76	462.86	350.376

Sens Y-Y :

Tableau VI.7 Les chargements sur les travées sens Y-Y.					
Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF
$q_m^u$ (KN/m)	125.78	523.46	630.14	447.94	125.78
$q_m^s$ (KN/m)	91.81	382.11	459.98	326.98	91.81
$q_v$ (KN/m)	94.33	393.86	564.86	384.22	94.33

### Calcul des sollicitations :

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

### Moments aux appuis intermédiaires :

$$M_a = - \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)}$$

Avec : les longueurs fictives  $l'$   $\begin{cases} l: \text{travée de rive} \\ 0.8 l: \text{travée intermédiaire} \end{cases}$

### Moments aux appuis de rives :

$$M_a = 0.15M_0 \text{ Avec } M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

### Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$$V_1 = \frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} \quad V_2 = - \frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} \quad V = \max(V_1; V_2)$$

Sens X-X :

✓ A l'ELU :

Tableau VI.8 Sollicitations dans les nervures à l'ELU sens X-X							
Travée	L (m)	$q_m$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$X_0$ (m)	$M_o$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	3	287.48	0	-1063.689	0.267	104.89	11.14
B-C	5.8	613.77	-1063.689	-1026.379	2.91	2580.87	<b>1535.902</b>
C-D	3.6	179.68	-1026.379	-1026.379	1.8	291.08	735.297
D-E	5.8	613.77	-1026.379	<b>-1348.889</b>	2.809	2578.362	1395.788
E-F	4.5	467.16	-1348.889	0	2.878	1113.719	627.52

✓ A l'ELS :

Tableau VI.9 Sollicitations dans les nervures à l'ELS sens X-X.							
Travée	L (m)	$q_m$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$x_0$ (m)	$M_o$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	3	209.856	0	-776.457	0.267	76.57	7.462
B-C	5.8	448.03	-776.457	-749.22	2.91	1883.94	<b>1121.152</b>
C-D	3.6	131.16	-749.22	-749.22	1.8	212.48	536.741
D-E	5.8	448.03	-749.22	<b>-976.086</b>	2.813	1882.271	1023.021
E-F	4.5	341.016	-976.086	0	2.886	794.227	444.137

Sens Y-Y :

✓ A l'ELU :

Tableau VI.10 Sollicitations des nervures à l'ELU sens Y-Y.							
Travée	L (m)	$q_m$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$x_0$ (m)	$M_o$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	2.7	125.78	0	-631.733	0.51	102.96	16.37
B-C	5	523.46	-631.733	<b>-1449.496</b>	2.188	1610.33	620.749
C-D	6.2	630.14	-1449.496	-1386.034	3.116	3027.74	<b>1610.141</b>
D-E	5	447.94	-1386.034	-546.864	2.875	1368.317	464.805
E-F	2.7	125.78	-546.864	0	2.96	48.400	4.261

✓ A l'ELS :

Tableau VI.11 Sollicitations des nervures à l'ELS sens Y-Y.							
Travée	L (m)	$q_m$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$x_0$ (m)	$M_o$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	2.7	91.81	0	-461.144	0.51	75.15	11.954
B-C	5	382.11	-461.144	<b>-1058.083</b>	2.188	1175.50	453.131
C-D	6.2	459.98	-1058.083	-1011.755	3.116	2210.15	<b>1175.346</b>
D-E	5	326.98	-1011.755	-399.189	2.875	998.822	339.292
E-F	2.7	91.81	-399.189	0	2.56	35.328	3.112

➤ **Ferraillage des nervures :**

Le ferraillage des nervures se fera à la flexion simple.

✓ **Détermination de la largeur b selon les deux sens :**

Donnés :

$$\begin{cases} h = 1 \text{ m} ; h_0 = 0.4 \text{ m} \\ b_0 = 0.6 \text{ m} ; d = 0.95 \text{ m} \end{cases}$$

On a :

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

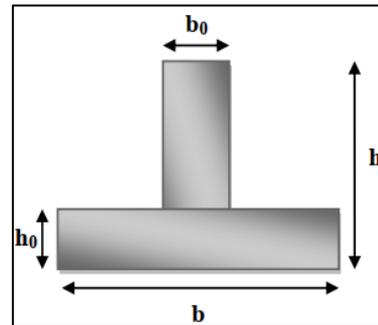


Figure VI.8 Schéma de nervure.

✓ **Sens X-X :**

$$\frac{b - 0.6}{2} \leq \min\left(\frac{5.20}{2}; \frac{2.1}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.6}{2} \leq \min(2.6; 0.21)$$

Donc :  $b \leq 1.02\text{m}$  soit  $b=1\text{m}$

✓ **Sens Y-Y :**

$$\frac{b - 0.6}{2} \leq \min\left(\frac{5.60}{2}; \frac{2.4}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.6}{2} \leq \min(2.8; 0.24)$$

Donc :  $b \leq 1.08 \text{ m}$  soit  $b=1\text{m}$

Calcul de moment équilibré par la table :

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

Donc l'axe neutre passe par la table de compression : calcul d'une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

Si  $M < 0$  : Calcul d'une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ).

Les résultats de ferraillage sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.12 Calcul des ferraillages.						
Localisation		$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix des barres
X-X	Travée	1535.90	49.63	11.47	58.90	12HA25
	Appui	-1348.88	45.19	6.88	58.90	12HA25
Y-Y	Travée	1610.14	52.22	11.47	58.90	12HA25
	Appui	-1449.49	49.00	6.88	58.90	12HA25

➤ Vérification nécessaire :

- Vérification des efforts tranchants à l'ELU :

On a:  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :  $\bar{\tau}_u < \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{F.N}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X - X: } \tau_u = \frac{1382.36 \times 10^{-3}}{1 \times 0.95} = 1.45 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.} \\ \text{Sens Y - Y: } \tau_u = \frac{1749.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.95} = 1.84 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

- Vérification de la jonction de table nervure :

$$\tau_u = \frac{v_u \left( \frac{b - b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Sens X-X  $\Rightarrow \tau_u = \frac{1382.36 \times \left( \frac{1-0.6}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.95 \times 0.4 \times 1} = 0.808 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Sens Y-Y  $\Rightarrow \tau_u = \frac{1749.67 \times \left( \frac{1-0.6}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.95 \times 0.4 \times 1} = 1.02 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.13 Vérification des contraintes dans les nervures à l'ELS.								
Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs	σ <sub>st</sub> ≤ σ <sub>st</sub> (MPa)	Obs
X-X	Travée	1121.152	33.07	4594048.73	8.07 < 15	Vér	226.7 > 201.63	N.Vér
	Appui	-976.0866	40.18	3952480.70	9.92 < 15	Vér	203.07 > 201.63	N.Vér
Y-Y	Travée	1175.346	33.07	4594048.73	8.46 < 15	Vér	237.66 > 201.63	N.Vér
	Appui	-1058.083	40.18	3952480.70	10.75 < 15	Vér	220.13 > 201.63	N.Vér

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS

Tableau VI.14 Calcul des armatures à l'ELS.							
Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	β (10 <sup>-3</sup> )	α	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Nombre de barres
X-X	Travée	1121.152	6.16	0.36	66.67	68.72	14HA25
	Appui	-976.0866	8.9	0.42	59.35	65.19	12HA25+2HA20
Y-Y	Travée	1175.346	6.45	0.37	70.06	78.54	16HA25
	Appui	-1058.083	9.69	0.43	64.72	65.19	12HA25+2HA20

**Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t^{\max}\right] \leq 25 \text{ mm, alors } \phi_t = 10$$

$$A_t = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \\ 2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 78.5 \text{ cm} \\ 3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \leq 64.41 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$

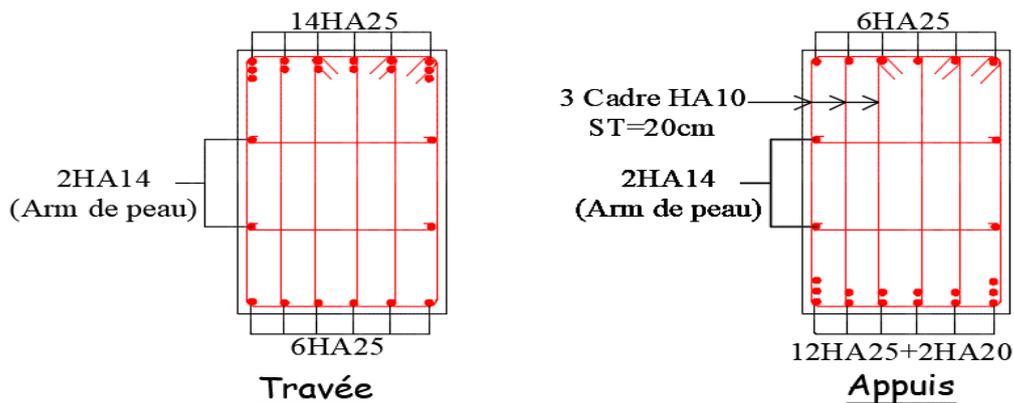
**Les armatures de peau :**

Vu la hauteur des nervures le BAEL préconise de mettre des armatures de peau de section :

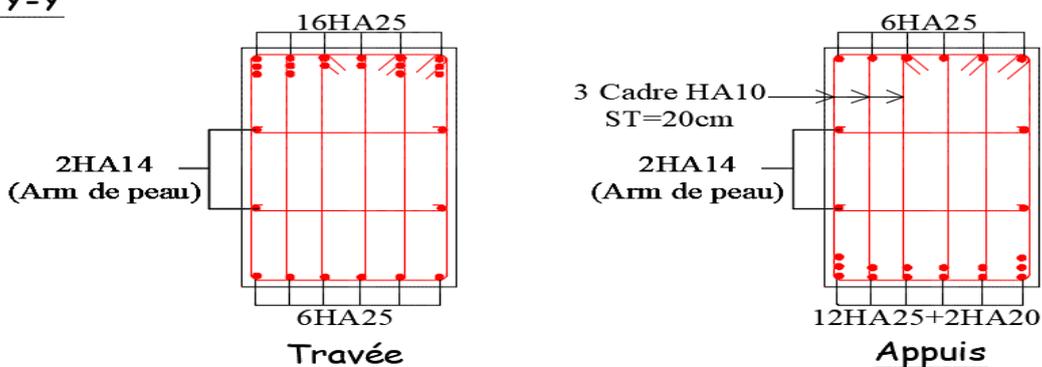
$$A_p = 3 \times h = 3 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

❖ Schémas de ferrailage :

Sens X-X



Sens Y-Y



**Figure VI.9** Schéma du ferrailage de la nervure.

**VI.3 Etude des voiles périphérique :**

D'après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**, Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 20 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

**VI.3.1 Dimensionnement du voile périphérique :**

- ✓ Hauteur  $h=1,8m$
- ✓ Longueur  $L=6,2 m$
- ✓ Épaisseur  $e=20 cm$

❖ **Caractéristique du sol :**  $\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique: } \gamma = 21,3 \text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 0,61 \text{ bars} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 22,9^\circ \end{array} \right.$

**Remarque :** Pour le cas le plus défavorable on prend  $C=0$

❖ **Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

- **La poussée des terres :**  $G = h \times \gamma \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

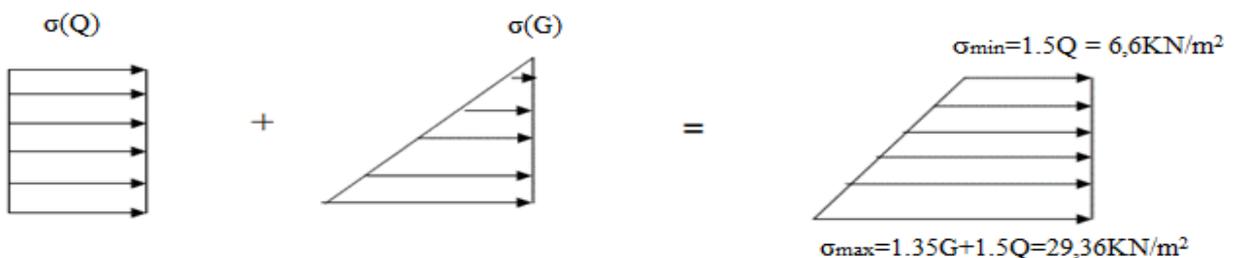
$$G = 1,8 \times 21,3 \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{22,9}{2} \right) = 16,86 \text{ KN/m}^2$$

- **Surcharge accidentelle :**  $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2 \times c}{\gamma \times h} \times \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow Q = 4,4 \text{ KN/m}^2$$

**VI.3.2 Ferrailage du voile :**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.



**Figure VI.10** Diagramme des contraintes.

- **AP'ELU** :  $\sigma_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 16,86 + 1,5 \times 4,4 = 29,36 \text{ KN/m}^2$   
 $\sigma_{\min} = 1,5 \times Q = 1,5 \times 4,4 = 6,6 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 29,36 + 6,6}{4} = 23,67 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 23,67 \text{ KN/ml}$$

- **AP'ELS** :  $\sigma_{\max} = G + Q = 16,86 + 4,4 = 21,26 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_{\min} = Q = 4,4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 21,26 + 4,4}{4} = 17,04 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 17,04 \text{ KN/ml}$$

$$L_x = 1,8 \text{ m} ; b = 1 \text{ ml} ; L_y = 6,2 \text{ m} ; e = 0,20 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{1,8}{6,2} = 0,29 < 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans un seul sens.}$$

#### -Calcul des moments

$$M_u = -\left(\frac{q_u \times l_x^2}{2}\right) = -38,34 \text{ KN.m} ; M_s = -23,60 \text{ KN.m} ;$$

$$V_u = q_u \times l_x = 42,60 \text{ kN.}$$

#### -Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section de  $(1 \times 0,2) \text{ m}^2$ , on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.15 Ferrailage du voile périphérique.							
Localisation	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{\text{cal}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{\text{min}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{\text{adopté}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
X-X	38.34	0.105	0.139	0.151	7.29	2	4HA16=8.04
Y-Y	$A_y = A_x / 3 = 2.68 \text{ cm}^2$ on choisit <b>4HA10=3.14 cm<sup>2</sup></b>						

#### VI.3.3 Vérification à l'ELU :

- **Espacements** : Sens x-x :  $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

Sens y-y :  $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

- Vérification de l'effort tranchant :

- On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$\tau_u = 1.065 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Vérification des contraintes :

$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}})$

Tableau VI.16 Vérification des contraintes à l'ELS.							
Localisation	$M_s$ (KN.m)	Y (cm)	I ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Observation
X-X	23.60	5.12	18749.87	7.53 < 15	Vérifiée	200.19 < 201.63	Vérifiée

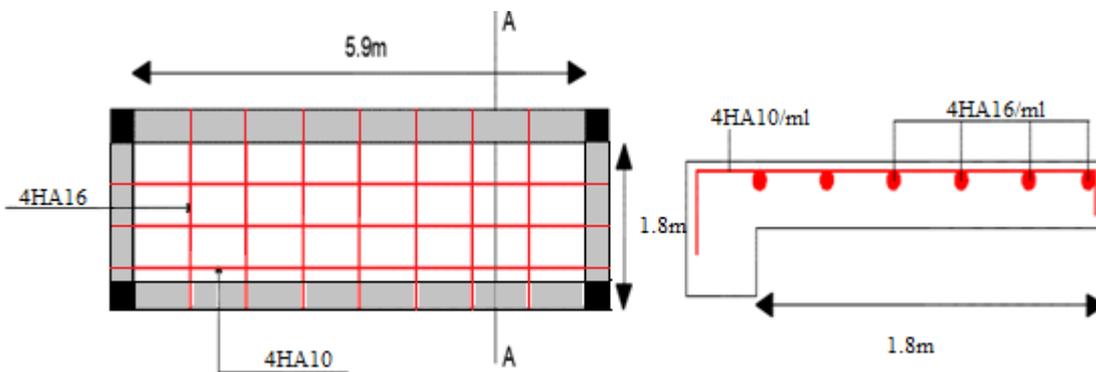


Figure VI.11 : Ferrailage du voile périphérique

**Conclusion :**

Nous avons optés pour un radier, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle, qui minimise la force de pression apporté par la structure.
- ✓ La facilité d'exécution.



# **Conclusion**

## **Générale**

## Conclusion générale

L'étude de cet ouvrage nous a permis d'élargir le périmètre de nos connaissances acquises durant notre formation en Génie Civil, manipuler les outils de travail nécessaires et aboutir aux conclusions suivantes :

- Pour la réalisation d'un projet, le contrôle de qualité des matériaux et d'exécution est nécessaire.
- La modélisation doit englober tous les éléments de la structure secondaires ou principaux, car ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- Les dispositions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique de la structure.
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts dans les poteaux, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- La vérification de la zone nodale nous a permis d'assurer que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- Le radier général permet d'avoir une distribution uniforme des charges qui lui sont appliquées par la superstructure.

# **Bibliographie**

## **Bibliographie**

- Règles de béton armé aux états limites (**BAEL 91 modifiées 99**).
- Formulaire de calcul des sections du béton armé selon le **BAEL91** et le **CBA93**.
- Règles parasismiques Algérienne (**RPA99/version2003**).
- Document technique réglementaire (**DTR B.C.2.2**) charges permanentes et charges d'exploitations.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**).
- Cours des années de spécialité.
- Ancien mémoires de fin d'étude.

## **Outils informatiques**

- Logiciel AUTOCAD.
- Logiciel Etabs 2016.
- Logiciel Excel et Word.

# **ANNEXES**

## ANNEXE 1

### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEURS CONTOURS

$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
<b>0.40</b>	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	<b>0.71</b>	0.0671	0.4471	0.0731	0.594
<b>0.41</b>	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	<b>0.72</b>	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
<b>0.42</b>	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	<b>0.73</b>	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
<b>0.43</b>	0.1062	0.2500	0.1081	0.3077	<b>0.74</b>	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
<b>0.44</b>	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	<b>0.75</b>	0.0622	0.5105	0.0684	0.6447
<b>0.45</b>	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	<b>0.76</b>	0.0608	0.5274	0.0672	0.658
<b>0.46</b>	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	<b>0.77</b>	0.0596	0.5440	0.0661	0.671
<b>0.47</b>	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	<b>0.78</b>	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
<b>0.48</b>	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	<b>0.79</b>	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
<b>0.49</b>	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	<b>0.80</b>	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
<b>0.50</b>	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	<b>0.81</b>	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
<b>0.51</b>	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	<b>0.82</b>	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
<b>0.52</b>	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	<b>0.83</b>	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
<b>0.53</b>	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	<b>0.84</b>	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
<b>0.54</b>	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	<b>0.85</b>	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
<b>0.55</b>	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	<b>0.86</b>	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
<b>0.56</b>	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	<b>0.87</b>	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
<b>0.57</b>	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	<b>0.88</b>	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
<b>0.58</b>	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	<b>0.89</b>	0.0466	0.7635	0.0537	0.5358
<b>0.59</b>	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	<b>0.90</b>	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
<b>0.60</b>	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	<b>0.91</b>	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
<b>0.61</b>	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	<b>0.92</b>	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
<b>0.62</b>	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	<b>0.93</b>	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
<b>0.63</b>	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	<b>0.94</b>	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
<b>0.64</b>	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	<b>0.95</b>	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
<b>0.65</b>	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	<b>0.96</b>	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
<b>0.66</b>	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	<b>0.97</b>	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
<b>0.67</b>	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	<b>0.98</b>	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
<b>0.68</b>	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	<b>0.99</b>	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
<b>0.69</b>	0.0697	0.4181	0.0455	0.5704	<b>1</b>	0.0368	1	0.0441	1
<b>0.70</b>	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

## ANNEXE 2

### Valeurs de M1 et M2

$$\rho = 1$$

$U/A_x$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
$U/A_y$											
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	0.151	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	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.041	0.041	0.03

**NOTE :** Pour avoir les valeurs de M1 il suffit de permutation U et V

## ANNEXE 3

### SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm<sup>2</sup> de N armatures  $\Phi$  en mm

$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,19	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	37,7	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,7	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	188,50
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	226,20
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

## **ANNEXE 4**

### **Rapport de sol**

# Plans