



République Algérienne Démocratique et populaire  
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique  
Université A. MIRA -Bejaïa-

Faculté de Technologie  
Département Génie civil

*Projet de Fin de cycle*  
*Pour l'obtention du diplôme de master en Génie civil*  
Mention : Structures

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+8+ Entre Sol) à usage  
d'habitation contreventé par un système  
mixte (Voiles-Portiques)*

Présenté par :

*AKROUR Samir & ZERROUK Hicham*

Encadre par :  
M<sup>r</sup> BRARA Ali

Membre de jury :

M<sup>me</sup> : sedira

M<sup>me</sup> : azirou

*Année universitaire 2020/2021*

# *Remerciements*

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

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

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

*A M.<sup>r</sup> ALI Brara : notre promoteur, pour avoir accepté de nous  
guider sur le bon chemin du travail.*

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

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



*- Samir & Hicham -*

# *Dédicace*

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

*Je dédie ce modeste travail*

*A mes très chers parents qui ont consacré toute leurs vie pour mon éducation et mes études, je leurs souhaite tout le bonheur du monde.*

*Ainsi qu'à mon cher frère Nabil qui m'as beaucoup soutenu tout au long de Mon parcours et durant toute ma vie*

*A .M<sup>r</sup> Toufik et lakhdar , Massi et Yanis qui nous ont beaucoup aidé*

*A tous mes oncles et tantes ainsi que mes amis et tout mon entourage*

 *- Samir -*

# *Dédicace*

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

*Je dédie ce modeste travail*

*A mes très chers parents qui ont consacré toute leurs vie pour mon éducation et mes études, je leurs souhaite tout le bonheur*

*Ainsi qu'à mes très chères sœurs, mon oncle, ma tante, mon petit cousin, mes adorables neveux et a toute la famille*

*A tous mes amis et mes proches*



*Hicham -*

# *Sommaire*

# Sommaire

---

Remerciements	
Dédicace	
Sommaire	
Symboles et notation	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
<b>Introduction Générale .....</b>	<b>1</b>

## Chapitre I

### Généralité

Introduction .....	4
I.1. Présentation de l'ouvrage .....	4
I.2. Caractéristiques géométriques de la structure .....	4
I.3. Contexte géologique et géotechnique du site .....	4
I.4. Caractéristiques des matériaux de construction .....	4
I.4.1. Le béton .....	4
I.4.1.1. Les constituants du béton .....	4
I.4.1.2. Résistances caractéristiques à la compression .....	5
I.4.1.3. Résistances caractéristiques à la traction .....	5
I.4.1.4. Module de déformation longitudinale du béton .....	5
I.4.1.5. Coefficient de poisson .....	6
I.4.1.6. Contrainte limite du béton .....	6
I.4.2. Les aciers .....	8
I.4.2.1. La contrainte limite des aciers .....	8
I.5. Sollicitation et combinaison de calcul .....	9
I.6. Règlements et normes utilisés .....	9
Conclusion .....	10

## Chapitre II

### Pré-dimensionnement

Introduction .....	12
II.1. Pré-dimensionnement .....	12
II.1.1. Les planchers .....	12
II.1.1.1. Corps creux .....	13
II.1.1.2. Dalle Pleine .....	13
II.1.2. Les poutres .....	15

## *Sommaire*

---

II.1.2.1. Les poutres principales .....	15
II.1.2.2. Les poutres secondaires .....	15
II.1.2.3. La poutre palière .....	16
II.1.3. Les poteaux .....	16
II.1.4. Les voiles .....	17
II.1.5. Les escaliers .....	17
II.2. Evaluation des charges et surcharges .....	18
II.3. Descente des charges .....	22
Conclusion .....	32

### **Chapitre III**

#### **Calcul des éléments secondaires**

Introduction .....	34
III.1. Calcul des Planchers .....	34
III.1.1. Plancher à corps creux .....	34
III.1.2. Plancher à dalles pleines .....	49
III.2. Etude des escaliers .....	61
III.3. Etude de la poutre palière .....	66
III.4. Etude de l'ascenseur .....	70
III.5. Etude de l'acrotère .....	76

### **Chapitre IV**

#### **Etude dynamique**

IV. Introduction .....	83
IV.1. Méthodes de calcul .....	83
IV.2. Choix de la méthode de calcul .....	83
IV.2.1. Méthode statique équivalente .....	83
IV.2.2. Méthode dynamique .....	83
IV.3. Calcul de la force sismique totale .....	84
IV.3.1. Estimation de la période fondamentale de la structure .....	85
IV.4. Spectre de réponse de calcul .....	87
IV.5. Modélisation et résultats .....	87
IV.5.1. Mode de vibration et taux de participation des masses .....	89
IV.5.2. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version 2003 .....	91
Conclusion .....	97

## *Sommaire*

---

### **Chapitre V**

#### **Etude des éléments structuraux**

Introduction .....	99
V.1. Etude des poutres .....	99
V.1.1. Recommandations du RPA99/2003 .....	99
V.1.2. Sollicitation et ferrailages des poutres .....	100
V.1.3. Vérification des armatures selon RPA99 (Art 7.5.2.1) .....	101
V.1.4. Vérification à l'ELU .....	102
V.1.5. Vérification à l'ELS .....	103
V.2. Etude des poteaux .....	105
V.2.2. Calcul du ferrailage .....	107
V.2.3. Vérification nécessaires .....	110
V.2.4. Vérification de la zone nodale .....	112
V.3. Etude des voiles .....	115
V.3.1. Exigence du RPA .....	115
V.3.2. Sollicitations de calcul .....	118
V.3.3. Ferrailage des voiles .....	118
Conclusion .....	121

### **Chapitre VI**

#### **Etude des fondations**

VI. Introduction .....	123
VI.1. Les différents types de fondations .....	123
VI.2. Etude des fondations .....	123
VI.2.1. Vérification de la semelle isolée .....	123
VI.2.2. Vérification de la semelle filante .....	124
VI.2.3. Radier général .....	126
VI.2.3.1. Pré-dimensionnement .....	126
VI.2.3.2. Vérifications diverses .....	128
VI.2.3.3. Ferrailage .....	130
VI.2.3.4. Calcul des nervures .....	134
VI.3. Etude des voiles périphérique .....	142
VI.3.1. Dimensionnement du voile périphérique .....	143
VI.3.2. Evaluation des charges et surcharges .....	143



## *Sommaire*

---

VI.3.3. Ferrailage de voile .....	143
Conclusion .....	147
<b>Conclusion Générale .....</b>	<b>148</b>
Bibliographie .....	150
Annexes .....	152
Plans .....	158

## *Symboles et notation*

### *Symboles et notation*

<b>Symboles</b>	<b>Notations</b>
<b>A</b>	Coefficient d'accélération de zone.
<b>C</b>	Cohésion du sol
<b>G</b>	Charges permanentes.
<b>H</b>	Hauteur.
$\Delta f$	Fleche totale
$\Delta f_{adm}$	Fleche admissible
$a$	Coefficient de la fibre neutre
$A, A_{ser}$	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
$A_t$	Section d'un cours d'armature transversale.
<b>B</b>	Aire d'une section de béton
<b>Br</b>	Section réduite
<b>D</b>	Facteur d'amplification dynamique
<b>E</b>	Module d'élasticité longitudinale
<b>ELS</b>	Etat limite de service.
<b>ELU</b>	Etat limite ultime.
<b>Ei</b>	Module de Yong instantané
<b>Es</b>	Module d'élasticité de l'acier
<b>Ev</b>	Module de Yong différé.
<b>b</b>	La largeur en générale.
$f_{bu}$	Contrainte de compression du béton.
$f_{c28}$	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.

## *Symboles et notation*

$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier.
$f_{gi}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes
$f_{gv}$	Flèche différée due aux charges permanentes.
$f_{ji}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement
$f_{qi}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
$f_{t28}$	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
$h_{cc}$	Hauteur du corps creux
$h_{dc}$	Hauteur de la dalle de compression
$h_e$	Hauteur libre d'étage.
$h_r$	Hauteur de la dalle du radier.
$h_t$	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
$I$	Moment d'inertie
$I_f$	Moment d'inertie fissuré
$Q$	Charge d'exploitation / facteur de qualité
$L$	Portée d'un élément.
$L_{max}$	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
$L_x$	Distance entre de deux poutrelles
$L_y$	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
$M$	Moment en générale.
$M_a$	Moment en appui.
$M_t$	Moment en travée.
$M_0$	Moment isostatique
$N$	Effort normal

## *Symboles et notation*

<b><math>n</math></b>	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
<b><math>R</math></b>	Coefficient de comportement global.
<b><math>S</math></b>	Section d'un élément.
<b><math>S_{rad}</math></b>	Surface du radier.
<b><math>St</math></b>	Espacement des armatures.
<b><math>T1, T2</math></b>	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
<b><math>V</math></b>	Effort tranchant
<b><math>W</math></b>	Poids de la structure.
<b><math>\sigma_{bc}</math></b>	Contrainte de compression du béton.
<b><math>\sigma_{st}</math></b>	Contrainte de traction dans l'acier.
<b><math>b</math></b>	Coefficient de sécurité concernant le béton.
<b><math>w</math></b>	Pois volumique de l'eau.
<b><math>s</math></b>	Coefficient de sécurité concernant l'acier
<b><math>\sigma_{adm}</math></b>	Contrainte admissible.
<b><math>r</math></b>	Contrainte de cisaillement
<b><math>\xi</math></b>	Pourcentage d'amortissement critique.
<b><math>C_T</math></b>	Coefficient qui dépend du système de contreventement
<b><math>Q</math></b>	Coefficient de pondération
<b><math>\lambda_i</math></b>	Coefficient instantané
<b><math>\lambda_v</math></b>	Coefficient différé.

## *Liste des tableaux*

---

### *Liste des tableaux*

<b>Tableau I.1</b> : Caractéristiques mécaniques des aciers .....	08
<b>Tableau.II.1</b> : Tableau récapitulatif.....	13
<b>Tableau.II.2</b> : Dimensions préliminaires des poteaux .....	17
<b>Tableau.II.3</b> : Epaisseur des voiles .....	17
<b>Tableau.II.4</b> : Dimensions Des Escaliers .....	18
<b>Tableau.II.5</b> : Plancher terrasse inaccessible (DP 12 cm).....	18
<b>Tableau.II.6</b> : Plancher terrasse inaccessible (DP 15 cm).....	19
<b>Tableau.II.7</b> : Plancher terrasse inaccessible (DP 18 cm).....	19
<b>Tableau.II.8</b> : Plancher terrasse inaccessible (Corps Creux) .....	19
<b>Tableau.II.9</b> : Plancher étage courant (habitation).....	19
<b>Tableau.II.10</b> : Plancher étage courant (DP 15 cm).....	20
<b>Tableau.II.11</b> : Plancher étage courant (DP 18 cm).....	20
<b>Tableau.II.12</b> : Mur extérieur.....	20
<b>Tableau.II.13</b> : Mur intérieur .....	20
<b>Tableau.II.14</b> : Balcon.....	21
<b>Tableau.II.15</b> : Evaluation de Charges sur la Volée .....	21
<b>Tableau.II.16</b> : Evaluation de Charges sur le Palier .....	21
<b>Tableau.II.17</b> : Evaluation de Charges sur les Voiles .....	22
<b>Tableau.II.18</b> : Tableau récapitulatif.....	22
<b>Tableau II.19</b> : Poids des poteaux .....	24
<b>Tableau.II.20</b> : Descente des charges sur poteau B5.....	26
<b>Tableau.II.21</b> : Poids des poteaux .....	27

## *Liste des tableaux*

---

<b>Tableau.II.22</b> : Descente des charges sur poteau E5 .....	29
<b>Tableau II.23</b> : Résumé de la descente de charges .....	29
<b>TableauII.24</b> : Résumé de la vérification a la compression.....	30
<b>Tableau II.25</b> : Vérifications au flambement.....	31
<b>Tableau II.26</b> : Vérification du RPA99.....	31
<b>Tableau III.1</b> : Choix des méthodes de calculs des différentes poutrelles étage courant ..	37
<b>Tableau III.2</b> : Choix des méthodes de calculs des différentes poutrelles terrasse inaccessible.....	38
<b>Tableau III.3</b> : Calcul des charges sur les poutrelles .....	38
<b>Tableau III.4</b> : Sollicitations maximales des différents types des poutrelles.....	40
<b>Tableau III.5</b> : Les sollicitations maximales retenues pour le calcul du ferrailage des poutrelles .....	41
<b>Tableau III.6</b> : Calcul des armatures en travée .....	41
<b>Tableau III.7</b> : Calcul des armatures aux appuis intermédiaires.....	42
<b>Tableau III.8</b> : Calcul des armatures aux appuis de rives.....	42
<b>Tableau III.9</b> : Vérification des contraintes à ELS .....	44
<b>Tableau III.10</b> : Calcul des moments correspondants.....	46
<b>Tableau III.11</b> : Calcul des contraintes correspondantes.....	46
<b>Tableau III.12</b> : Calcul de coefficient $\mu$ .....	47
<b>Tableau III.13</b> : Calcul des moments d'inerties fictives.....	47
<b>Tableau III.14</b> : Vérification de la flèche étage courant .....	48
<b>Tableau III.15</b> : Vérification de la flèche terrasse inaccessible .....	48
<b>Tableau III.16</b> : Ferrailage du panneau D1 .....	52

## *Liste des tableaux*

---

<b>Tableau III.17</b> : Vérification des contraintes dans le panneau D1.....	52
<b>Tableau III.18</b> : Calcul des sollicitations dans le panneau D2.....	53
<b>Tableau III.19</b> : Calcul du ferrailage dans le panneau D2.....	53
<b>Tableau III.20</b> : Vérification de l'effort tranchant dans le panneau D2.....	54
<b>Tableau III.21</b> : Vérification des contraintes dans le panneau D2.....	54
<b>Tableau III.22</b> : Calcul des sollicitations dans le panneau D3.....	56
<b>Tableau III.23</b> : Calcul du ferrailage dans le panneau D3.....	56
<b>Tableau III.24</b> : Vérification de l'effort tranchant dans le panneau D3.....	56
<b>Tableau III.25</b> : Vérification des contraintes dans le panneau D3.....	57
<b>Tableau III.26</b> : Vérification de la flèche dans le panneau D3 (15cm).....	57
<b>Tableau III.27</b> : Vérification de la flèche dans le panneau D3 (18cm).....	58
<b>Tableau III.28</b> : Calcul des sollicitations dans le panneau D4.....	59
<b>Tableau III.29</b> : Calcul du ferrailage dans le panneau D4.....	59
<b>Tableau III.30</b> : Vérification de l'effort tranchant dans le panneau D4.....	60
<b>Tableau III.31</b> : Vérification des contraintes dans le panneau D4.....	60
<b>Tableau III.32</b> : Sollicitations dans la volée 1 .....	62
<b>Tableau III.33</b> : Ferrailage de la volée 1.....	62
<b>Tableau III.34</b> : Vérification de la contrainte volée 1.....	63
<b>Tableau III.35</b> : Sollicitations dans la volée 2 .....	64
<b>Tableau III.36</b> : Ferrailage de la volée 2.....	64
<b>Tableau III.37</b> : Vérification de la contrainte volée 2.....	65
<b>Tableau III.38</b> : Vérification de la flèche de la volée 2 .....	65
<b>Tableau III.39</b> : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	67

## *Liste des tableaux*

---

<b>Tableau III.40</b> : Vérification des contraintes (poutre palière) .....	69
<b>Tableau III.41</b> : Ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	73
<b>Tableau III.42</b> : Effort tranchant dans la dalle d'ascenseur .....	74
<b>Tableau III.43</b> : Moment à ELS dans la dalle de l'ascenseur .....	75
<b>Tableau III.44</b> : Vérification des contraintes dans la dalle d'ascenseur .....	75
<b>Tableau.III.45</b> : Moments et efforts normaux.....	78
<b>Tableau III.46</b> : Ferrailage de l'acrotère.....	79
<b>Tableau IV.1</b> : Valeurs des pénalités .....	86
<b>Tableau IV.2</b> : Période et taux de participation massique.....	89
<b>Tableau IV.3</b> : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base .....	91
<b>Tableau IV.4</b> : Vérification de la force sismique après majoration de l'action sismique ..	92
<b>Tableau IV.5</b> : Interactions sous charge vertical.....	93
<b>Tableau IV.6</b> : Interaction sous charge horizontal .....	93
<b>Tableau IV.7</b> : Vérification de l'effort normal réduit .....	94
<b>Tableau IV.8</b> : Vérification des déplacements relatifs.....	95
<b>Tableau IV.9</b> : Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....	96
<b>Tableau V.1</b> : Sollicitations et ferrailage des poutres.....	100
<b>Tableau V.2</b> : Vérification des contraintes tangentielles.....	101
<b>Tableau V.3</b> : Vérification des armatures longitudinales .....	102
<b>Tableau V.4</b> : Vérification de l'état limite de compression .....	103
<b>Tableau V.5</b> : Vérification de la flèche des poutres .....	103



## *Liste des tableaux*

---

<b>Tableau V.6 :</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux .....	106
<b>Tableau V.7 :</b> Sollicitations dans les poteaux .....	107
<b>Tableau V.8 :</b> Ferrailage des poteaux.....	108
<b>Tableau V.9 :</b> Calcul du ferrailage transversal.....	109
<b>Tableau V.10 :</b> Vérification au flambement des poteaux.....	110
<b>Tableau V.11 :</b> Vérification des contraintes dans les poteaux .....	111
<b>Tableau V.12 :</b> Vérification des contraintes de cisaillements .....	112
<b>Tableau V.13 :</b> Moments résistants dans les poteaux.....	113
<b>Tableau V.14 :</b> Moment résistants dans les poutres .....	113
<b>Tableau V.15 :</b> Vérification de la zone nodale poutre principale.....	114
<b>Tableau V.16 :</b> Vérification de la zone nodale poutre secondaire.....	114
<b>Tableau V.17 :</b> Sollicitation dans le voile Vy1 dans tous les niveaux .....	118
<b>Tableau V.18 :</b> Ferrailage du voile Vy1 dans tous les niveaux.....	119
<b>Tableau VI.1 :</b> La somme des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes .....	125
<b>Tableau VI.2 :</b> Ferrailage du radier.....	131
<b>Tableau VI.3 :</b> Vérification des contraintes à l'ELS .....	132
<b>Tableau VI.4 :</b> Calcul des armatures à l'ELS.....	132
<b>Tableau VI.5 :</b> Vérification des contraintes à l'ELS après augmentation du ferrailage .	133
<b>Tableau VI.6 :</b> Les chargements sur les travées sens X-X.....	136
<b>Tableau VI.7 :</b> Les chargements sur les travées sens Y-Y .....	136
<b>Tableau VI.8 :</b> Sollicitations dans les nervures à l'ELU sens X-X .....	137

## *Liste des tableaux*

---

<b>Tableau VI.9</b> : Sollicitations dans les nervures à l'ELS sens X-X.....	137
<b>Tableau VI.10</b> : Sollicitations des nervures à l'ELU sens Y-Y .....	137
<b>Tableau VI.11</b> : Sollicitations des nervures à l'ELS sens Y-Y .....	138
<b>Tableau VI.12</b> : Calcul des ferrailages.....	139
<b>Tableau VI.13</b> : Vérification des contraintes dans les nervures à l'ELS.....	139
<b>Tableau VI.14</b> : Calcul des armatures à l'ELS.....	140
<b>Tableau VI.15</b> : Calcul des ferrailages.....	143
<b>Tableau VI.16</b> : Vérification des contraintes à l'ELS .....	144
<b>Tableau VI.17</b> : Calcul des armatures à l'ELS.....	145

## *Liste des figures*

---

### *Liste des figures*

<b>Figure I.1</b> : Diagramme contrainte- déformation (parabole-rectangle) .....	07
<b>Figure I.2</b> : Diagramme contrainte–déformation du béton .....	07
<b>Figure I.3</b> : Diagramme contrainte–déformation de l’acier .....	08
<b>Figure II.1</b> : Schéma de la disposition des poutrelles .....	12
<b>Figure II.2</b> : Dimensions de la nervure .....	13
<b>Figure II.3</b> : Dalle pleine sur 03 appuis.....	14
<b>Figure II.4</b> : Dalle pleine sur 03 appuis.....	14
<b>Figure II.5</b> : Dalle pleine sur 04 appuis.....	14
<b>Figure II.6</b> : Dalle pleine sur 02 appuis.....	14
<b>Figure II.7</b> : Dimensions de la poutre principale .....	15
<b>Figure II.8</b> : Dimensions de la poutre secondaire .....	15
<b>Figure II.9</b> : Dimensions de la poutre palière.....	16
<b>Figure II.10</b> : schéma de l’escalier .....	18
<b>Figure II.11</b> : surface afférente poteau B5 .....	23
<b>Figure II.12</b> : surface afférente poteau E5.....	26
<b>Figure III.1</b> : Types de poutrelles pour Etage Courant .....	34
<b>Figure III.2</b> : Types de poutrelles pour Terrasse inaccessible .....	34
<b>Figure III.3</b> : schéma des poutrelles Type 4 Etage courant .....	38
<b>Figure III.4</b> : Vue en coupe de la poutrelle .....	41
<b>Figure III.5</b> : Schéma de ferrailage des poutrelles .....	50
<b>Figure III.6</b> : schéma de la dalle pleine D1 .....	51
<b>Figure III.7</b> : Schéma de ferrailage de la dalle D1 .....	52
<b>Figure III.8</b> : Schéma de la dalle D2.....	53
<b>Figure III.9</b> : Schéma de ferrailage de la dalle D2.....	55
<b>Figure III.10</b> : Schéma de la dalle D3.....	55
<b>Figure III.11</b> : Schéma de ferrailage de la dalle D3.....	58
<b>Figure III.12</b> : Schéma de de la dalle D4 .....	58
<b>Figure III.13</b> : Schéma de ferrailage de la dalle D4.....	61
<b>Figure III.14</b> : Schéma statique de la volée 1.....	61

## *Liste des figures*

---

<b>Figure III.15</b> : Schéma statique de la volée 2.....	63
<b>Figure III.16</b> : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	66
<b>Figure III.17</b> : Schéma statique de la poutre palière.....	66
<b>Figure III.18</b> : Schéma de ferrailage de la poutre palière .....	70
<b>Figure III.19</b> : Cage de l'ascenseur .....	70
<b>Figure III.20</b> : Schéma de la surface d'impact.....	72
<b>Figure III.21</b> : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	76
<b>Figure III.22</b> : Schéma statique de l'acrotère.....	76
<b>Figure III.23</b> : Vue en plan de l'acrotère.....	77
<b>Figure III.24</b> : Schéma statique de l'acrotère.....	77
<b>Figure III.25</b> : Schéma de ferrailage de l'acrotère .....	81
<b>Figure IV.1</b> : Spectre de réponse.....	87
<b>Figure IV.2</b> : Disposition des voiles de contreventements.....	88
<b>Figure IV.3</b> : Vu en 3D de la structure modélisé avec le logiciel <b>ETABS</b> .....	88
<b>Figure IV.4</b> : Mode 1 déformation (translation suivant l'axe YY) .....	90
<b>Figure IV.5</b> : Mode 1 déformation (translation suivant l'axe XX) .....	90
<b>Figure IV.6</b> : Mode 1 déformation (translation suivant l'axe ZZ ) .....	91
<b>Figure V.1</b> : Schéma de ferrailage Des Poutres.....	104
<b>Figure V.2</b> : Zone nodale .....	105
<b>Figure V.3</b> : Section d'un poteau.....	111
<b>Figure V.4</b> : Moments dans la zone nodale .....	112
<b>Figure V.5</b> : Schéma de ferrailages des poteaux .....	115
<b>Figure V.6</b> : Schéma de ferrailage de voile Vy1 (RDC+1 <sup>er</sup> étage).....	120
<b>Figure VI.1</b> : Schéma d'une semelle isolée.....	123
<b>Figure VI.2</b> : Les différentes files des semelles filantes .....	124
<b>Figure VI.3</b> : Le panneau le plus sollicité .....	130
<b>Figure VI.4</b> : Schéma de ferrailage du radier .....	133
<b>Figure VI.5</b> : Schéma des lignes de ruptures.....	134
<b>Figure VI.6</b> : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X	135
<b>Figure VI.7</b> : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y	135

## *Liste des figures*

---

<b>Figure VI.8</b> : Schéma de la nervure.....	138
<b>Figure VI.9</b> : Schéma de ferrailage des nervures .....	141
<b>Figure VI.10</b> : Diagramme des contraintes sur le voile périphérique .....	142
<b>Figure VI.11</b> : Ferrailage du voile périphérique.....	145

# *Introduction Générale*

## *Introduction Générale*

---

Le génie civil est un ensemble de techniques pourtant sur l'art de bâtir en général, notamment des bâtiments et constructions civiles. Tout en assurant la sécurité, la résistance et tenue au service des structures. La conception architecturale est toutefois l'élément qui va conditionner la façon dont les bâtiments se déforment, plus celle-ci est régulière plus les bâtiments a de chance de bien se comporter lors d'un séisme majeur.

La sismicité historique de l'Algérie montre que la grande partie du nord du pays est située dans une zone exposée des secousses sismique d'intensité importantes, qui peuvent engendrer des dommages dans les constructions.

C'est pour ces raisons que tout calcul en génie civil doit être conforme aux règlements en vigueur, a l'exemple du RPA99 version 2003 qui régit le calcul sismique en Algérie, ainsi que le BAEL91 modifie 99, utilise pour le calcul du béton arme aux états limites.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude d'un bâtiment en béton arme à usage d'habitation, implante à la ville de Bejaia dans une zone de moyenne sismicité ( $II_a$ ) comportant un entre sol, est un RDC et 08 étages.

Ce mémoire est constitué de deux parties :

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

Le 1<sup>er</sup> chapitre consiste à la présentation du bâtiment et les matériaux utilisés (généralités).

Le 2<sup>eme</sup> chapitre consiste à présenter le pré dimensionnement des éléments tel que les planchers, les portiques (poteaux, poutres), et les voiles.

Le 3<sup>eme</sup> chapitre présente l'étude des éléments non structuraux

Le 4<sup>eme</sup> portera sur l'étude sismique et dynamique du bâtiment.

Le 5<sup>eme</sup> chapitre présente l'étude des éléments structuraux, fonde sur les résultats obtenue du logiciel ETAPS2016.

La deuxième partie consacrée sur l'étude de l'infrastructure qui fait l'objet de 6<sup>eme</sup> chapitre.

*Chapitre I*

*Généralité*



## ***Introduction***

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

### ***I.1. Présentation de l'ouvrage***

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+8 avec un entre sols) implanté Tizi (W) DE BEJAIA, cette structure est destinée pour l'usage d'habitation, elle est classée d'après les règles parasismiques algérienne « **RPA99/Version 2003** » dans le groupe d'usage2, zone **IIa** (moyenne importance).

### ***I.2. Caractéristiques géométriques de la structure***

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

- Largeur en plan .....20.34 m
- Longueur en plan.....24.54m
- Hauteur de l'entre- sol.....4.08m
- Hauteur du RDC ..... 2.89m
- Hauteur des étages courants.....2.89m
- Hauteur totale du bâtiment.....30.69m (y compris l'acrotère).

### ***I.3. Contexte géologique et géotechnique du site***

- D'après le rapport de sol on peut classer notre sol en classe S2 (site).
- La contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 2.5$  bars
- L'ancrage minimal des fondations préconisé est de: **D=1.5m**

### ***I.4. Caractéristiques des matériaux de construction***

#### ***I.4.1. Le béton***

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats), avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage, et éventuellement des adjuvants.

##### ***I.4.1.1. Les constituants du béton***

- **Le Ciment**

C'est un matériau généralement composé d'argile et du calcaire, il est pour rôle de lier les différents constituants du béton entre eux, et qui confère également au béton certaines caractéristiques essentielles telle que la résistance.

- **Les Granulats :**

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches, ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels : utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- Les granulats provenant du concassage des roches.

- **Les Adjuvants :**

Ce sont des produits qui s'ajoutent à faible proportion au béton, dans le but d'améliorer certaines propriétés, on peut citer : les fluidifiants, les plastifiants, les accélérateurs et les retardateurs de prise.

#### ***1.4.1.2. Résistances caractéristiques à la compression***

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée  $f_{c28}$  cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques, de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur (Art : A.2.1.11 BAEL91/99).

Selon le BAEL pour :

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j < 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0.685 \times f_{c28} \times \log(j + 1)$$

On a pour  $f_{cj}$  les relations suivantes pour  $j \leq 28$  jours :

$$f_{cj} = f_{c28} \left[ \frac{j}{4.76 + 0.83j} \right] \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa } f_{cj} = f_{c28} \left[ \frac{j}{1.4 + 0.95j} \right]$$

Pour  $j > 28$  jours  $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$  (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

#### ***1.4.1.3. Résistances caractéristiques à la traction***

On utilisera un béton courant dont la résistance nominale à la compression est de 25 MPa prévue à 28j, et par conséquent sa résistance à la traction est (Art : A.2.1.1.2 CBA93):

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

#### ***1.4.1.4. Module de déformation longitudinale du béton***

##### **a) A court terme :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de "j" jours, le module de déformation longitudinale instantanée (Art : A.2.1.21 BAEL91/99).

Du béton  $E_{ij}$  est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

**b) A long terme :**

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation. Cette règle revient à considérer un module de déformation différée  $\nu_j E$  à j jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage). Ce module est donné par la formule :

$$E_{\nu j} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour :  $f_{c28}=25$  MPA, on a :  $\begin{cases} E_{i28} = 32164.20 \text{MPA} \\ E_{\nu 28} = 10818.86 \text{MPA} \end{cases}$

(Art : A.2.1.3 BAEL91/99)

#### **I.4.1.5. Coefficient de poisson**

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation

Longitudinal.

- ❖  $\nu = 0 \rightarrow$  pour le calcul des sollicitations à l'ELU.
- ❖  $\nu = 0.2 \rightarrow$  pour le calcul des déformations à l'ELS.

#### **I.4.1.6. Contrainte limite du béton**

**a) A l'Etat Limite Ultime (ELU) :**

- **Contrainte de compression ( $\bar{\sigma}_{bc}$ ) : (Art : A.4.3.4.1 BAEL91/99)**

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

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

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

$\theta$  : Coefficient réducteur qui est en fonction de la durée d'application des actions, est utilisé pour tenir compte des risques d'altérations du béton.

$$\theta = 1 \text{ si durée d'application est supérieur à 24 heures.}$$

$$\theta = 0,9 \text{ si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.}$$

$$\theta = 0,85 \text{ si la durée d'application est inférieur a une heure.}$$

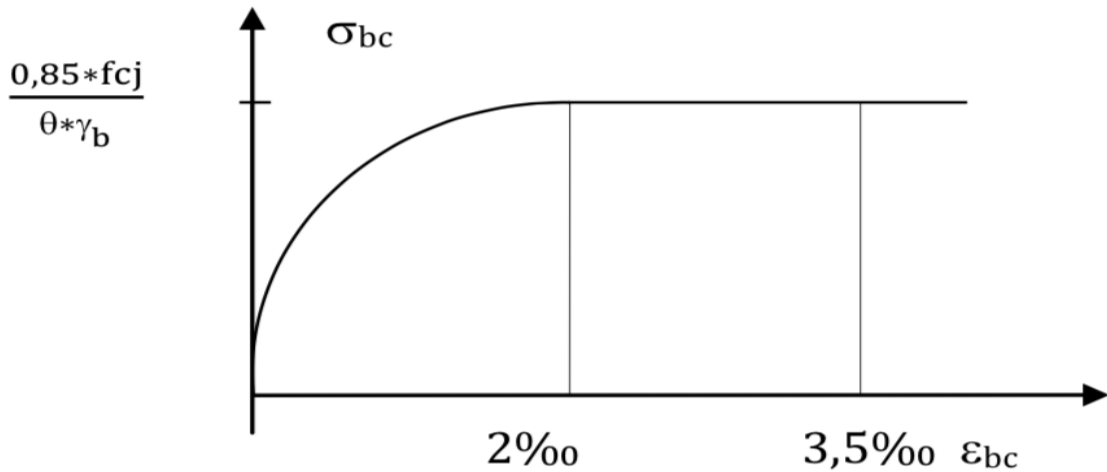


Figure I.1 : Diagramme contrainte- déformation (parabole-rectangle).

• **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = \min (0,2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$  pour la fissuration peu nuisible.

$$\tau \leq \begin{cases} 3,34\text{MPa} & \text{pour les situations durables.} \\ 4,34\text{MPa} & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$\tau_{adm} = \min (0,5f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$  pour la fissuration préjudiciable.

$$\tau \leq \begin{cases} 2,5\text{MPa} & \text{pour les situations durables.} \\ 3,26\text{MPa} & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

**b) A l'Etat Limite de Service (ELS) :**

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ MPA} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

A l'état limite de service, le béton est en phase élastique d'où le diagramme est le suivant :

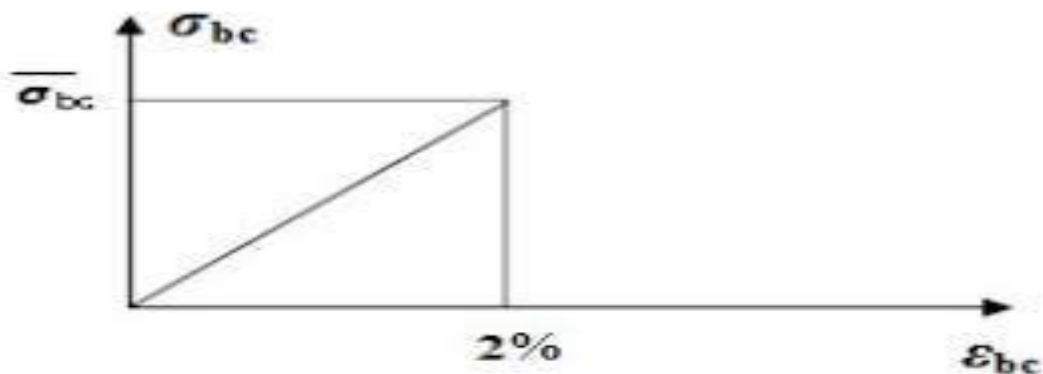


Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton.

**I.4.2. Les aciers**

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton.

Le tableau I.1 ci-après donne les limites d'élasticité des aciers courants utilisés.

Type	Allongement à la rupture (%)	Limite de rupture (MPa)	Limite élastique $F_e$ (MPa)	Nuances
Haute adhérence (HA)	22	310-490	400	$F_e E$ 400
	25	390-490	500	$F_e E$ 500
Ronds lisses (RL)	14	480	215	$F_e E$ 215
	12	550	235	$F_e E$ 235
Treillis soudés (TS)	$F_e E$ 500	500	550	8

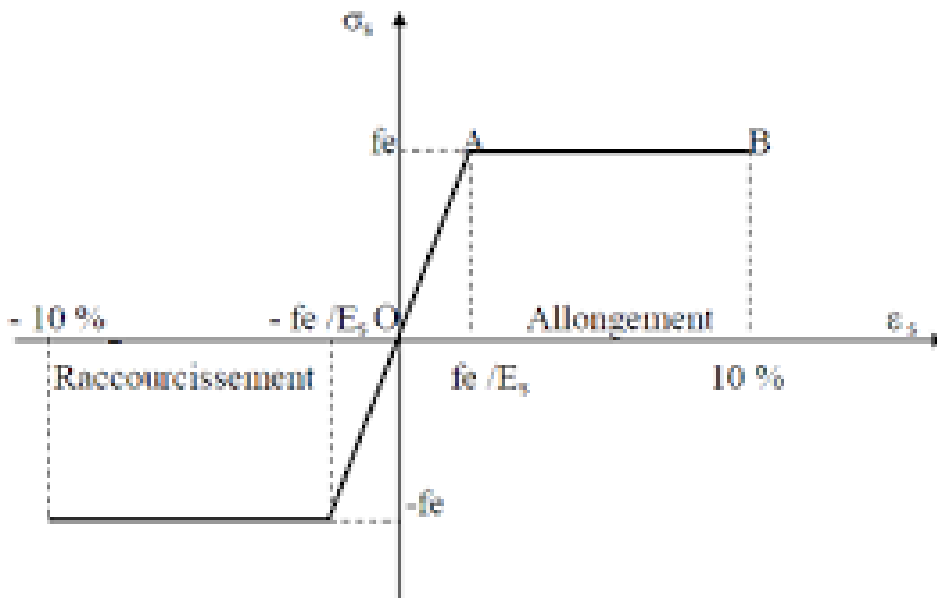
**Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers.**

Les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec  $F_e \leq 500$  MPa, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5 %. (Art : 7.2.2 du RPA99/2003)

**I.4.2.1. La contrainte limite des aciers**

a) A l'Etat Limite Ultime (ELU) :

La contrainte de l'acier est  $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$



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

**b) A L'Etat Limite de Service (ELS) :**

Selon le BAEL91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire (**Art : A.4.5.3 BAEL91/99**).

- **Fissuration peu nuisible :**

Il n'est y a pas de vérification à faire en d'hors de celle imposée par l'ELU.

- **Fissuration préjudiciable :**

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min (2/3f_e ; 110\sqrt{\eta}f_{tj})$$

- **Fissuration très préjudiciable :**

Cas des éléments exposé aux milieux agressifs (ouvrage à la mer) :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min (1/2f_e ; 90\sqrt{\eta}f_{tj})$$

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

$\eta = 1.6$  pour les armatures a hautes adhérence (HA).

**1.5. Sollicitation et combinaison de calcul**

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies par :

**a- Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « E.L.U.R » sont :**

**Pour les situations durables :**

$$P = 1,35 G + 1,5 Q$$

**Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »**

$$P = G + Q \pm E$$

$$P = 0,8 G \pm E$$

**b- Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance « E.L.S » sont :**

$$P = G + Q$$

Avec

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort de séisme.

**1.6. Règlements et normes utilisés**

Les règlements et normes utilisés sont :

- RPA99/version 2003. (Règlement Parasismique Algérien).
- CBA93. (Code du Béton Armé).

- DTR B.C.2.2. (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL91/version99. (Béton Armé aux Etats Limites).
- DTR BC2.33.2. (Règles de calcul des fondations superficielles).

### ***Conclusion***

Les caractéristiques du béton et d'acier utilisé sont données comme suite :

Béton { *Contraintes limite à l'ELU:*  
*situation durable : 14.2MPa*  
*Situation accidentelle: 18.45MPa*  
*Contrainte limite à l'ELS  $\sigma_{bc}$  : 15MPa*  
*Résistance caractéristique  $f_{c28} = 25MPa$*

*Chapitre II*  
*Pré-dimensionnement*



**Introduction**

Le pré dimensionnement des éléments structuraux a pour but de déterminer les dimensions de départ de ces éléments, dont le calcul est basé sur les règles prescrites dans les règlements: RPA99 version2003, BAEL99 version 99 et CBA 93.

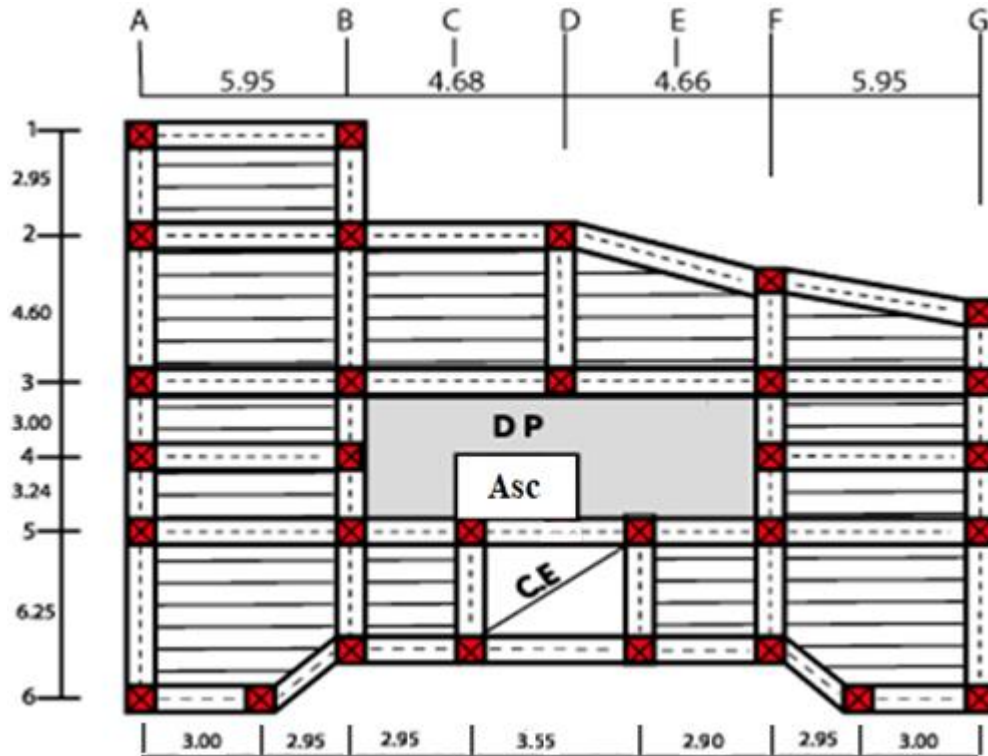


Figure II.1 : Schéma de la disposition des poutrelles

**II.1. Pré-dimensionnement**

**II.1.1. Les planchers**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements de sol et les surcharges d’exploitation. Dans ce projet on a deux planchers a corps creux et en dalle pleine.

**Condition de flèche :** d’après le CBA 93(B.6.8.4.2.4)

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

L = 5.95 m (la plus grande longueur entre nus d’appuis du grand panneau)

H<sub>t</sub>= : Hauteur totale du plancher

$$H_t \geq \frac{595-30}{22.5}$$

$$H_t \geq 25,11 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher constituée de 25 cm de corps creux (en Polystyrène) et de 5cm dalle de compression.

Sois :  $H_t = (25+5)$  cm

**II.1.1.1. Corps creux**

Détermination de la largeur b :

La largeur de la table de compression égale à :  $b = b_0 + 2b_1$  Avec :

$b_0$  : La largeur de la poutrelle, donnée par :

$$0,4h_t \leq b_0 \leq 0,6h_t \Rightarrow 0,4 \times 30 \leq b_0 \leq 0,6 \times 30 \Rightarrow 12 \leq b_0 \leq 18$$

On prend :  $b_0 = 15$ cm

$b_1 \leq \min [L_x/2 ; L_y/10]$   $L_x$  : La longueur d'entrevous (50cm).

$L_y$  : La portée de la poutrelle entre nus d'appuis ( $L=2.60$  m)

Donc on aura :  $b_1 \leq \min (25 \text{ cm} ; 26 \text{ cm} )$

$b_1 = 25$  cm

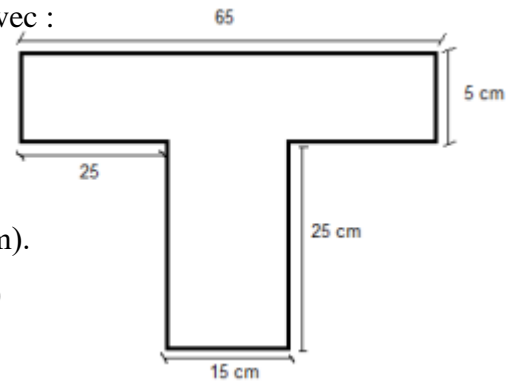


Figure.II.2 : Dimensions de la nervure

Caractéristiques géométriques	Valeur (cm)
Épaisseur de la dalle de compression	5
Épaisseur de l'entrevous	25
Entraxe des nervures	65
Largeur de la poutrelle	15
Distance $L_x$ entre deux nervures	50

Tableau.II.1: Tableau récapitulatif

**II.1.1.2. Dalle Pleine**

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

**A. Critère de résistance**

- $e \geq L_x / 20$  Pour une dalle sur un seul appui.
- $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$  Pour une dalle sur deux ou quatre appuis avec  $\rho \leq 0.4$
- $L_x / 45 \leq e \leq L_x / 40$  Pour une dalle sur deux ou trois ou quatre appuis avec  $\rho \geq 0.4$

**B. Coupe-feu**

- $e \geq 07$  cm ..... Pour une heure de Coupe de feu
- $e \geq 11$  cm ..... Pour deux heures de Coupe de feu
- $e \geq 14$  cm ..... Pour trois heures de Coupe de feu

**Type 1 : panneau D1 (repose sur 03 appuis)**

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 1.50 \text{ m} \\ L_y = 5.95 \text{ m} \end{array} \right\} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{5.95} = 0.25 < 0.4$$

Travaille comme une console

$$\frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30}, e=4.5\text{cm} \text{ Sois : } e = 15\text{cm}$$

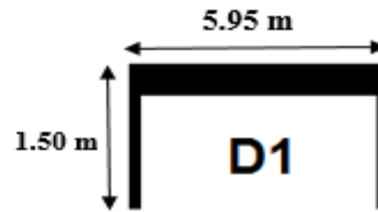


Figure II.3 : Dalle pleine sur 03 appuis

**Type 2 : panneau D2 (repose sur 03 appuis)**

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 1.50 \text{ m} \\ L_y = 2.94 \text{ m} \end{array} \right\} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{2.94} = 0.51 > 0.4$$

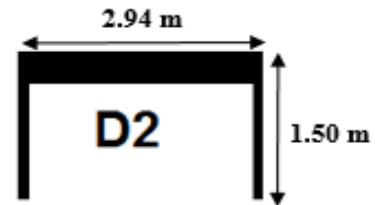


Figure II.4 : Dalle pleine sur 03 appuis

Travaille dans 02 sens

$$\rightarrow L_x/35 \leq e \leq L_x / 30$$

$$\frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40} \longrightarrow 3.33 \text{ cm} \leq e \leq 3.75 \text{ cm}$$

Sois e = 15 cm.

**Type 03 : Panneau D3 (repose sur 04 appuis)**

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 5.94 \text{ m} \\ L_y = 9.04 \text{ m} \end{array} \right\} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.94}{9.04} = 0.65 > 0.4$$

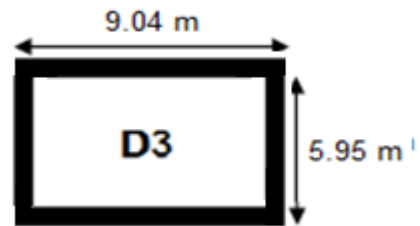


Figure II.5 : Dalle pleine sur 04 appuis

Travaille dans 02 sens

$$\rightarrow \frac{5.94}{45} = 13.2\text{cm} \leq e \leq \frac{5.94}{40} = 14.85 \text{ cm}$$

Sois : e = 18cm

**Type 04 : Panneau D4 (repose sur 02 appuis)**

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 1.16 \text{ m} \\ L_y = 2.60 \text{ m} \end{array} \right\} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.16}{2.60} = 0.44 > 0.4$$

Travaille dans 02 sens

$$\rightarrow \frac{1.16}{45} = 2.5 \text{ cm} \leq e \leq \frac{1.16}{40} = 2.9 \text{ cm}$$

Sois e = 15 cm

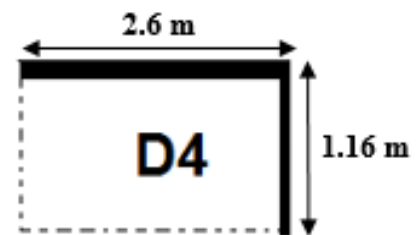


Figure II.6 : Dalle pleine sur 02 appuis

**II.1.2. Les poutres**

**II.1.2.1. Les poutres principales**

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux ayant un rôle de transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteau, voile). Le pré-dimensionnement des poutres est effectué selon la formule suivante et vérifié selon le **RPA99/2003** :

$$\frac{L}{15} \leq H \leq \frac{L}{10}$$

$L_{max} = 5.95\text{m}$  : distance maximale entre nus d'appuis.

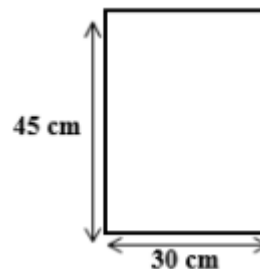
$h$  : Hauteur de la poutre.

$$\frac{595}{15} \leq H \leq \frac{595}{10} \quad 39,66\text{cm} \leq H \leq 59,5 \text{ cm}$$

Donc on prend  $h = 45 \text{ cm}$

$b$  : largeur de la poutre, donnée par :

$$0,3h \leq b \leq 0,6h \Rightarrow 13,5 \leq b \leq 27 \text{ cm}$$



**Figure II.7 : Dimensions de la poutre principale**

Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place du ferrailage, toute en satisfaisant les conditions du RPA version 2003, on prend  $b=30 \text{ cm}$ .

On adopte une section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

Vérification selon le RPA99 version 2003 page 69, pour la zone II-a.

- ✓  $b \geq 20 \text{ cm}$  .....(Observée)
- ✓  $h \geq 30 \text{ cm}$  .....(Observée)
- ✓  $\frac{h}{b} \leq 4$  .....(Observée)

**II.1.2.2. Les poutres secondaires**

$L_{max} = 5.65 \text{ m}$  : distance maximale entre nus d'appuis.

**$h$  : hauteur de la poutre**

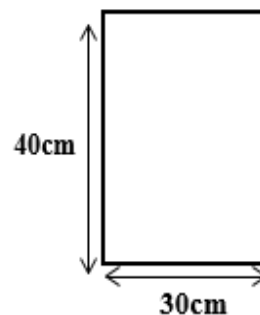
$$\frac{565}{15} \leq H \leq \frac{565}{10} \quad 37,66 \text{ cm} \leq H \leq 56,5 \text{ cm}$$

Donc on prend :  **$h = 40 \text{ cm}$**

**$b$  : largeur de la poutre, donnée par :**

$$0,3h \leq b \leq 0,6h \Rightarrow 13,5 \leq b \leq 27 \text{ cm}$$

On prend  **$b=30 \text{ cm}$**



**Figure.II.8: Dimensions de la poutre secondaire**

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

Vérification selon le RPA99 version 2003 page 69, pour la zone II-a.

- ✓  $b \geq 20$  cm .....(Observée)
- ✓  $h \geq 30$  cm .....(Observée)
- ✓  $\frac{h}{b} \leq 4$  ..... (Observée)

**II.1.2.3. La poutre palière**

Selon la condition de flèche :

$$\frac{L}{15} \leq H \leq \frac{L}{10}$$

$L = 325$  cm : distance maximale entre nus d'appuis.

$$\frac{325}{15} \leq H \leq \frac{325}{10} \quad 21,66 \text{ cm} \leq H \leq 32,5 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,6h \Rightarrow 9 \leq b \leq 18 \text{ cm}$$

On prend **b=30 cm**

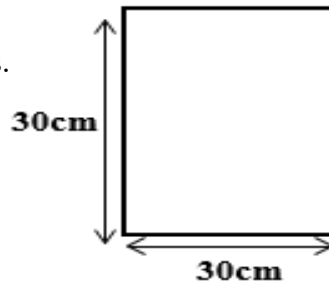


Figure II.9: Dimensions de la poutre Palière

On adopte une section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 30)$  cm<sup>2</sup>.

Ces dimensions vérifient les exigences du RPA99 version 2003 page 69.

- ✓  $b \geq 20$  cm.....(Observée)
- ✓  $h \geq 30$  cm.....(Observée)
- ✓  $\frac{h}{b} \leq 4$  .....(Observée)

**II.1.3. Les poteaux**

D'après le RPA99 version 2003 page 117 les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes:

- ✓  $\text{Min}(b, h) \geq 25$  cm (en zone I et IIa)
- ✓  $\text{Min}(b, h) \geq \frac{H_e}{20}$
- ✓  $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

**b:** Longueur du poteaux

**h:** Largeur du poteaux

**h<sub>e</sub> :** Hauteur libre d'étage

On prend:  $b=50$  cm ,  $h=50$  cm

➤ **Vérification**

- ✓  $\text{Min}(b, h) \geq 25$  cm ..... (Observée)
- ✓  $\text{Min}(b, h) \geq \frac{H_e}{20}$  →  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } h_e = 249 \text{ cm; } h_e / 20 = 249 / 20 = 12.45 \\ \text{cm..(Observée)} \\ \text{Pour } h_e = 368 \text{ cm; } h_e / 20 = 368 / 20 = 18.4 \text{ cm} \end{array} \right.$
- ✓  $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$  ..... (Observée)

Poteau	Dimensions (BxH) (cm)	Surface (m2)
Entresol + RDC	50x50	0.25
Etage 1 et 2	50x45	0.225
Etage 3 et 4	45x45	0.2025
Etage 5 et 6	45x40	0.18
Etage 7 et 8	40x40	0.16

Tableau.II.2: Dimensions préliminaires des poteaux

#### II.1.4. Les voiles

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes:

- ✓  $e \geq \frac{H_e}{20}$
- ✓  $e \geq 15 \text{ cm}$

(Avec : e : l'épaisseur des voiles: RPA99 version 2003 (7.7.1 page 74))

Etage	H Etage	He Etage	He/20	e adoptée
E. courant	<b>2.89</b>	<b>2.49</b>	<b>12.45</b>	<b>15 cm</b>
Entresol	<b>4.08</b>	<b>3.68</b>	<b>18.4</b>	<b>20 cm</b>

Tableau.II.3 : Epaisseur des voiles

On prend :

**e= 20 cm** pour le voile périphérique ; **e= 15cm** pour les autres voiles.

#### II.1.5. Les escaliers

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Il est constitué de :

- ✓ Cage d'escalier : mur ou voile entourant l'escalier.
- ✓ Marche (giron « g ») : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier.
- ✓ Contre marche « h » : la hauteur de marche.
- ✓ Paillasse : partie inclinée servant de support aux marches sur toute leur largeur.
- ✓ Palier : partie horizontale d'accès ou d'arrivée d'une volée.
- ✓ Hauteur de marche : sa valeur est comprise entre  $13 \leq h \leq 17 \text{ cm}$

Pour déterminer les dimensions des marches et contre marche « g et h » on utilise la loi de Blondel qui est la suivante :

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

Pré dimensionnement :

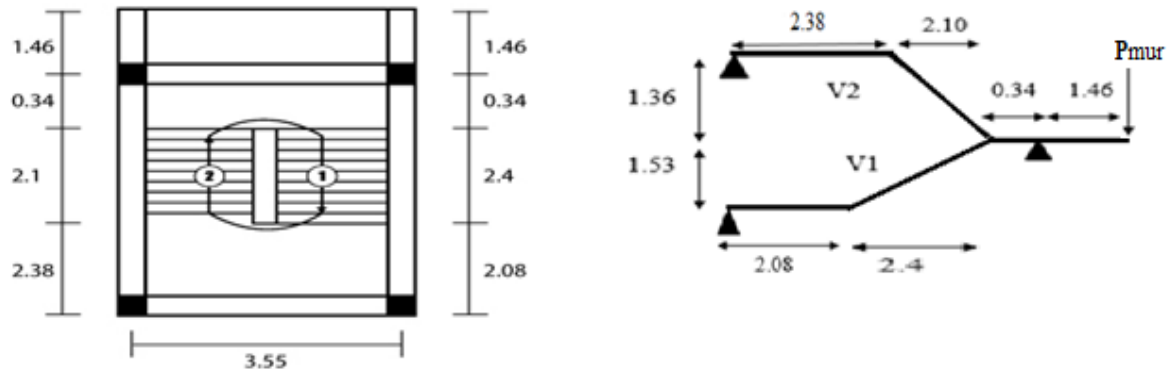


Figure II.10: Schéma de l'escalier

Type 1	L(cm)	H(cm)	N	n-1	g (cm)	h(cm)	$\alpha(^{\circ})$	e(cm)
Volée 1	240	153	9	8	30	17	32.51	18
Volée 2	210	136	8	7	30	17	32.92	18

Tableau.II.4: Dimensions Des Escalier

## II.2. Evaluation des charges et surcharges

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitation Q sont évaluées selon le DTR B.C.2.2.

### II.2.1. Plancher terrasse inaccessible

#### II.2.1.1. Dalle pleine

1	Protection en gravillon roulé (5cm)	$0,04 \times 20 = 0,8 \text{ kN/m}^2$
2	Etanchéité multicouches (2cm)	$0,02 \times 6 = 0,12 \text{ kN/m}^2$
3	Forme de pente 1% (10cm)	$0,1 \times 22 = 2,2 \text{ kN/m}^2$
4	Isolation thermique en liège (4cm)	$0,04 \times 4 = 0,16 \text{ kN/m}^2$
5	Dalle Pleine (15cm)	$3,75 \text{ kN/m}^2$
6	Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 10 = 0,2 \text{ kN/m}^2$
		$G = 7,23 \text{ kN/m}^2$ $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

Tableau.II.6 : Plancher terrasse inaccessible (DP 15 cm)

1	Protection en gravillon roulé (5cm)	$0,04 \times 20 = 0,8 \text{ kN/m}^2$
2	Etanchéité multicouches (2cm)	$0,02 \times 6 = 0,12 \text{ kN/m}^2$
3	Forme de pente 1% (10cm)	$0,1 \times 22 = 2,2 \text{ kN/m}^2$
4	Isolation thermique en liège (4cm)	$0,04 \times 4 = 0,16 \text{ kN/m}^2$
5	Dalle Pleine (18cm)	4,5 kN/m <sup>2</sup>
6	Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 10 = 0,2 \text{ kN/m}^2$
		G = 7,98 kN/m <sup>2</sup> Q = 1 kN/m <sup>2</sup>

Tableau.II.7 : Plancher terrasse inaccessible (DP 18 cm)

II.2.1.2. Plancher Corps Creux

1	Protection en gravillon roulé (5cm)	$0,045 \times 20 = 0,9 \text{ kN/m}^2$
2	Etanchéité multicouches (2cm)	$0,02 \times 6 = 0,12 \text{ kN/m}^2$
3	Forme de pente 1% (10cm)	$0,1 \times 22 = 2,2 \text{ kN/m}^2$
4	Isolation thermique en liège (4cm)	$0,04 \times 4 = 0,16 \text{ kN/m}^2$
5	Plancher en corps creux (25+5)	2,6 kN/m <sup>2</sup>
6	Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 10 = 0,2 \text{ kN/m}^2$
		G = 6,18 kN/m <sup>2</sup> Q = 1 kN/m <sup>2</sup>

Tableau.II.8 : Plancher terrasse inaccessible (Corps Creux)

II.2.2. Plancher Etage courant

1	Revêtement en carrelage (2cm)	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
2	Mortier de pose (2cm)	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
3	Lit de sable (2cm)	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
4	Plancher en corps creux (25+5) cm	2,6 kN/m <sup>2</sup>
5	Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 10 = 0,2 \text{ kN/m}^2$
6	Cloison de Séparation (10cm)	$0,1 \times 9 = 0,9 \text{ kN/m}^2$
		G = 4,86 kN/m <sup>2</sup> Q = 1,5 kN/m <sup>2</sup>

Tableau.II.9 : Plancher étage courant (habitation)



II.2.2.1. Etage courant

1	Revêtement en carrelage (2cm)	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
2	Mortier de pose (2cm)	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
3	Lit de sable (2cm)	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
4	Dalle Pleine (15cm)	$3,75 \text{ kN/m}^2$
5	Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 10 = 0,2 \text{ kN/m}^2$
		$G = 5,11 \text{ kN/m}^2$ $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$

Tableau.II.10 : Plancher étage courant (DP 15 cm)

1	Revêtement en carrelage (2cm)	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
2	Mortier de pose (2cm)	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
3	Lit de sable (2cm)	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
4	Dalle Pleinne (18cm)	$4,5 \text{ kN/m}^2$
5	Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 10 = 0,2 \text{ kN/m}^2$
		$G = 5,86 \text{ kN/m}^2$ $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$

Tableau.II.11 : Plancher étage courant (DP 18 cm)

II.2.2.2. Maçonnerie

C. Mur extérieur

1	Enduit extérieure (2cm)	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
2	Brique creuse (15cm)	$0,15 \times 9 = 1,35 \text{ kN/m}^2$
3	Brique creuse (10cm)	$0,1 \times 9 = 0,9 \text{ kN/m}^2$
4	Enduit intérieure (2cm)	$0,02 \times 10 = 0,2 \text{ kN/m}^2$
		$G = 2,81 \text{ kN/m}^2$

Tableau.II.12 : Mur extérieur

D. Mur intérieur

1	Maçonnerie brique creuse (10cm)	$0,1 \times 9 = 0,9 \text{ kN/m}^2$
2	Enduit en ciment (2cm)	$0,02 \times 18 \times 2 = 0,72 \text{ kN/m}^2$
		$G = 1,62 \text{ kN/m}^2$

Tableau.II.13: Mur intérieur

II.2.2.3. Balcon

1	Revêtement en carrelage (2cm)	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
2	Mortier de pose (2cm)	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
3	Lit de sable (2cm)	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
4	Plancher en dalle pleine (15) cm	$3,75 \text{ kN/m}^2$
5	Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 10 = 0,2 \text{ kN/m}^2$
		$G = 5,15 \text{ kN/m}^2$
		$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

Tableau.II.14 : Balcon

II.2.2.4. Les escaliers

A. Volée

1	Revêtement horizontal en carrelage	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
2	Revêtement verticale en carrelage	$0,02 \times 20 = 0,226 \text{ kN/m}^2$
3	Mortier de pose horizontale	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
4	Mortier de pose verticale	$0,02 \times (0,17/0,3) \times 20 = 0,026 \text{ kN/m}^2$
5	Marches	$(0,17/2) \times 22 = 1,87 \text{ kN/m}^2$
6	Paillasse	$25 \times 0,18 = 4,5 \text{ kN/m}^2$
7	Enduit en Plâtre	$0,02 \times 10 = 0,2 \text{ kN/m}^2$
8	Garde-corps	$0,1 \text{ Kn/m}^2$
		$G = 7,72 \text{ kN/m}^2$
		$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Tableau.II.15 : Evaluation de Charges sur la Volée

B. Palier

1	Revêtement en carrelage	$0,02 \times 2 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
2	Mortier de pose	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
3	Lit de sable	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
4	Dalle pleine en Béton armé	$0,18 \times 25 = 4,5 \text{ kN/m}^2$
5	Enduit en ciment	$0,02 \times 10 = 0,2 \text{ kN/m}^2$
		$G = 5,86 \text{ kN/m}^2$
		$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Tableau.II.16 : Evaluation de Charges sur le Palier

II.2.2.5.

Voile

1	Poids propre du voile (15cm)	$0,15 \times 25 = 3.75 \text{ kN/m}^2$
2	Enduit en ciment (2cm)	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
3	Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 10 = 0,2 \text{ kN/m}^2$
		$G = 4.31 \text{ kN/m}^2$

Tableau.II.17 : Evaluation de Charges sur les Voiles

✚ Tableau récapitulatif

Eléments		Charge permanente G (kN/m <sup>2</sup> )		Sur charge d'exploitation Q (kN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse (inaccessible)		DP 15 cm	7.23	1
		DP 18 cm	7.98	
		Corps Creux	6.18	
Plancher étagecourant	Corps creux	4,86		1,5
	DP 15 cm	5.11		1,5
	DP 18 cm	5.86		
Maçonnerie	Mur extérieur	2,81		/
	Mur intérieur	1,62		
Balcon		5.15		3,5
Acrotère		2,26 kN/ml		/
Escalier	Volée	7.72		2,5
	Palier	5.86		

Tableau.II.18 : Tableau récapitulatif

II.3. Descente des charges

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

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.

- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère ...)

**II.3.1. Loi de de dégression**

Soit  $Q_0$  la surcharge d’exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment  $Q_0, Q_1, \dots, Q_n$  sont les charges d’exploitation respectivement des planchers d’étage  $Q$  à chaque niveau et déterminé comme suit DTR B.C 2.2 (6.3 page 16):

Sous la terrasse .....	$Q_0$ .
Sous le dernier étage .....	$Q_0+Q_1$
Sur l’étage immédiatement inférieur	
Étage 2 .....	$Q_0 +0,95 (Q_1+Q_2)$ .
Étage 3 .....	$Q_0 +0,90 (Q_1+Q_2+Q_3)$ .
Étage 4 .....	$Q_0 +0,85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$ .
Étage n .....	$Q_0 +\frac{3+n}{2n} (Q_1+Q_2+Q_3+\dots +Q_n)$ .

→ Dans Notre Etude, nous allons nous intéresser aux deux poteaux suivants :

- **B5** : poteau avec une surface afférente importante.
- **E5**: poteau avoisinant la cage d’escalier ainsi que la dalle pleine.

➤ **Poteau B5 :**

- **Surfaces Afférente**

$S1 = S_{cc} = (2.825 \times 1.47) = 4.15275 \text{ m}^2$

$S2 = S_{dp} = 1.3 \times 1.47 = 1.911 \text{ m}^2$

$S3 = S_{cc} = 1,3 \times 2.345 = 3.0845 \text{ m}^2$

$S4 = S_{cc} = 2.825 \times 2.345 = 6.624 \text{ m}^2$

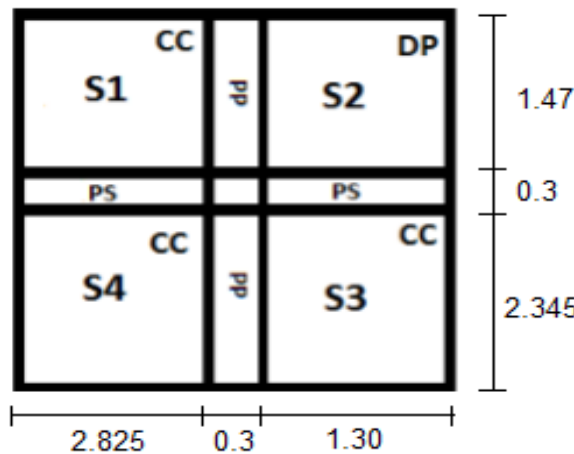


Figure II.11 : surface afférente poteau B5

• **Poids Des Planchers**

**Etage Courant :**

$$G = G_{\text{etage}} \times (S1 + S2 + S3) + G_{\text{dp}} \times S2 = \mathbf{80.11 \text{ Kn}}$$

$$Q = 1,5 \times 1,15.73 = \mathbf{23.60 \text{ Kn}}$$

**Terrasse inaccessible :**

$$G = G_{\text{terrasse}} \times (S1 + S2 + S3) + G_{\text{dp}} \times S2 = \mathbf{100.69 \text{ Kn}}$$

$$Q = 1 \times 15.73 = \mathbf{15.73 \text{ Kn}}$$

• **Poids Des Poutres**

Poutres principales (30 x 45) :  $3.815 \times 0.3 \times 0.45 \times 25 = \mathbf{12.875 \text{ Kn}}$

Poutres secondaires (30 x 40) :  $4.125 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = \mathbf{8,775 \text{ Kn}}$

• **Poids Des poteaux**

Poteau	Dimensions (BxH) (cm)	Poids (Kn )
Entresol	50x50	25,5
RDC	50x50	18,0625
Etage 1 et 2	50x45	16.625
Etage 3 et 4	45x45	14,63
Etage 5 et 6	45x40	13,005
Etage 7 et 8	40x40	11,56

Tableau .II.19 : Poids des poteaux

Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)
N <sub>0</sub>	Plancher terrasse inaccessible :	<b>100.69</b>	<b>15,73</b>
	Poutre principale	<b>12.875</b>	
	Poutre secondaire	<b>12.375</b>	
	Poteau :	<b>11.56</b>	
	Surcharge :		
<b>Total</b>		<b>137,5</b>	<b>15,73</b>
N <sub>1</sub>	Revenant de N <sub>0</sub>	<b>137,5</b>	<b>15,73</b>
	Plancher etage courant	<b>80,11</b>	<b>23,60</b>
	Poutre principale	<b>12,785</b>	
	Poutre secondaire	<b>12,375</b>	
	Poteau :	<b>11,56</b>	
<b>Total</b>		<b>254,42</b>	

N <sub>2</sub>	Revenant de N <sub>1</sub>	254,42	
	Plancher étage courant :	80,15	15.73
	Poutre principale	12,875	44.84
	Poutre secondaire	12,375	
	Poteau :	13,005	
<b>Total</b>		<b>372,78</b>	<b>60,57</b>
N <sub>3</sub>	Revenant de N <sub>2</sub>	372,78	15.73
	Plancher étage courant :	80,11	63.72
	Poutre principale	12,875	
	Poutre secondaire	12,375	
	Poteau : 25×0,45×0,4×2,89	13,005	
<b>Total</b>		<b>491,15</b>	<b>79,45</b>
N <sub>4</sub>	Revenant de N <sub>3</sub>	491,15	15.73
	Plancher étage courant :	80,11	82.60
	Poutre principale	12,875	
	Poutre secondaire	12,375	
	Poteau :	14,63	
<b>Total</b>		<b>611,14</b>	<b>98,33</b>
N <sub>5</sub>	Revenant de N <sub>4</sub>	611,14	15.73
	Plancher étage courant :	80,11	94.40
	Poutre principale	12,875	
	Poutre secondaire	12,375	
	Poteau :	14,63	
<b>Total</b>		<b>731,13</b>	<b>110,13</b>
N <sub>6</sub>	Revenant de N <sub>5</sub>	731,13	15.73
	Plancher étage courant :	80,11	106.20
	Poutre principale	12,875	
	Poutre secondaire	12,375	
	Poteau :	16,25	
<b>Total</b>		<b>852,75</b>	<b>121,93</b>
	Revenant de N <sub>6</sub>	852,75	15.73

<b>N<sub>7</sub></b>	Plancher étage courant :	<b>80,11</b>	<b>117,95</b>
	Poutre principale	<b>12,875</b>	
	Poutre secondaire	<b>12,375</b>	
	Poteau	<b>16,25</b>	
<b>Total</b>		<b>974,36</b>	<b>133,73</b>
<b>RDC</b>	Revenant de N <sub>7</sub>	<b>974,36</b>	<b>15,73</b>
	Plancher RDC :	<b>80,11</b>	<b>129,80</b>
	Poutre principale	<b>12,875</b>	
	Poutre secondaire	<b>12,375</b>	
	Poteau	<b>18,06</b>	
<b>Total</b>		<b>1097,79</b>	<b>145,53</b>
<b>entre-sol</b>	Revenant du RDC	<b>1097,79</b>	<b>15,73</b>
	Plancher	<b>80,11</b>	<b>141,45</b>
	Poutre principale	<b>12,875</b>	
	Poutre secondaire	<b>12,375</b>	
	Poteau :	<b>25,25</b>	
	Surcharge :		
<b>Total</b>		<b>1228,65</b>	<b>157,33</b>

Tableau.II.20: Descente des charges sur poteau B5

➤ **Poteau E5 :**

• **Surfaces Afférente**

$$S_1 = S_{dp} = 2.97 \times (1.625 + 0.3 + 1.3) - (1.5^2/2) = 8,45325 \text{ m}^2$$

$$S_2 = S_{cc} = 1.3 \times 2.395 = 3,1135 \text{ m}^2$$

$$S_3 = S_{palier} + S_{volée}$$

$$= (1,625 \times 2,08 + 0,3 \times 1,4) + (0,015 \times 1,4)$$

$$= 3,8 + 0,021$$

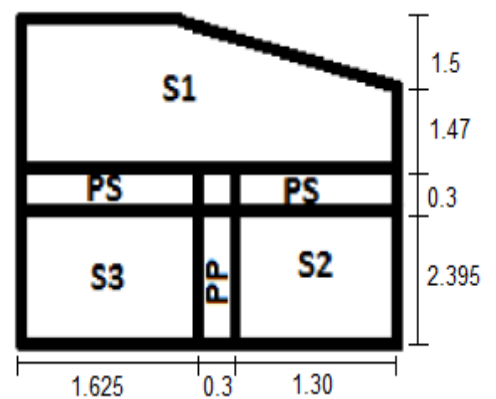


Figure II.12 : surface afférente poteau E5

• Poids Des Planchers

Etage Courant :

$$G = G_{dp} \times (S1 + S2) + G_{cc} \times (S3) + G_p \times (Sp) + G_v \times (Sv) = 94,72 \text{ Kn}$$

$$Q = 1,5 \times [8,45325 + 3,1135 + 0,3 \times (1,625 + 1,3 + 2,395) + 2,5 \times (3,8 + 0,021)] = 34,072 \text{ Kn}$$

Terrasse inaccessible :

$$G = 7,98 \times [(8,45325 + (3,8 + 0,021))] + 6,18 \times (3,1135) = 123,417 \text{ Kn}$$

$$Q = 1 \times (2,97 + 0,3 + 2,395) \times (1,3 + 0,3 + 1,625) - (1,5^2 / 2) = 17,1446 \text{ Kn}$$

• Poids des Poutres :

Poutres principales (30 x 45) :  $2,395 \times 0,3 \times 0,45 \times 25 = 8,0831 \text{ Kn}$

Poutres secondaires (30 x 40) :  $(1,625 + 1,3) \times 0,3 \times 0,4 \times 25 = 8,775 \text{ Kn}$

Poids Des poteaux :

Poteau	Dimensions (BxH) (cm)	Poids (Kn)
Entresol	50x50	25,5
Rdc	50x50	18,0625
Etage 1 et 2	50x45	1,26625
Etage 3 et 4	45x45	14,63
Etage 5 et 6	45x40	13,005
Etage 7 et 8	40x40	11,56

Tableau. II.21 Poids des poteaux

Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)
N <sub>0</sub>	Plancher terrasse inaccessible :	123,417	17,16
	Poutre principale	8,083	
	Poutre secondaire	8,775	
	Poteau	11,56	
	<b>Total</b>	<b>151,8351</b>	<b>17,16</b>
N <sub>1</sub>	Revenant de N <sub>0</sub>	151,8351	17,16
	Plancher étage courant	94,7235	34,07
	Poutre principale	8,083	
	Poutre secondaire	8,775	
	Poteau :	11,56	



<b>Total</b>		<b>274,9767</b>	<b>51,217</b>
<b>N<sub>2</sub></b>	Revenant de N <sub>1</sub>	274,9767	17,16
	Plancher étage courant :	94,7235	64,73
	Poutre principale	8,083	
	Poutre secondaire	8,775	
	Poteau :	13,005	
<b>Total</b>		<b>399,5152</b>	<b>81,89</b>
<b>N<sub>3</sub></b>	Revenant de N <sub>2</sub>	399,5152	17,16
	Plancher étage courant :	94,7235	91,99
	Poutre principale	8,083	
	Poutre secondaire	8,775	
	Poteau :	13,005	
<b>Total</b>		<b>524,1018</b>	<b>109,14</b>
<b>N<sub>4</sub></b>	Revenant de N <sub>3</sub>	524,1018	17,16
	Plancher étage courant :	94,7235	119,25
	Poutre principale	8,083	
	Poutre secondaire	8,775	
	Poteau :	14,63	
<b>Total</b>		<b>650,3134</b>	<b>136,4</b>
<b>N<sub>5</sub></b>	Revenant de N <sub>4</sub>	650,3134	17,16
	Plancher étage courant :	94,7235	136,29
	Poutre principale	8,083	
	Poutre secondaire	8,775	
	Poteau :	14,63	
<b>Total</b>		<b>776,525</b>	<b>153,435</b>
<b>N<sub>6</sub></b>	Revenant de N <sub>5</sub>	776,525	17,16
	Plancher étage courant :	94,7235	153,32
	Poutre principale	8,083	
	Poutre secondaire	8,775	
	Poteau :	16,2565	
<b>Total</b>		<b>904,3628</b>	<b>170,472</b>
	Revenant de N <sub>6</sub>	904,3628	17,16

<b>N<sub>7</sub></b>	Plancher étage courant :	<b>94,7235</b>	<b>170.36</b>
	Poutre principale	<b>8,083</b>	
	Poutre secondaire	<b>8,775</b>	
	Poteau	<b>16,2565</b>	
<b>Total</b>		<b>1032,2007</b>	<b>187,508</b>
<b>RDC</b>	Revenant de N <sub>7</sub>	<b>1032,2007</b>	<b>17.16</b>
	Plancher RDC :	<b>94,7235</b>	<b>187.40</b>
	Poutre principale	<b>8,083</b>	
	Poutre secondaire	<b>8,775</b>	
	Poteau	<b>18,0625</b>	
<b>Total</b>		<b>1161,8448</b>	<b>204,545</b>
<b>entre-sol</b>	Revenant du RDC	<b>1161,8448</b>	<b>17.16</b>
	Plancher	<b>94,7235</b>	<b>204.43</b>
	Poutre principale	<b>8,083</b>	
	Poutre secondaire	<b>8,775</b>	
	Poteau :	<b>18,0625</b>	
<b>Total</b>		<b>1298,9264</b>	<b>221,581</b>

*Tableau.II.22: Descente des charges sur poteau E5*

Résultat de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux

Poteau	G (kn)	Q (kn)	ELU	ELS
<b>B5</b>	1228.65	157.3308	1894.6791	1385.98
<b>E5</b>	1298.9264	221.5814	2085.9227	1520.50

*Tableau II.23 : Résumé de la descente de charges*

Donc on prend le poteau (**E5**) qui est le plus défavorable avec :

$$N_u = 2085.9227 \text{ Kn}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer  $N_u$  (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.

$$N_u^* = 1.1 \times 2085.9227$$

$$N_u^* = 2294.515 \text{ Kn}$$

➤ **Vérifications sur le poteau le plus sollicité (E5)**

• **Vérification a la Compression Simple**

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu^*}{B} \leq \sigma_{adm} \text{ tel que : } \sigma_{adm} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

B : surface du poteau considéré

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau Suivant :

Niveau	Nu*	Section (m <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>adm</sub>	Observation
Entre Sol	2294.515	0.25	9.178	14.2	Vérifiée
RDC	2062.83	0.25	8.25	14.2	Vérifiée
1	1842.2	0.225	8.18	14.2	Vérifiée
2	1624.25	0.225	7.218	14.2	Vérifiée
3	1406.30	0.2025	6.944	14.2	Vérifiée
4	1190.77	0.2025	5.88	14.2	Vérifiée
5	958.37	0.18	5.32	14.2	Vérifiée
6	728.39	0.18	4.046	14.2	Vérifiée
7	492.84	0.16	3.08	14.2	Vérifiée
8	253.76	0.16	1.586	14.2	Vérifiée

Tableau II.24 Résumé de la vérification a la compression

• **Vérification au flambement :**

**l<sub>f</sub>** : La longueur de flambement, CBA 93 (B.8.3.3.1),  $l_f = 0,7 l_0$  (cas générale),

**l<sub>0</sub>**: Hauteur de poteau entre niveau (étage).

**i** : Rayon de giration,

**I** : Moment d'inertie

**B** : Section du poteau (a×b) cm<sup>2</sup>

**Br** : La section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique en (cm<sup>2</sup>) ; **Br** = (a-2)(b-2)

**f<sub>e</sub>** = 400 MPa ; **f<sub>c28</sub>** = 25 MPa

$\gamma_s = 1,15$        $\gamma_b = 1,5$

Exemple de Calcul : pour Entre sol poteau (50 x 50) cm<sup>2</sup>

**L<sub>0</sub>** = 4.08 – 0.45 = **3.3 m**      **L<sub>f</sub>** = **2.54**

**I** =  $\frac{0.5^4}{12} = 5.2 \times 10^{-3} \text{ m}^4$  , **B** = 0.5 x 0.5 = 0.25 m<sup>2</sup>

**i** =  $\sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{5.208 \times 10^{-3}}{0.25}}$  **i** = **0.144m**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2.54}{0.144} \lambda = 17.59 < 50$$

$$\text{Donc: } \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.809$$

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha} \times \frac{1}{\frac{fc28}{(0.9 \times \gamma_b)} + \frac{fe}{(100 \times \gamma_s)}} = \frac{2294.515}{0.809} \times \frac{1}{\frac{25}{(0.9 \times 1.5)} + \frac{400}{(100 \times 1.15)}}$$

$$Br = (0.5-0.02)(0.5-0.02) = 0.230 \geq 0.1289 \text{ (Vérifiée)}$$

	Nu*	I	Λ	A	Br	Br <sub>calculé</sub>	Observation
<b>Entre Sol</b>	2294.515	0.144	17.59	0.809	0.2304	0.128	Vérifiée
<b>RDC</b>	2062.83	0.144	17.59	0.809	0.2304	0.116	Vérifiée
<b>1</b>	1842.2	0.129	13.24	0.826	0.206	0.101	Vérifiée
<b>2</b>	1624.25	0.129	13.24	0.826	0.206	0.089	Vérifiée
<b>3</b>	1406.30	0.102	16.64	0.813	0.184	0.078	Vérifiée
<b>4</b>	1190.77	0.102	16.64	0.813	0.184	0.066	Vérifiée
<b>5</b>	958.37	0.115	14.97	0.820	0.163	0.053	Vérifiée
<b>6</b>	728.39	0.115	14.97	0.820	0.163	0.039	Vérifiée
<b>7</b>	492.84	0.115	14.79	0.820	0.144	0.027	Vérifiée
<b>8</b>	253.76	0.115	14.79	0.820	0.144	0.014	Vérifiée

Tableau II.25 : Vérification au flambement

• Vérification des Conditions du RPA99 :

Poteau	50x50	50x45	45x45	45x40	40x40	Observation
Min(b <sub>1</sub> ,h <sub>1</sub> ) > 25 cm	50 > 25	45 > 25	45 > 25	40 > 25	40 > 25	Vérifiée
Min(b <sub>1</sub> ,h <sub>1</sub> ) > h <sub>e</sub> /20	20.4 < 50	14.45 < 45	14.45 < 45	14.45 < 40	14.45 < 40	Vérifiée
0.25 ≤ b <sub>1</sub> /h <sub>1</sub> ≤ 4	1	0.9	1	0.88	1	Vérifiée

Tableau II.26 : Vérification du RPA99

**Conclusion**

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

Un Plancher en corps creux de (25 + 5)

**Des dalles pleines :**

- e= 12 cm
- e=15cm
- e=18cm

**Poutres:**

- Poutres principales : (30 x 45)
- Poutres secondaires : (30 x 40)
- Poutre palière :( 30×30)

**Escaliers:**

- e<sub>Volée</sub> = 18 cm
- e<sub>Palier</sub>= 18 cm.

**Remarque :** les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifié après les vérifications dans la phase de calcul

*Chapitre III*  
*Calcul des éléments*  
*secondaires*

**Introduction**

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

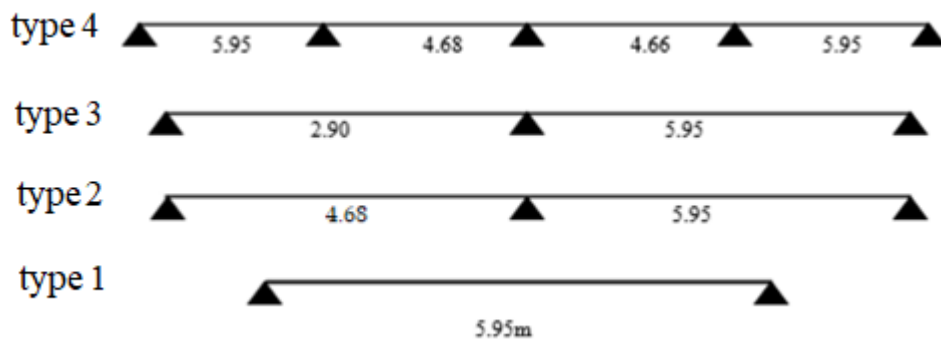
**III.1. Calcul des Planchers**

**III.1.1. Plancher à corps creux**

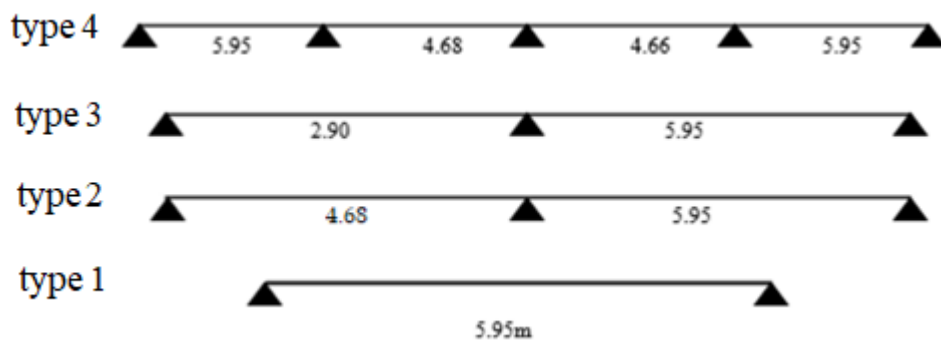
**III.1.1.1. Etude des poutrelles**

Les poutrelles Sont des éléments en T et soumises a la flexion simple, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

**A. Les différents types de poutrelles**



*Figure III.1 : Types de poutrelles pour Etage Courant*



*Figure III.2 : Types de poutrelles pour Terrasse inaccessible*

**B. 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.

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

- Le plancher calculer est un plancher a surcharge modéré  $Q \leq \min (2G, 5\text{KN/m}^2)$ .
- 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.**

➤ **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 :  $a = \frac{G}{G+Q}$

➤ **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

• **Moments en travées :**

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

$$(1) M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max} [(1+0.3a)M_0 ; (1.05 M_0 )]$$



$$(2) \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1,2+0,3 a)}{2} M_0 \\ M_t \geq \frac{(1,0+0,3 a)}{2} M_0 \end{array} \right.$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments aux appuis à gauche et à droite de la travée considéré.

➤ **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  $V_0$  de :

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

**B.2. Méthode de Caquot**

➤ **Condition d'application**

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

➤ **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).

➤ **Evaluation des moments**

• **Moment aux appuis  $M_i$**

$$M_i = - \frac{Qg \times L'g^3 + Qd \times L'd^3}{8.5(Lg' + Ld')}$$

$q_g$  et  $q_d$  : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

$L'_g$  et  $L'_d$  : Sont des travées fictives telles que

0,8 L: travée intermédiaire

L : travée de rive

• **Moment en travée  $M_t$**

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

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

• **Efforts tranchants**

$$V_0 = \frac{ql}{2}$$

$$V_{gi} = V_{0g} + \frac{M_{ai} - M_{ai-1}}{L_{i-1}}$$

$$V_{di} = V_{0e} + \frac{M_{ai+1} - M_{ai}}{L_i}$$

**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 :**

*Tableau III.1 Choix des méthodes de calculs des différentes poutrelles étage courant.*

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

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

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

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	4.86	1,5	0.65	5.72	4.13
Terrasse inaccessible	6.18	1	0.65	6.4	4.66

Dans ce qui suit nous exposons un exemple de calcul détaillé des poutrelles, (type 4) :

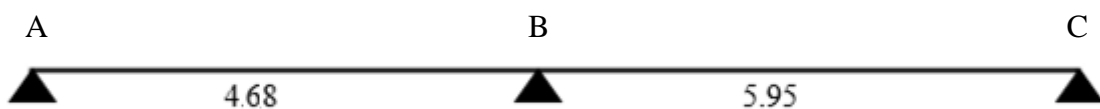


Figure III.3 : schéma des poutrelles Type 2 Etage courant

Soit :  $G' = \frac{2 \times G}{3}$        $q'_u = (1.35G + 1.5Q) \times b$        $q'_s = (G + Q) \times b$

$G' = 3.24 \text{ Kn/m}^2$        $q'_u = 4.3 \text{ Kn/m}^2$        $q'_s = 3.081 \text{ Kn/m}^2$

- Moments en Appuis :

Appuis [A]:

$M_A^{elu} = 0 \text{ Kn/m}^2$

$$M_A^{els} = 0 \text{ Kn/m}^2$$

**Appuis [B]:**

$$M_B = - \frac{4.3 \times 5.95^3 + 4.3 \times 4.68^3}{8.5 (5.95 + 4.68)} \quad M_b^{elu} = -14.92 \text{ Kn/m}^2$$

$$M_B = - \frac{3.081 \times 5.95^3 + 3.081 \times 4.68^3}{8.5 (5.95 + 4.68)} \quad M_b^{els} = -10.67 \text{ Kn/m}^2$$

**Appuis [C]:**

$$M_C^{elu} = 0 \text{ Kn/m}^2$$

$$M_C^{els} = 0 \text{ Kn/m}^2$$

**Appuis :**

$$M_A = M_C = -0.15M_o^{\max} \text{ (pour le ferrailage)}$$

$$M_A^{elu} = M_C^{elu} = -2.85 \text{ KN/m}^2 ; M_A^{els} = M_C^{els} = -2.04 \text{ Kn/m}^2$$

$$M_B = -14.72 \text{ KN/m}^2$$

• **Moments en travée :**

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

**Travée [AB]:**

$$X_0 = \frac{4.68}{2} - \frac{14.92}{5.72 \times 4.68} \quad X_0 = 1.79 \text{ m}$$

$$\text{ELU: } M_t^{AB} = 14.79 - 14.92 \times \frac{1.79}{4.68} \quad M_t^{AB} = 9.10 \text{ Kn.m}$$

$$\text{ELS: } M_t^{AB} = 10.68 - 10.67 \times \frac{1.79}{4.68} \quad M_t^{AB} = 6.60 \text{ Kn.m}$$

**Travée [BC]:**

$$X_0 = \frac{5.95}{2} + \frac{14.92}{5.72 \times 5.95} \quad X_0 = 3.41 \text{ m}$$

$$\text{ELU: } M_t^{BC} = 24.78 - 14.92 \times \left(1 - \frac{3.41}{5.95}\right) \quad M_t^{BC} = 18.43 \text{ Kn.m}$$

$$\text{ELS: } M_t^{BC} = 17.89 - 10.67 \times \left(1 - \frac{3.41}{5.95}\right) \quad M_t^{BC} = 13.34 \text{ Kn.m}$$

• Calcul d'effort tranchant :

$$\left\{ \begin{aligned} V_A &= \frac{q \times L_{AB}}{2} - \frac{(M_A - M_B)}{L_{AB}} = \frac{5.72 \times 4.68}{2} - \frac{(14.92)}{4.68} = 10.21 \text{ Kn} \\ V_B &= -\frac{q \times L_{AB}}{2} - \frac{(M_A - M_B)}{L_{AB}} = -\frac{5.72 \times 4.68}{2} - \frac{(14.92)}{4.68} = -16.57 \text{ Kn} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} V_B &= \frac{q \times L_{BC}}{2} - \frac{(M_B - M_C)}{L_{BC}} = \frac{5.72 \times 5.95}{2} + \frac{(14.92)}{5.95} = 19.54 \text{ Kn} \\ V_C &= -\frac{q \times L_{BC}}{2} - \frac{(M_B - M_C)}{L_{BC}} = -\frac{5.72 \times 5.95}{2} + \frac{(14.92)}{5.95} = -14.53 \text{ Kn} \end{aligned} \right.$$

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

ELU				ELS			V <sub>u</sub> (KN)
Type	M <sub>t</sub> (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.riv (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.riv (KN.m)	
<b>Etage courant</b>							
<b>1</b>	18.94	-13.75	-2.84	13.70	-9.839	-2.04	19.34
<b>2</b>	19.06	-13.45	-2.84	13.79	-9.62	-2.04	19.29
<b>3</b>	18.43	-14.924	-2.85	13.34	-10.67	-2.04	19.54
<b>4</b>	25.31	0	3.79	18.27	0	2.74	17.017
<b>Terrasse inaccessible</b>							
<b>1</b>	21.46	-14.65	-3.05	15.68	-10.62	-2.21	21.49
<b>2</b>	21.597	-14.341	-3.05	15.781	-10.39	-2.21	21.44
<b>3</b>	20.91	-15.90	-3.05	15.28	-11.534	-2.21	21.70
<b>4</b>	28.32	0	-4.24	15.28	0	-3.093	21.70

**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>						
25.31	-14.92	-3.79	18.27	-10.67	-2.74	19.54
<b>Terrasse inaccessible</b>						
28.32	-15.90	-4.24	15.78	-11.53	-3.09	21.70

**C. Ferrailage des poutrelles**

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

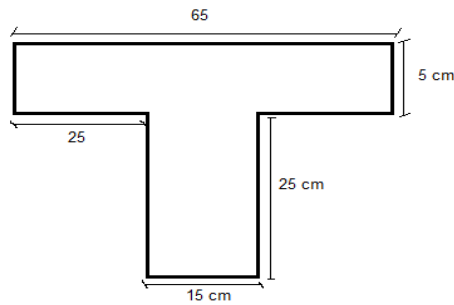


Figure III.4. Vue en coupe de la poutrelle

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

$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$a$	$Z$ (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>						
25.31	0.035	0.044	0.27	2.69	2.2	2HA10+ 1 HA12 = 2.70
<b>Terrasse inaccessible</b>						
28.32	0.039	0.05	0.274	2.69	2.2	2HA10+1HA12=2.70

<b>Tableau III.7. Calcul des armatures aux appuis intermédiaires</b>						
<b>M<sub>a</sub>(KN.m)</b>	<b>μ<sub>bu</sub></b>	<b>a</b>	<b>Z(m)</b>	<b>A<sup>cal</sup> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	<b>A<sub>opt</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>
<b>Etage courant</b>						
14.924	0.02	0.026	0.27	1.54	0.34	2HA12=2.26
<b>Terrasse inaccessible</b>						
15.908	0.0219	0.027	0.276	1.65	0.34	2HA12=2,26

<b>Tableau III.8. calcul des armatures aux appuis de rives</b>						
<b>M<sub>a</sub>(KN.m)</b>	<b>μ<sub>bu</sub></b>	<b>a</b>	<b>Z(m)</b>	<b>A<sup>cal</sup> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	<b>A<sub>opt</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>
<b>Etage courant</b>						
3.79	0.0052	0.0065	0.279	0.39	0.34	1HA12=1,13
<b>Terrasse inaccessible</b>						
4.24	0.0058	0.0073	0.279	0.43	0.34	1HA12=1,13

➤ **Vérifications à l'ELU :**

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

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} = \frac{21.708 \times 10^{-3}}{(0.1 \times 0.28)} = 0.775 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ mpa}$$

$\tau_u = 0.775 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ Mpa}$  Pas de risque de rupture par Cisaillement.

- **Armatures transversales :**

$$\dot{\phi}_t \leq \min \left( \dot{\phi}_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \dot{\phi}_t \leq \min ( 12 ; 8.57 ; 10 )$$

Sois  $\dot{\phi}_t = 8 \text{ mm} = A_t = 1\dot{\phi}8 = 0.52 \text{ cm}^2$

• **Vérification de l'espacement «St» :**

On fixe un étrier  $A_t = 1HA8 = 0,52\text{cm}^2$

$$\left. \begin{array}{l} St_1 \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) \\ St_2 \leq \frac{At \times fe}{0,4 \times b_0} \\ St_3 \leq \frac{At \times fe \times 0,8}{b_0 \times (\tau_u - 0,3ft_{28} \times K)} \end{array} \right\} \text{ Sois : un étrier HA8 espacé de 15 cm}$$

• **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)**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times Vu}{fe} \quad A_l = A_t + A_{rive} = 4.96 \text{ cm}^2$$

$$4.96 \geq 0.62 \text{ cm}^2 \text{ (Vérifiée)}$$

**Appuis Intermédiaires CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{fe} \left( Vu - \frac{Mu}{0.9d} \right) / A_l = 7.22 \text{ cm}^2$$

$$7.22 \geq \left( 21.708 \times 10^{-3} - \frac{25.31 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28} \right) \times \frac{1.15}{400}$$

$$7.22 \geq - 2.26 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire Vu est négligeable devant la valeur de Mu.

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

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

$$a = 0.9 \times 0.28$$

$$Vu \leq 0,267 \times 0.9 \times 0.28 \times 0.15 \times 25 = 252.25 \text{ Kn}$$

$$21.708 \leq 252.31 \text{ Kn (Vérifiée)}$$

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

$$\tau_u = \frac{Vu \times b_1}{0.9d \times b \times h_0} = 0.662 \text{ Mpa} \leq \tau_{amd} = 3.33 \text{ Mpa (Pas de risque de cisaillement a la jonction$$

Table-nervure)

➤ **Vérifications 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 :**

Position de l'axe neutre :  $H = \frac{b \times h^2}{2} - 15(d-h_0) < 0$

$H = -3.57 \times 10^{-3} \text{ m}^3 < 0$

→ L'axe neutre dans la nervure : section en « T »

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \leq \sigma_{badm} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

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

**En appuis**

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

<i>Tableau III.9 Vérification des contraintes à ELS.</i>					
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>18.27</b>	$5.9 \times 10^{-2}$	$2,92 \times 10^{-4}$	4.4	15
En appuis	<b>10.67</b>	$9.21 \times 10^{-2}$	$1,58 \times 10^{-4}$	8.65	15

**Etat limite de déformation :**

✓  $H_t \geq \max \left( \frac{1}{16} ; \left( \frac{M_t}{15 \times M_0} \right) l \right)$

✓  $A_t \leq \frac{3.6 \times b_0 \times d}{f_e}$

✓  $L \leq 8 \text{ m}$

$M_t^{\max}$  : Moment maximal en travées a l'ELS (  $M^{ser} = 18.27 \text{ Kn.m}$  )

L : longueur de la travée considérée

$M_0 =$  Moment isostatique ( $M_0 = 18.27 \text{ Kn.m}$ )

$$H_t \geq \max \left( \frac{1}{16} ; \left( \frac{Mt}{15 \times M_0} \right) l \right) = \max \left( \frac{1}{16} ; \left( \frac{18.27 \times 10^{-3}}{15 \times 18.27 \times 10^{-3}} \right) \times 5.95 \right)$$

$30 \text{ cm} \leq 39 \text{ cm}$  (Condition non vérifiée)

$$A_t \leq \frac{3.6 \times b_0 \times d}{f_e} \quad A = 2.70 \text{ cm}^2 \leq 3.78 \text{ cm}^2 \text{ (Condition non Vérifiée).}$$

$L < 8$

$5.95 < 8$  (Vérifiée)

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

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

Avec :

- $f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons).
- $f_{ji}$  : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- $f_{pi}$  : la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).

• **Evaluation des Charges :**

$$J = G_{\text{Plancher}} + G_{\text{Cloison}} = 2.6 + 0,9 = 3,5 \text{ KN/m}^2 \quad q_j = 0,65 \times 3,5 \rightarrow q_j = 2,275 \text{ KN/ml}$$

$$g = G_{\text{Plancher}} + G_{\text{Cloison}} + G_{\text{revêtement}} = 4,86 \text{ KN/m}^2 \quad q_g = 0,65 \times 4,86 \rightarrow q_g = 3,159 \text{ KN/ml}$$

$$P = G_{\text{totale}} + Q_{\text{totale}} = 6,36 \text{ KN/m}^2 \quad q_p = 0,65 \times 6,36 \rightarrow q_p = 4,134 \text{ KN/ml}$$

• Evaluation des Moments

**Tableau III.10 : Calcul des moments correspondants.**

<b>Moment correspondant à <math>q_j</math></b>	$q_j \times \frac{l^2}{8}$	$M_j = 12,97 \text{KN.m}$
<b>Moment correspondant à <math>q_g</math></b>	$q_g \times \frac{l^2}{8}$	$M_g = 18,02 \text{KN.m}$
<b>Moment correspondant à <math>q_p</math></b>	$q_p \times \frac{l^2}{8}$	$M_p = 23,58 \text{KN.m}$

**Calculs des moments d'inertie :**

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

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

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

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

$$y_G = 5.31 \text{ cm} , I = 24095 \text{ cm}^4$$

**Calculs des moments d'inertie :**

**Tableau III.11 : Calcul des contraintes correspondantes.**

<b>Contrainte correspondante à <math>q_j</math></b>	$\frac{15M_j(d-y)}{I}$	$\sigma_j = 106,62 \text{MPa}$
<b>Contrainte correspondante à <math>q_g</math></b>	$\frac{15M_g(d-y)}{I}$	$\sigma_g = 148,057 \text{MPa}$
<b>Contrainte correspondante à <math>q_p</math></b>	$\frac{15M_p(d-y)}{I}$	$\sigma_p = 193,75 \text{MPa}$

Calculs de  $\mu$  et de  $\rho$ :

**Tableau III.12 : Calcul de coefficient  $\mu$ .**

<b>Pourcentage d'armature tendue</b>	$\rho = \frac{At}{b_0 \times d}$	$\rho = 0,06428$
<b><math>\mu</math> correspondant à <math>q_j</math></b>	$1 - \frac{1.75 \times ft28}{4\rho \times \sigma_j + ft28}$	<b><math>\mu_j = 0,2409</math></b>
<b><math>\mu</math> correspondant à <math>q_g</math></b>	$1 - \frac{1.75 \times ft28}{4\rho \times \sigma_g + ft28}$	<b><math>\mu_g = 0,3778</math></b>
<b><math>\mu</math> correspondant à <math>q_p</math></b>	$1 - \frac{1.75 \times ft28}{4\rho \times \sigma_p + ft28}$	<b><math>\mu_p = 0,4810</math></b>

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times ft28}{(3b_0 \times 2b) \rho} = 3.32$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.328$$

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

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

**Tableau III.13 : Calcul des moments d'inerties fictives.**

<b>I correspondant à <math>q_{ji}</math></b>	$1 + \frac{1,1 \times I}{\lambda_{ji} \times \mu_j}$	<b><math>I_{ji} = 3,17 \times 10^{-4} m^4</math></b>
<b>I correspondant à <math>q_{gi}</math></b>	$1 + \frac{1,1 \times I}{\lambda_{gi} \times \mu_g}$	<b><math>I_{gi} = 2,37 \times 10^{-4} m^4</math></b>
<b>I correspondant à <math>q_{gv}</math></b>	$1 + \frac{1,1 \times I}{\lambda_{gv} \times \mu_j}$	<b><math>I_{gv} = 4,07 \times 10^{-4} m^4</math></b>
<b>I correspondant à <math>q_{pi}</math></b>	$1 + \frac{1,1 \times I}{\lambda_{pi} \times \mu_p}$	<b><math>I_{pi} = 1,99 \times 10^{-4} m^4</math></b>

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

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{fc28} = 10818,86 \text{MPa}$$

**Module de déformation longitudinale instantanée :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{fc28} = 32456,59 \text{MPa}$$

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

**Tableau III.14 : Vérification de la flèche étage courant.**

<b>F<sub>gv</sub></b>	$\frac{M_g l^2}{10E_v \times I_{gv}}$	<b>8.41mm</b>
<b>F<sub>ji</sub></b>	$\frac{M_j l^2}{10E_i \times I_{ji}}$	<b>2.59mm</b>
<b>F<sub>pi</sub></b>	$\frac{M_p l^2}{10E_i \times I_{pi}}$	<b>7.50mm</b>
<b>F<sub>gi</sub></b>	$\frac{M_g l^2}{10E_i \times I_{gi}}$	<b>4.81mm</b>
<b>Δf</b>	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	<b>8.51mm</b>
<b>f<sub>admissible</sub></b>	$\frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm}$	<b>10,95mm</b>

**Tableau III.15 : Vérification de la flèche terrasse inaccessible.**

Terrasse inaccessible	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	f <sub>gv</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	Δf(mm)	f̄ (mm)
	6,94	9,07	15,51	10,76	10,26	10,59

➤ **Ferrailage de la dalle de compression**

- **Barres perpendiculaires (⊥) aux poutrelles**

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

b= 65cm, f<sub>e</sub> = 235MPa (treillis soudés rond lisse).

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.10 \text{ cm}^2$$

- **Barres parallèle (//) aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.10}{2} = 0.55 \text{ cm}^2$$

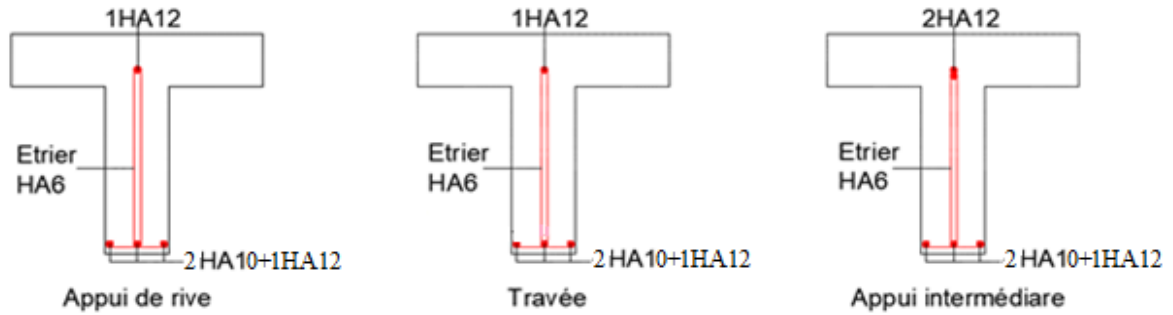
On opte pour un treillis soudés  $\phi 6$  (150\*150) mm<sup>2</sup>.

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

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

➤ Schéma de ferrailage

• Etage courant



• Terrasse inaccessible

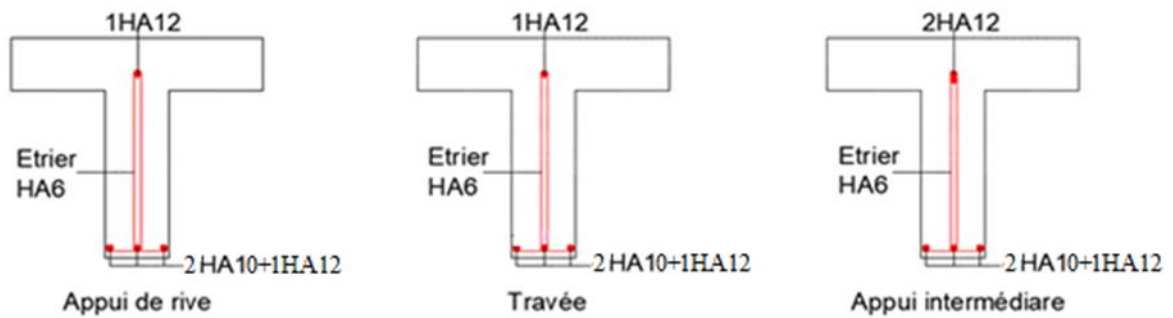


Figure III.5 : Schéma de ferrailage des poutrelles.

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.

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

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

➤ **Dalle sur 3 appuis (D1) :**

$G = 7.23 \text{ kn/m}^2$   $Q = 1 \text{ Kn/m}^2$   $e = 15 \text{ cm}$  (terrasse inaccessible)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{5.95} = 0.25 < 0.4 \text{ travaille dans un seul sens}$$

• **Calcul des sollicitations**

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.26 \text{ kn/m}^2 ;$$

$$Q_s = G + Q = 8.23 \text{ kn/m}^2$$

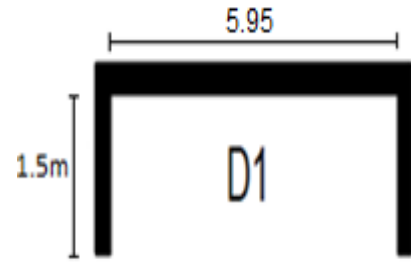


Figure III.6 schéma de la dalle pleine D1

$$M_u = - \frac{q_u \times l_x^2}{2} = - 12.66 \text{ kn.m} ; M_s = -9.25 \text{ Kn.m}$$

$$V_u = q_u \times L_x = 16.89 \text{ Kn}$$

• **Calcul de ferrailage à l'ELU**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml On a  $b=1\text{m}$

$$e=15\text{cm} \quad c=3\text{cm}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

<i>Tableau III.16 ferrailage du panneau D1.</i>								
Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$a$	Z(m)	$A^{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{opt}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	St (cm)
X-X	-12.66	0.061	0.078	0.116	3.13	1.45	5HA12 =5.65	20
Y-Y	$A_y = A_x/4 = 5,65/4 = 1.41 \text{ cm}^2$ : On opte pour 4HA8= 2.01 $\text{cm}^2$ St = 25 cm							



- Vérification
  - ✚ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{16.89 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.14 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 0.07 \times \frac{ft28}{\gamma_b} = 1.17 \text{ mpa (Vérifiée)}$$

- ✚ Vérification à l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

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

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

Les vérifications sont résumées 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> )	$\sigma_{bc} < \sigma_{adm}$ (Mpa)		Obs  Vérifie	$\sigma_s < \sigma_{adm}$ (Mpa)		Obs  Vérifiée
				$\sigma_{bc}$	$\sigma_{adm}$		$\sigma_s$	$\sigma_{adm}$	
x-x	-9.25	3.74	7527.28	4.59	15		152,42	201.63	

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

$$1) \frac{ht}{L_x} = \max \left[ \frac{3}{80} ; \frac{M_{ser}}{20 \times M_{0 ser}} \right] = 0.08 > \max [0.0375 , 0.011] \text{ (Vérifiée )}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \quad 4.7 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \text{ (vérifiée)}$$

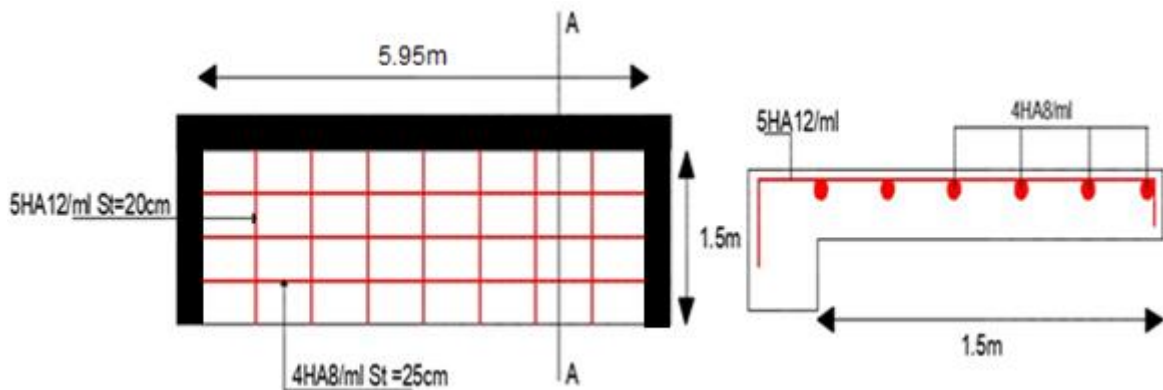


Figure III.7 Schéma de ferrailage de la dalle D1.

➤ **Dalle sur 3 appuis (D2) :**  
 $G = 7.23 \text{ kn/m}^2$   $Q = 1 \text{ Kn/m}^2$   $e = 15 \text{ cm}$  (terrasse inaccessible)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{2.94} = 0.51 > 0.4 \text{ travaille dans les deux sens}$$

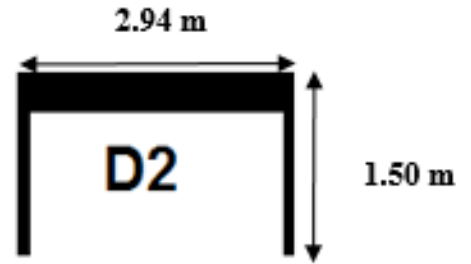


Figure III.8 Schema de la dalle D2

- **Calcul des sollicitations**  
 $Q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.26 \text{ kn/m}^2$  ;  $Q_s = G + Q = 8.23 \text{ kn/m}^2$

**Tableau III.18** Calcul des sollicitations dans le panneau D2.

Moments	ELU		ELS	
	Sens x	Sens-y	Sens x	Sens-y
$M_0$	11.92	6.32	8.71	4.62
$M^{x,y} = 0,85M_0$ Y	10.13	5.3	7.4	3.93
$M_a = -0.15M_0$	-5.96		-4.35	

- **Calcul du ferrailage à l'ELU :**

**Tableau III.19** Calcul du ferrailage dans le panneau D2.

Types	Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{opt}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
D2	X-X	10.13	0.049	0.063	0.11	2.64	1.46	5HA10=3.93
	Y-Y	5.3	0.025	0.033	0.118	1.30	1.2	5HA10=3.93
	appuis	-5.95	0.029	0.037	0.118	1.44	1.2	5HA10=3.93

• Calcul de l'effort tranchant

**Tableau III.20** Vérification de l'effort tranchant dans le panneau D2.

Types	V <sub>ux</sub> (kN)	$\tau_{cal} \leq \tau_{adm}$ (Mpa)	observation	V <sub>uy</sub> (kN)	$\tau_{cal} \leq \tau_{adm}$ (Mpa)	Observation
D2	5.63	0.04 < 1.25	Vérifiée	5.16	0,043 < 1,17	Vérifiée

• Vérification à l'ELS :

**Tableau III.21** Vérification des contraintes dans le panneau D2.

Types	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b \leq \sigma_{adm}$ (Mpa)	$\sigma_s \leq \sigma_{adm}$ (Mpa)	Observation
D2	x-x	7.4	3.21	5657	0.78 < 15	172 < 201,63	vérifiée
	y-y	3.93	3.21	5657	0.062 < 15	91.59 < 201,63	vérifiée
	appuis	4.35	3.21	5657	1.1 < 15	101.1 < 201,63	vérifiée

• Etat limite de déformation (la flèche) :

Sens x-x

$$\checkmark \frac{ht}{Lx} = \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_{ser}}{20 \times M0_{ser}} \right] = 0.01 > \max [0.0375, 0.042] \text{ ( vérifiée )}$$

$$\checkmark \frac{As}{b \times d} < \frac{2}{fe} 4.2 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \text{ (vérifiée)}$$

Sens y-y

$$\checkmark \frac{ht}{Ly} = \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_{ser}}{20 \times M0_{ser}} \right] = 0.051 > \max [0.0375, 0.042] \text{ ( vérifiée )}$$

$$\checkmark \frac{As}{b \times d} < \frac{2}{fe} 4.2 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \text{ (vérifiée)}$$

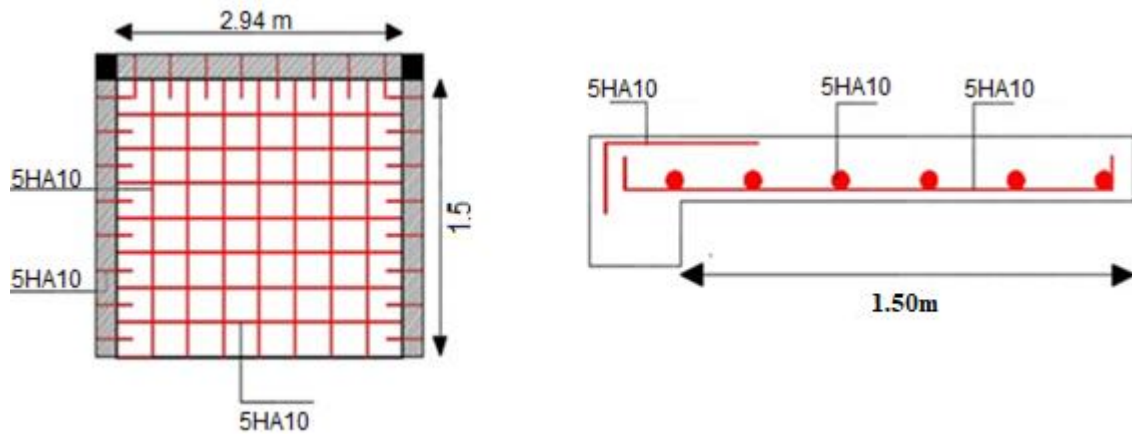


Figure III.9 : Schéma de ferrailage de la dalle D2.

➤ **Dalle pleine sur 4 appuis (D3) :**  
 $G=5,86 \text{ kN/m}^2$ ;  $Q= 1,5\text{kN/m}^2$ ;  $e=18 \text{ cm (E.C)}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.94}{9.04} = 0.65 > 0.4 \text{ travaille dans les deux sens}$$

$$q_u = 10.16 \text{ Kn/ml} \quad q_s = 7.36 \text{ Kn/ml}$$

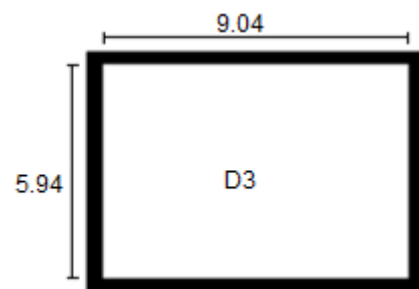


Figure III.10 : Schéma de la dalle D3

$$\text{ELU} \left[ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0751 \\ \mu_y = 0.3613 \end{array} \right.$$

$$\text{ELS} \left[ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0805 \\ \mu_y = 0.5235 \end{array} \right.$$

$$\text{ELU} \left[ \begin{array}{l} M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0751 \times 10.16 \times 5.94^2 = 26.92 \text{ Kn.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.3613 \times 26.92 = 9.72 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

$$\text{ELS} \left[ \begin{array}{l} M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0805 \times 7.36 \times 5.94^2 = 20.90 \text{ Kn.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.5235 \times 20.90 = 10.94 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

• Calcul des sollicitations

Tableau III.22 : Calcul des sollicitations dans le panneau D3.

Moments	ELU		ELS	
	Sens x	Sens-y	Sens x	Sens-y
$M_0$	26.92	9.72	20.90	10.94
Travée = $0.85M_{oxy}$	22.88	8.26	17.76	9.30
appui= $-0.5 M_o$	-13.46		-10.45	

• Calcul du ferrailage à l'ELU

Tableau III.23 : 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	22.88	0.063	0.081	0.154	4.25	1.68	4HA12=4.52
	Y-Y	8.26	0.022	0.028	0.158	1.50	1.44	4HA8=2.01
	Appui	-22.88	0.063	0.081	0.154	4.25	1.68	4HA12=4.52

• Vérifications

✚ Calcul de l'effort tranchant

Tableau III.24 : Vérification de l'effort tranchant dans le panneau D3.

Types	$V_{ux}(kN)$	$\tau_{cal} \leq \tau_{adm}$ (Mpa)	observation	$V_{uy}(kN)$	$\tau_{cal} \leq \tau_{adm}$ (Mpa)	Observation
D3	20.11	0.21 < 1.25	Vérifiée	34.57	0.21 < 1,25	Vérifiée

✚ Vérification à l'ELS :

Tableau III.25 : Vérification des contraintes dans le panneau D3.

Types	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> ≤ σ <sub>adm</sub> (Mpa)	σ <sub>s</sub> ≤ σ <sub>adm</sub> (Mpa)	Observation
D3	X-X	17.76	4.02	11896	6.01 < 15	193.5 < 201,63	Vérifiée
	Y-Y	9.30	2.82	5985	4.38 < 15	140.4 < 201,63	Vérifiée
	Appuis	10.45	4.02	11896	6.01 < 15	154.4 < 201,63	Vérifiée

✚ Etat limite de déformation (la flèche) :

Sens X-X

✓  $\frac{H_t}{L_x} = \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_{ser}}{20 \times M0_{ser}} \right]$       0.030 > max [0.0375, 0.042] ..... (non vérifiée)

✓  $\frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$        $2.82 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3}$  ..... (vérifiée)

Sens Y-Y

✓  $\frac{H_t}{L_y} = \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_{ser}}{20 \times M0_{ser}} \right]$       0.019 > max [0.0375, 0.042] ..... (non vérifiée)

✓  $\frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$        $1.96 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3}$  ..... (vérifiée)

Tableau III.26 : Vérification de la flèche dans le panneau D3

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	3.74	6.68	12.95	10.30	12.82	10.94
Y-Y	0.41	0.53	1.56	0.63	1.26	14.04

Remarque :

La flèche n'est pas vérifiée selon x-x et y-y, on augmente le ferrailage  
 $A^{opt}=5HA14/ml=7.7cm^2$  selon x-x et  $A^{opt}=4HA10/ml=3.14cm^2$  selon y-y

Tableau III.27 : Vérification de la flèche dans le panneau D3 (5HA14).

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	3.05	4.95	10.66	7.25	9.90	10.94
Y-Y	0.41	0.52	1.56	0.63	1.26	14.04

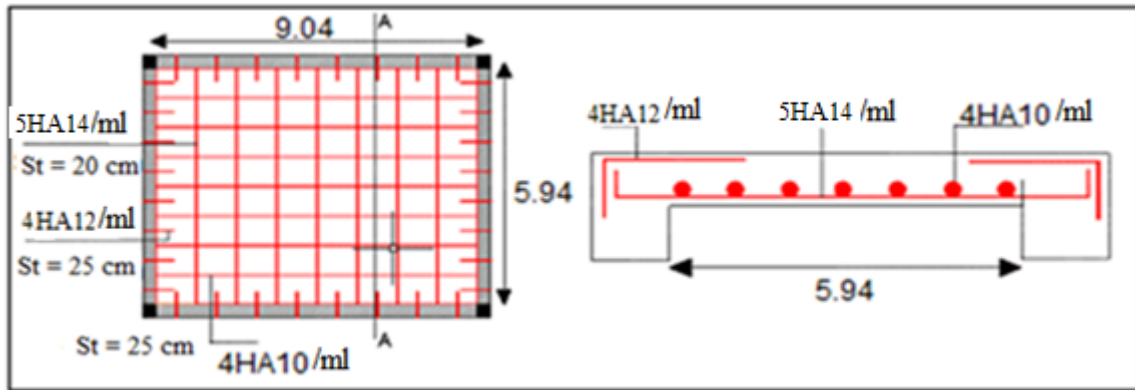


Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle D3.

➤ Dalle pleine sur 02 Appuis :

$G=5.15 \text{ kN/m}^2$ ;  $Q= 3,5\text{kN/m}^2$ ;  $e =15 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1.16}{2.6} = 0.44 > 0.4 \text{ travaille dans les deux sens}$$

$q_u = 12.20 \text{ Kn/ml}$   $q_s = 8.65 \text{ Kn/ml}$

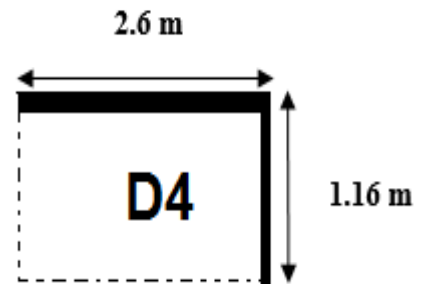


Figure III.12 : Schéma de de la dalle D4

ELU  $\left[ \begin{array}{l} \mu_x = 0.1049 \\ \mu_y = 0.2500 \end{array} \right.$

ELS  $\left[ \begin{array}{l} \mu_x = 0.1075 \\ \mu_y = 0.3155 \end{array} \right.$

ELU  $\left[ \begin{array}{l} M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.1049 \times 12.20 \times 1.16^2 = 1.72 \text{ Kn.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.25 \times 1.72 = 0.43 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$

ELS  $\left[ \begin{array}{l} M_0^x = \mu_x \times q_s \times Lx^2 = 0.1075 \times 8.65 \times 1.16^2 = 1.25 \text{ Kn.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.3155 \times 1.25 = 0.394 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$

• Calcul des sollicitations

**Tableau III.28 : Calcul des sollicitations dans le panneau D4.**

Moments	ELU		ELS	
	Sens x	Sens-y	Sens x	Sens-y
M <sub>0</sub>	1.72	0.430	1.25	0.394
Travée = 0,85M <sub>0<sub>XY</sub></sub>	1.462	0.366	1.063	0.335
Appuis = -0.5M <sub>0</sub>	-0.861		-0.625	

• Calcul du ferrailage à l'ELU :

**Tableau III.29 : Calcul du ferrailage dans le panneau D4.**

Types	Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$a$	Z(m)	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
D4	X-X	1.464	0.006	0.007	0.129	0.32	1.53	5HA10
	Y-Y	0.366	0.001	0.001	0.129	0.081	1.2	5HA10
	appuis	0.861	0.003	0.004	0.129	0.190	1.53	5HA10



- Vérification
- ✚ Calcul de l'effort tranchant :

Tableau III.30 : Vérification de l'effort tranchant dans le panneau D4.

Types	Vux (kN)	$\tau_{cal} \leq \tau_{adm}$ (Mpa)	Observation	Vuy(kN)	$\tau_{cal} \leq \tau_{adm}$ (Mpa)	Observation
D4	4.71	0.036<1.25	Vérifiée	6.32	0,048<1,17	Vérifiée

- ✚ Vérification à l'ELS :

Tableau III.31 : Vérification des contraintes dans le panneau D4.

Types	Sens	Mser (KN.m)	Y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b \leq \sigma_{adm}$ (Mpa)	$\sigma_s \leq \sigma_{adm}$ (Mpa)	Observation
D4	X-X	1.063	0.033	6742.6	0.16<15	30.53< 201,63	vérifiée
	Y-Y	0.335	0.033	6742.6	0.16<15	3.28 < 201,63	vérifiée
	appuis	0.625	0.033	6742.6	0.31<15	17.96 < 201,63	vérifiée

- ✚ Etat limite de déformation (la flèche) :

Sens x-x

$$\checkmark \frac{ht}{Lx} = \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{Mser}{20 \times M_0 ser} \right] \quad 0.129 > \max [0.0375, 0.047] \dots \text{(vérifiée)}$$

$$\checkmark \frac{As}{b \times d} < \frac{2}{fe} \quad 3.023 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{(vérifiée)}$$

Sens y-y

$$\checkmark \frac{ht}{Ly} = \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{Mser}{20 \times M_0 ser} \right] \quad 0.057 > \max [0.0375, 0.042] \dots \dots \text{(vérifiée)}$$

$$\checkmark \frac{As}{b \times d} < \frac{2}{fe} \quad 3.023 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{(vérifiée)}$$

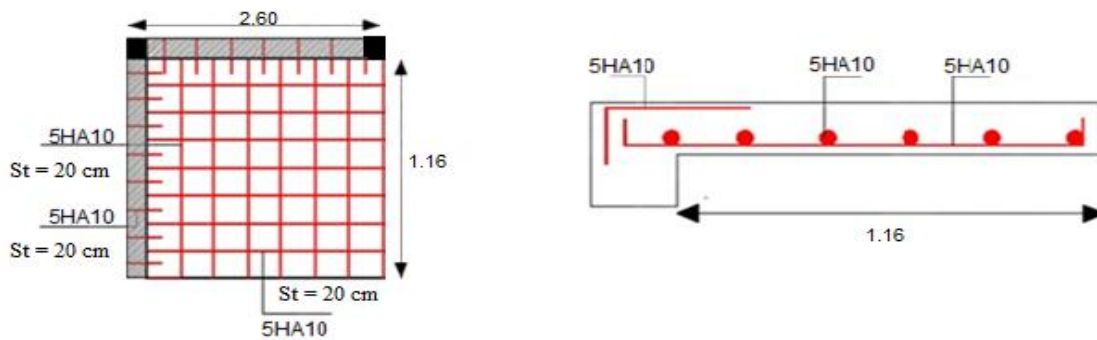


Figure III.13 Schéma de ferrailage de la dalle D4.

### III.2. Etude des escaliers

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

#### A. Calcul de la volée 1

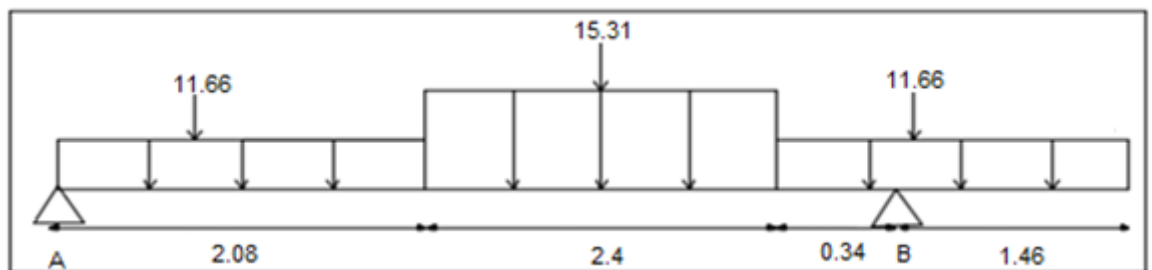


Figure III.14 Schéma statique de la volée 1.

$$G^v = 8.57 \text{ Kn/m}^2 \quad G^p = 5.86 \text{ Kn/m}^2$$

$$Q^v = 2.5 \text{ Kn/m}^2 \quad Q^p = 2.5 \text{ Kn/m}^2$$

**Volée 01 :**

$$Q_u = 1.35 (8.57) + 1.5(2.5) = 15.31 \text{ Kn}$$

$$Q_s = 8.57 + 2.5 = 11.07 \text{ Kn}$$

**Palier :**

$$Q_u = 1.35 (5.86) + 1.5(2.5) = 11.66 \text{ Kn}$$

$$Q_s = 5.86 + 2.5 = 8.36 \text{ Kn}$$

**Remarque :** le poids de mur est négligeable (une ouverture très importante)

➤ **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)	Mt (KN. m)		V <sup>max</sup> (KN)	M <sub>A</sub> (KN. m)	
	ELU	ELS		ELU	ELS		ELU	ELS
<b>A</b>	22.62	16.24	25.94	21.92	15.75	25.94	26.18	18.94
<b>B</b>	63.43	45.76	25.94	35.08	15.75			

➤ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une section (b×h)= (1ml × e). Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.33 : Ferraillage de la volée 1.**

$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>r</sub> choisie
<b>En travée (st =20cm)</b>						
0.060	0.078	0.155	4.06	<b>5HA12 = 5.65</b>	$\frac{A_{choisie}}{4} = 1.41$	<b>4HA8=2,01</b>
<b>A<sub>min</sub> = 1,93cm<sup>2</sup>/ml</b>						
<b>Aux appuis (st= 20cm)</b>						
0.072	0.093	0.153	4.88	<b>5HA12= 5.65</b>	$\frac{A_{choisie}}{4} = 1.41$	<b>4HA8=2,01</b>

➤ Vérification

• Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{25.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.162 \text{ Mpa} \leq \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16 \text{ Mpa} \text{ (Pas de risque de Cisaillement)}$$

• Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau III.34 : Vérification de la contrainte volée 1.

Position	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)	Observation
En travée	0,044	$1,42 \times 10^{-4}$	4.89	15	Vérifiée
En appuis	0,044	$1,42 \times 10^{-4}$	5.89	15	Vérifiée

B. Calcul de la volée 2

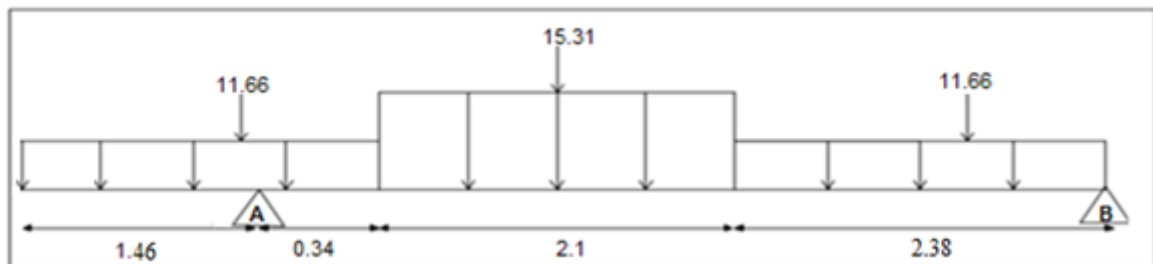


Figure III.15 Schéma statique de la volée 2.

$$G^v = 8.57 \text{ Kn/m}^2 \quad G^p = 5.86 \text{ Kn/m}^2$$

$$Q^v = 2.5 \text{ Kn/m}^2 \quad Q^p = 2.5 \text{ Kn/m}^2$$

Volée 02 :

$$Q_u = 1.35 (8.57) + 1.5(2.5) = 15.31 \text{ Kn}$$

$$Q_s = 8.57 + 2.5 = 11.07 \text{ Kn}$$

Palier :

$$Q_u = 1.35 (5.86) + 1.5(2.5) = 11.66 \text{ Kn}$$

$$Q_s = 5.86 + 2.5 = 8.36 \text{ Kn}$$

Remarque : le poids du mur est négligeable (une ouverture très importante)

➤ **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.35 : Sollicitations dans la volée 2.**

Appuis	Réaction (KN)		V(KN)	Mt (KN. m)		V <sup>max</sup> (KN)	M <sub>A</sub> (KN. m)	
	ELU	ELS		ELU	ELS		ELU	ELS
<b>A</b>	63.57	45.85	25.5	20.11	14.42	25.5	27.19	19.67
<b>B</b>	21.85	15.66	25.5	20.11	14.42			

➤ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une section (b×h)= (1ml × e). Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.36 : Ferraillage de la volée 2.**

$\mu_{bu}$	$a$	Z	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>r</sub> choisie
<b>En travée (st =33cm)</b>						
0.055	0.071	0.155	3.72	<b>5HA12 =</b> <b>5.65</b>	$\frac{A_{choisie}}{4} = 1.41$	<b>4HA8=2,01</b>
<b>A<sub>min</sub> = 1,93cm<sup>2</sup>/ml</b>						
<b>Aux appuis (st= 33cm)</b>						
0.0342	0.043	0.157	5.084	<b>4HA12=</b> <b>5.65</b>	$\frac{A_{choisie}}{4} = 1.41$	<b>4HA8=2,01</b>

➤ Vérification

• Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{25.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.159 \text{ Mpa} \leq \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16 \text{ Mpa} \text{ (Pas de risque de Cisaillement)}$$

• Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau III.37 : Vérification de la contrainte volée 2.

Position	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)	Observation
En travée	0,04028	1,18×10 <sup>-4</sup>	4.88	15	Vérifiée
En appuis	0,0442	1.42×10 <sup>-4</sup>	6.11	15	Vérifiée

• Vérification de la flèche

$$\frac{e}{l} \geq \max \left( \frac{3}{80} ; \frac{Mt}{20 M_0} \right) \rightarrow 0.0373 \geq \max ( 0.0375 , 0.042)$$

La condition n'est pas vérifiée, il y a lieu de vérifier la flèche.

Tableau III.38 : Vérification de la flèche de la volée 2.

$\rho = 0,002825, I_0 = 2.7332 \times 10^{-4} \text{ m}^4$					
Moments (KN. m)	Contraintes (MPa)	$\mu$	$\lambda$	Moments d'inerties fictives (10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup> )	f (mm)
$M_j = 14.61$	$\sigma_j = 178.04$	$\mu_j = 0.203$	$\lambda_i = 5.94$	$I_{ji} = 13.63$	0.76
$M_g = 16.83$	$\sigma_g = 205.15$	$\mu_g = 0.264$		$I_{gi} = 11.71$	1.02
$M_p = 22.99$	$\sigma_p = 280.17$	$\mu_p = 0.393$	$\lambda_v = 2.37$	$I_{gv} = 18.50$	1.95
				$I_{pi} = 9.03$	1.82

$$\Delta f = 1.98 \text{ mm} < \frac{L}{500} = 9.64 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{Vérifiée})$$

Schéma de ferrailage :

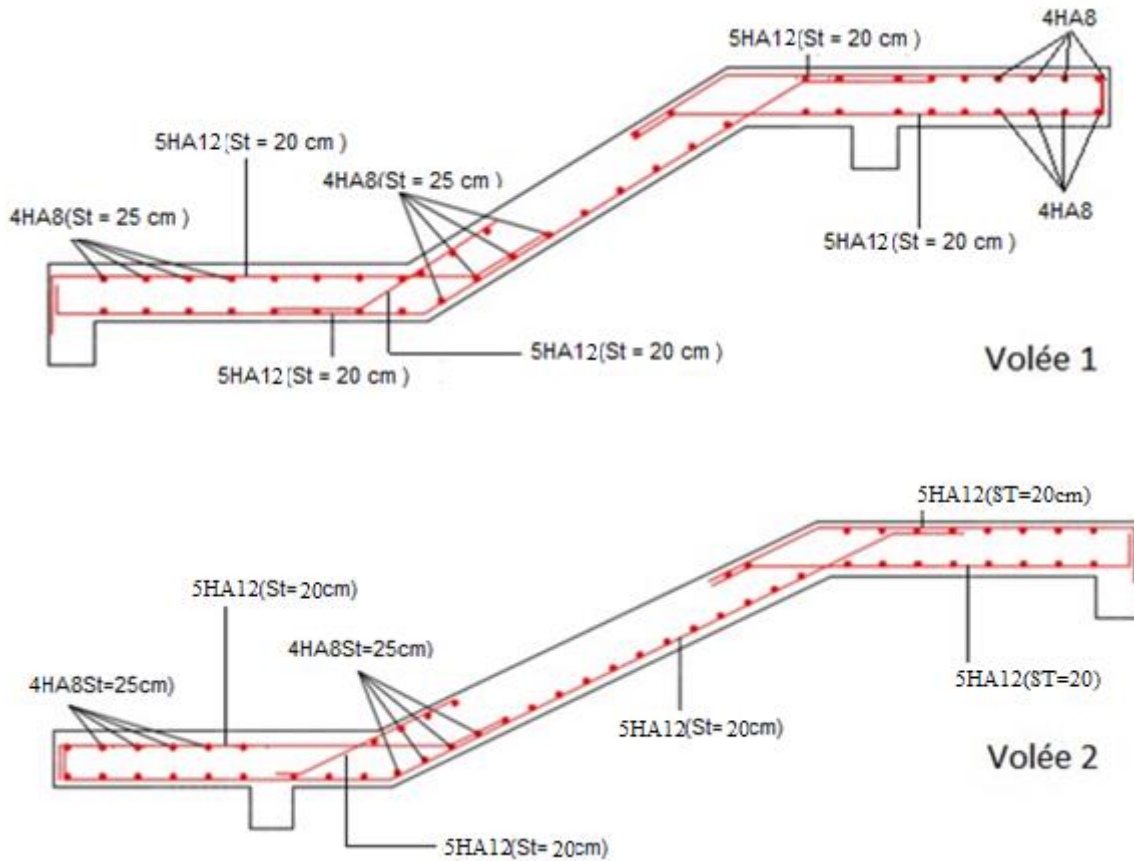


Figure III.16 Schéma de ferrailage de l'escalier

### III.3. Etude de la poutre palière

➤ Définitions des Charges

Poids propre :  $g_0 = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{KN/ml}$

Charge transmise de l'escalier :

ELU :  $R_B = 63.43 \text{KN/ml}$  ;

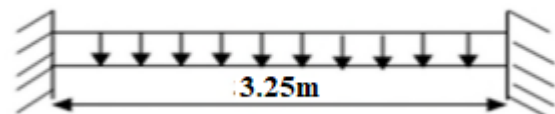


Figure III.17 :Schéma statique de la poutre palière

ELS :  $R_B = 45.76 \text{KN/ml}$

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

➤ Calcul des sollicitations :

$$Q_u = 1.35G + R_B^{elu} = 1.35(2.25) + 63.43 = 66.46 \text{Kn}$$

$$Q_s = g_0 + R_a^{els} = 2.25 + 45.76 = 48.01 \text{Kn}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 66.46 \times \frac{3,25^2}{8} = 87.74 \text{ Kn.m} \\ M_0^s = q_s \times \frac{l^2}{8} = 48.01 \times \frac{3,25^2}{8} = 63.38 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^u = 0.75(M_0^u) = 0.75(87.74) = 65.80 \text{ Kn.m} \\ M_t^s = 0.75(M_0^s) = 0.75(63.38) = 47.53 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a^u = -0.5(M_0^u) = -0.5(87.74) = -43.87 \text{ Kn.m} \\ M_a^s = -0.5(M_0^s) = -0.5(63.38) = -31.69 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

$$V^{max} = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{66.46 \times 3,25}{2} = 107.99 \text{ Kn}$$

➤ **Ferraillage à la flexion simple**

**Tableau III.39 : Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple.**

Position	$\mu_{bu}$	$a$	$z$	$A_{\text{Cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}$
Travée	0.197	0.276	0.248	6,60	1,19
Appuis	0.131	0.176	0.260	4,21	1,19

➤ **Vérification**

• **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{107.99 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 1,28 \text{ Mpa}$$

• **Armatures transversales**

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

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times s_t}{f_e} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{0.3 \times 0.15 \times (1 - 0.3 f_t 28)}{0.9 \times f_e} = 0.62 \text{ cm}^2$$

Sois :  $A_t = 0.62 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul à la torsion :**

$$M_{\text{tor}} = \frac{M_a \times L}{2} = \frac{-26.18 \times 3.25}{2} = -42.54 \text{ Kn.m}$$



$M_a$  : moment en appui B, obtenue 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.

$$\emptyset = \min (b,h) = 30\text{cm} ; e = \frac{b}{6} = 5\text{cm} ; \Omega = (b-e)(h-e) = 0.0625 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 2(b-e) + (h-e) = 2 \times [(0,3-0,05) + (0,3-0,05)] = 1\text{m (périmètre de la section).}$$

**Armature longitudinales :**

$$A_l^{torsion} = \frac{M_{tor} \times \mu}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{42.54 \times 1 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 348} = 9.77 \text{ cm}^2$$

**Armature transversales :**

$$A_t^{torsion} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{42.54 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.0625 \times 348} = 1.46 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de cisaillement :**

$$\tau^{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{42.54 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 6.80 \text{ Mpa } c$$

$$\tau^{resultante} = \sqrt{\tau_{fs}^2 + \tau_{tor}^2} = 6.92 \text{ Mpa} > \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa (F.P.N)}$$

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

$$g_0 = 3,5 \text{ Kn/ml} \quad q_u = 68.15 \text{ Kn/ml}$$

$$q_s = 49.26 \text{ Kn/ml}$$

$$\text{Donc : } M_0^u = 89.98 \text{ Kn.m}$$

$$M_0^s = 65.03 \text{ Kn.m}$$

$$M_t^u = 67.48 \text{ Kn.m} \quad M_a^u = -44.99 \text{ Kn.m}$$

$$M_t^s = 48.77 \text{ Kn.m} \quad M_a^s = -32.51 \text{ Kn.m}$$

• **Calcul à la flexion simple :**

$$A_t^{FS} = 4,69 \text{ cm}^2 \quad A_{min}^{FS} = 4.63 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{FS} = 3,07 \text{ cm}^2 \quad \tau_u^{FS} = 3.36 \text{ Mpa}$$

$$A_{trans}^{FS} = 1.07 \text{ cm}^2$$

• Calcul à la torsion :

$$A_{long}^{torsion} = 9.77 \text{ cm}^2 \quad \tau^{torsion} = 3.22 \text{ Mpa}$$

$$A_{trans}^{torsion} = 1.46 \text{ cm}^2 \quad \tau^{resultant} = 3.29 \text{ Mpa} < \bar{\tau}u = 3,33 \text{ Mpa}$$

➤ Ferrailage globale :

$$\text{En travée : } A_{glob}^t = A_{trav}^{FS} + \frac{A_{long}^{torsion}}{2} = 4,69 + \frac{3,71}{2} = 9.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_{glob}^a = A_a^{FS} + \frac{A_{long}^{torsion}}{2} = 3,07 + \frac{3,71}{2} = 8.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans}^{glob} = A_{trans}^{FS} + A_{trans}^{torsion} = 1.07 + 1.46 = 2.53 \text{ cm}^2. \text{ Sois : 6HA8 (3 cadres)}$$

Choix de ferrailage :

En travée : 6HA14 = 9.24 cm<sup>2</sup>

En appuis : 6HA14 = 9.24cm<sup>2</sup>

➤ Vérifications

• Vérifications à L'ELS :

<i>Tableau III.40 : Vérification des contraintes (poutre palière).</i>					
Position	M <sub>ser</sub> (KN. m)	Y(m)	I (m <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)
En travée	42.8	0.122	8.89×10 <sup>-4</sup>	5.89	15
En appui	28.53	0,123	8,85×10 <sup>-4</sup>	4.52	

• Vérification de la flèche :

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

✓  $H = 35 \text{ cm} > \max\left(\frac{1}{16}; \frac{Mt}{10 \times M_0}\right) \times l = \max(0.0625, 24.3 \text{ cm}) \dots \text{ Observée.}$

✓  $A = 6,79 < \frac{4 \times b \times d}{f_e} = 13,9 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Observée.}$

✓  $L = 3.25 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ Observée.}$

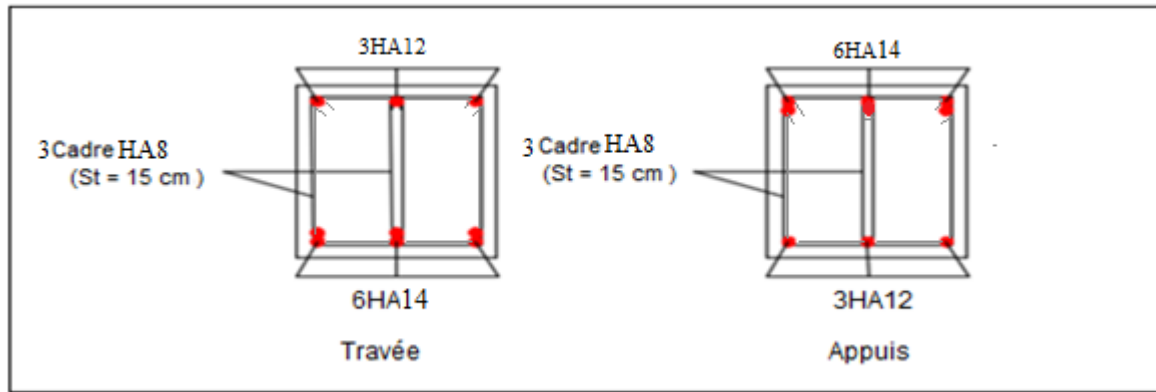


Figure III.18 Schéma de ferrailage de la poutre palière.

### III.4. 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 : **2.10 m**
- Largeur de l'ascenseur : **1.75 m**
- Hauteur de l'ascenseur : **21.93 m**
- La charge nominale de Stockage : **630 kg**
- Charge due à la salle machine : **PM = 15 Kn**
- Charge due à l'ascenseur : **DM = 51 Kn**
- Vitesse : 1m/s

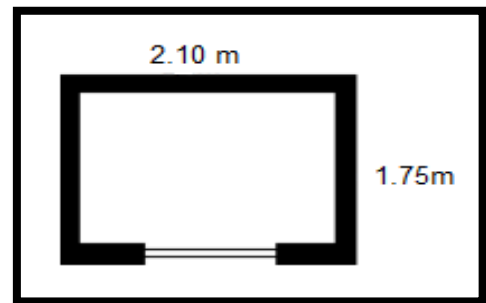


Figure III.19. Cage de l'ascenseur

➤ **Epaisseur de la dalle :**

On a :

$$L_x = 1.75 \text{ m} ; L_y = 2.10 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.83 > 0.4 \text{ La dalle travaille dans les 2 sens}$$

La dalle est soumise a une charge importante : On choisit une épaisseur de  $e = 15 \text{ cm}$

➤ **Evaluation des charges et surcharge :**

Elle est soumise aux charges suivantes :

• **Charges uniformément réparties :**

Soit  $G_0$  le poids propre tel que :

$$G_0 = G_1 + G_2$$

$G_1 = 25 \times 0,15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$  : poids propre de la dalle.

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

Soit alors :  $G_0 = 4.85 \text{ KN/m}^2$  ,  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

• **Charges concentrées :**

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

$$G_{\text{concentrée}} = DM + PM = 66 \text{ KN.}$$

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

➤ **Calcul à l'ELU :**

• **Sous charges uniformément réparties :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4.85 + 1,5 \times 1 \Rightarrow q_u = 8.04 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.83 > 0.4 \text{ La dalle travaille en flexion simple dans les 2 sens}$$

$$\mu_x = 0.0528$$

$$\rho = 0.83 \quad \mu_y = 0.6494$$

$$M_{x1} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 1.3 \text{ Kn.m}$$

$$M_{x2} = \mu_y \times M_{x1} = 0.84 \text{ Kn.m}$$

• **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 ( $\mu \times P$ )

( $a_0 \times b_0$ ) : Surface d'application de la charge donnée en fonction de la vitesse.

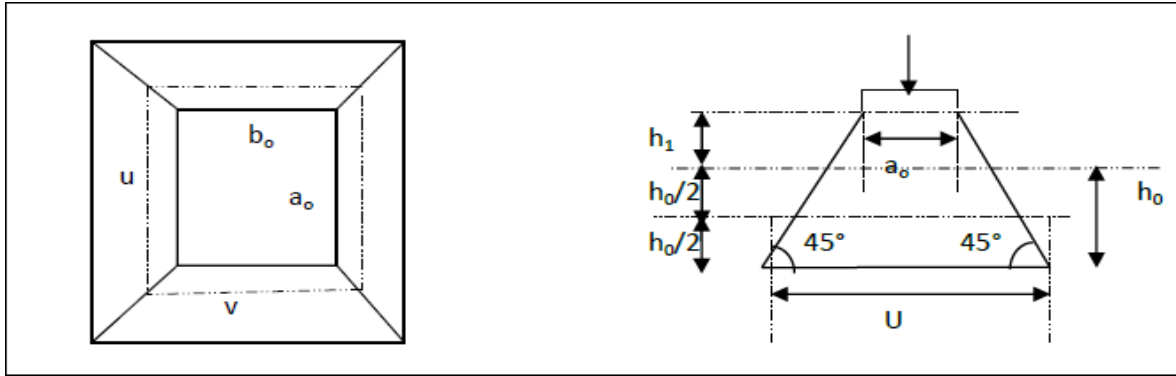


Figure III.20 : Schéma de la surface d'impact.

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

$$\mu = a_0 + h_0 + 2 \times \varepsilon \times h_1 \text{ avec : } a_0 = 80 \text{ cm}$$

$$P = b_0 + h_0 + 2 \times \varepsilon \times h_1 \text{ avec : } b_0 = 80 \text{ cm}$$

$h_1 = 5 \text{ cm}$  épaisseur de revêtement.

$h_0 = 15 \text{ cm}$  épaisseur de la dalle.

$$\text{Un revêtement en béton} \Rightarrow \varepsilon = 1 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu = 110 \text{ cm} \\ v = 110 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{l} - M_x = P_u \times (M_1 + P \times M_2) \\ - M_y = P_u \times (M_2 + P \times M_1) \end{array} \quad \left\{ \begin{array}{l} v = 0 \text{ (ELU)} \\ v = 0,2 \text{ (ELS)} \end{array} \right.$$

$$M_1 \text{ est en fonction de } \frac{\mu}{L_x} \text{ et } \rho \quad \frac{110}{1.75} = 0.62 \text{ et } \rho = 0.83$$

$$M_2 \text{ est en fonction de } \frac{\mu}{L_y} \text{ et } \rho \quad \frac{110}{2.10} = 0.52 \text{ et } \rho = 0.83$$

En se référant à l'abaque de PIGEAUD annexe 2, on trouve :

$$M_1 = 0.082 \text{ et } M_2 = 0.055$$

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

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

$$M_x = 8,0811 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 5,4202 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 1,574 + 8,0811 = 9.38 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0.84 + 5,4202 = 6.26 \text{ KN.m}$$

**Appuis**

$$M_a = -0,4M_x = - 3.75 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,4M_y = - 2.5 \text{ KN.m}$$

**Travée**

$$M_t^x = 0,85M_x = 7.97 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85M_y = 5.32 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage**

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de longueur et 15cm d'épaisseur ;

on prendra  $d = 13\text{cm}$ .

**Tableau III.41 : Ferraillage de la dalle d'ascenseur.**

Sens	$M_u$ (KN .m)	$\mu_{bu}$	$a$	$z$ (m)	$A_{cal}$ cm <sup>2</sup> /ml	$A_{min}$ cm <sup>2</sup> /ml	$A_{adoptée}$	St (cm)
Travée X	7.97	0.147	0.200	0.119	1.66	2.17	5HA8 = 2,51	20
Travée Y	5.32	0.0119	0.0149	0.179	0.88	2.17	5HA8 = 2,51	20
Appuis X	-3,862	0.0083	0.0105	0.179	0.062	2.17	5HA8 = 2,51	20
Appuis Y	-2,57	0.0056	0.007	0.179	0.004	2.17	5HA8 = 2,51	20

➤ **Vérification**

• **Vérification à l'ELU**

✚ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min}^x = 0.0008 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h = 1,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^y = 0.0008 \times b \times h = 1,6 \text{ cm}^2$$

✚ **Vérification au poinçonnement**

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

$$Q_u = 98,55 \text{ Kn} \leq 0,045 \times \mu_c \times h \times b \times \frac{f_c 28}{\gamma_b}$$

Sachant que :  $\mu_c$  est le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen

$$\mu_c = 2(\mu + P) = 4,4\text{m.}$$

$$0,09855 \leq 0.66 \text{ (Vérifiée)}$$

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

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

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

$$\text{Sous charge répartie : } V_x = \frac{q \times Lx}{2} \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} ; V_y = \frac{q \times Ly}{2} \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$\text{Sous charge concentrée : } V_u = \frac{qu}{3 \times \mu}$$

**Tableau III.42 : Effort tranchant dans la dalle d'ascenseur.**

	charge répartie	Charge concentrée	Superposition $V = V_1 + V_2$	$\tau^{max}$ (MPa)	$\tau_{adm}$ (MPa)
$V_x$	2,77	29,86	32,63	0,181	3,33
$V_y$	6,89	29,86	36,75	0,204	3,33

- 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.43 : Moment à ELS dans la dalle de l'ascenseur.*

Moments (KN.m)	Sous charge répartie	Sous charge concentrée	Superposition	M travée	M appuis
M <sub>x</sub>	1,148	6,72	7,868	6,68	-3,14
M <sub>y</sub>	0,745	5,16	5,90	5,015	2,36

- ✚ Vérification des contraintes :

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

*Tableau III.44 : Vérification des contraintes dans la dalle d'ascenseur.*

Sens	M <sub>t</sub> (KN.m)	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ <sub>adm</sub> (MPa)
X	6,68	0,0398	9,5×10 <sup>-5</sup>	2,79	15
Y	5,015	0,0398	9,5×10 <sup>-5</sup>	2,1	15

- ✚ Vérification de la flèche :

- ✓  $e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20 \times M_0}\right) \times l_x \times 20 \text{ cm} > 7.43 \text{ cm} \dots\dots\dots$  ( Observée ).
- ✓  $A_x^t \geq \frac{2 \times b \times d}{f_e} 2,51 \text{ cm}^2 < 9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  (Observée).



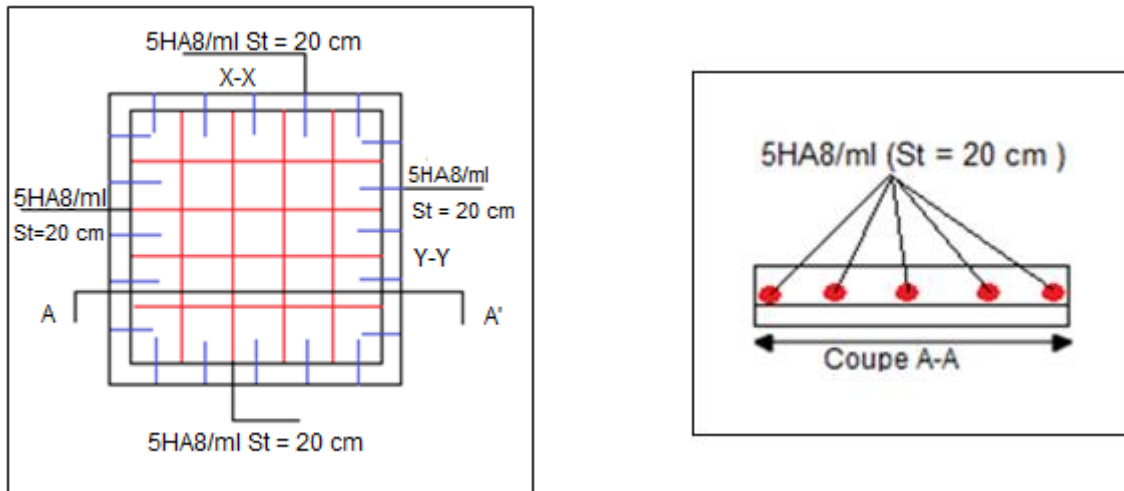


Figure III.21 : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

### III.5. Etude de l'acrotère

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

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

$$S = \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2}\right) + (0.08 \times 0.1) + (0.6 \times 0.1) = 0.069\text{ m}$$

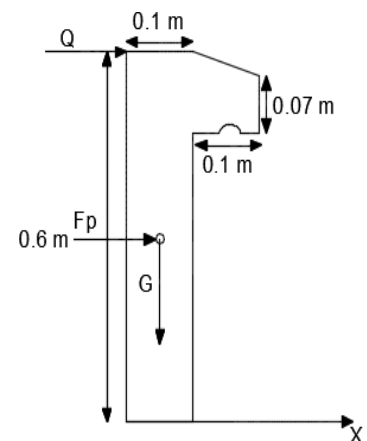


Figure III.22 : Schéma statique de l'acrotère

#### ➤ Hypothèses de calcul :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur, à L'E.L.U et à L'E.L.S ainsi qu'à l'ELA.

➤ **Evaluation des charges**

• **Poids linéaire**

$$P = S \times \rho = 0,069 \times 25 = 1,73 \text{ kN/ml}$$

• **Revêtement enduit en ciment**

$$0,02 \times 18 [0,6 + 0,2 + 0,08 + 0,1 + 0,5] = 0,53 \text{ kN/m}$$

$$G = 1,73 + 0,53 \Rightarrow G = 2,26 \text{ kN/m}$$

• **Estimation des Charges**

La charge permanente :  $W_p = G = 2,26 \text{ kN/ml}$

Surcharges :  $F_q = 1 \text{ kN/ml}$

La force sismique : RPA99 version 2003 (6.2.3 page 59)  $F_p = 4 A C_p W_p$

$A = 0,15$  : Coefficient d'accélération de zone (RPA99 version 2003 page 116). Zone II-a et groupe 2

$C_p = 0,8$  : Facteur de force horizontale (RPA99 version 2003 page 59)

$W_p = 2.26 \text{ kN/ml}$  : poids de l'acrotère

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,26 = 1,08 \text{ kN/ml}$$

$$F = \max ( F_p ; F_q ) \quad F = 1,08 \text{ kN/ml}$$

Le calcul sera effectué en flexion composée.

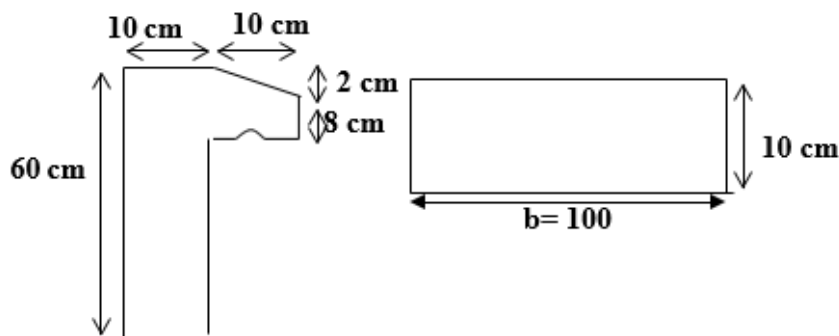


Figure.III.23 : Vue en plan de l'acrotère

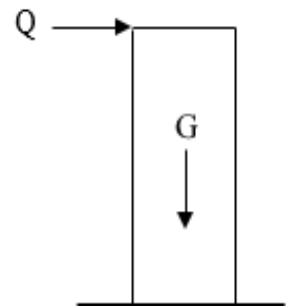


Figure.III.24: Schéma statique de l'acrotère

➤ **Calcul des moments et efforts normaux**

E.L.U :  $N_u = 1,35$       $W_p = 1,35 \times 2,26 = 3,051 \text{ kN/ml}$

$M_u = 1,5 F h = 1,5 \times 1,08 \times 0,6 = 0,972 \text{ kN.ml}$

$T_u = 1,5 F = 1,5 \times 1,08 = 1,62 \text{ kN}$

E.L.S :  $N_{ser} = W_p = 2,26 \text{ kN/ml}$

$M_{ser} = F h = 1,08 \times 0,6 = 0,648 \text{ kN.ml}$

$T_{ser} = F = 1,08 \text{ kN}$

*Tableau III.45 : Moments et efforts normaux*

	<b>N (kN/ml)</b>	<b>M (kN.ml)</b>	<b>T(kN)</b>	<b>E(cm)</b>
<b>ELU</b>	3.051	0.972	1.62	32
<b>ELS</b>	2.26	0.648	1.08	29

Calcul des excentricités :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,972}{3,051} = 32 \text{ cm}$$

$$e_s = \frac{Ms}{Ns} = \frac{0,648}{2,26} = 29 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{h}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ cm} \Rightarrow (e_u, e_{ser}) > e_0$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et l'effort normal étant un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fait en flexion simple en prenant comme moment fictif :  $M_{ua} = N_u \times e_a$

$e_a$  : La distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues.

On obtient une section fictive d'acier  $A_{lu}$ , et la section finale d'acier sera:

$$A_u = A_{lu} - \frac{N}{1006s}$$

**ELU**

$$e_{au} = e_u + (d - \frac{h}{2}) ; d = 0.9h = 0.9 \times 0.1 = 0,09m$$

$$e_{au} = 0.32 + (0.09 - \frac{0.1}{2}) ; e_{au} = 0.36 m$$

**ELS**

$$e_{as} = e_s + (d - \frac{h}{2}) ; d = 0.9h = 0.9 \times 0.1 = 0,09m$$

$$e_{as} = 0.29 + (0.09 - \frac{0.1}{2}) ; e_{as} = 0.33 m$$

$$M_{ua} = 3,051 \times 0,36 = 1,1 \text{ kN.m} ; M_{ser} = 2,26 \times 0,33 = 0,75 \text{ kN.m}$$

➤ **Ferraillage :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \emptyset} = 14,17 \text{ Mpa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$f_e = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

*Tableau III.46 : Ferraillage de l'acrotère.*

Sens	M <sub>u</sub> (KN .m)	μ <sub>bu</sub>	α	z (cm)	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup> /ml	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup> /ml	A <sub>adoptée</sub>	St (cm)
	<b>0.972</b>	0,3340	0,01	8,96 cm	0,35	1.09	4HA8 = 2,01	25

➤ **Vérification**

• **Vérification a L'ELU**

✚ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e \times b \times d} = 1.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max (A_{min} , A_u ) = \max (1.09 , 0.35) \Rightarrow 1.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml

Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2/\text{ml repartie sur la hauteur}$$

**✚ Vérification de L'espace**

$$St \leq \min (3h, 33\text{cm}) \text{ (BAEL91 révisée 99 article A.8.2, 4page 62)}$$

$$St \leq (30, 33\text{cm})$$

On prend: St =25cm

**✚ Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5\text{MPa} ; 4\text{MPa} \right\}$$

**• Vérification à l'E.L.S**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times Y}{I} \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3 \times f_e} ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\eta = 1,6 \text{ HA} ; f_{ij} = 2,1 \text{ MPa (CBA93 article A.4.5.3.3 page 30)}$$

$$\sigma_s = \min (266.67 \text{ Mpa} ; 201,6 \text{ Mpa} ) = 201,6 \text{ Mpa}$$

**Position de l'axe neutre : (A'= 0)**

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

$$y = 2,05 \text{ cm}$$

**Calcul de l'Inertie :**

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

$$\sigma_b = 0,88 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 44,85 \text{ MPa} \leq 201.6\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage :

L'action sismique est réversible, donc on dispose le même ferrailage sur les deux faces.

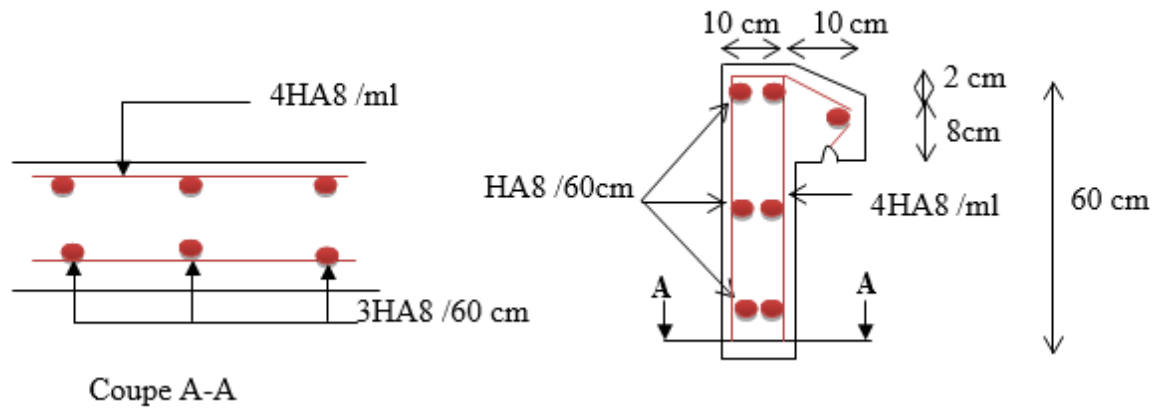


Figure III. 25: Schéma de ferrailage de l'acrotère

*Chapitre IV*  
*Etude dynamique*

### ***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 de tels phénomènes d'où l'apparition de la construction parasismique. Qui est basé sur une méthode dynamique.

En effet, la modélisation a 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 accélérogramme 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 est supérieure à 23 m (**zone II A, groupe d'usage 2**), 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 :

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

Tel que :

A: coefficient d'accélération de la zone.....**RPA99/2003 tableau 4.1**

D: facteur d'amplification dynamique moyen .....**RPA99/2003 tableau 4.2**

R: coefficient de comportement global de la structure .....**RPA tableau 4.3**

Q: facteur de qualité .....**RPA tableau 4.4**

W: poids total de la structure

- **Coefficient d'accélération de la zone :**

Groupe d'usage : groupe 2  
 zone sismique: zone IIa } 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 ⇒ **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 ( $T$ ).

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

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

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

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 :

$$\xi = 7\% \Rightarrow \eta = 0.88$$

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

Avec :  $T_1$  et  $T_2$  : périodes caractéristiques associées 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 :

$$\text{Tel que : } T = \min \begin{cases} T = C_t H^{3/4} & \frac{\text{RPA99}}{2003(\text{formule 4 - 6})} \dots (1) \\ T_{x,y} = \frac{0.09H}{\sqrt{L_{x,y}}} & \frac{\text{RPA99}}{2003(\text{formule 4 - 7})} \dots (2) \end{cases}$$

$C_T = 0.05$  coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. **RPA99 (Tableau 4.6)**

**H = 30.69 m** : hauteur total du bâtiment (Compris la hauteur de l'acrotère).

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

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 24,54m \\ L_y = 20,34m \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0.54s \\ T_y = 0.61s \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} T_x = \min(0,642; 0,54) = 0.54s \\ T_y = \min(0,642; 0,61) = 0.61s \end{array} \right.$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$\rightarrow D_x = 1.8 \qquad D_y = 1.73$$

• **Facteur de qualité :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \dots\dots\dots \text{RPA99/2003 (Formule (4-4))}$$

$P_q$  : 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 :

<i>Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités.</i>					
N°	Critère «P <sub>q</sub> »	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	Oui	Oui	0	0
06	Contrôle de qualité d'exécution	Oui	Oui	0	0

Donc :  $\left\{ \begin{array}{l} Q_x = 1.15 \\ Q_y = 1.15 \end{array} \right.$

• **Poids total de la structure**

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

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

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 :  $W=34888.54KN$

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

$$V_{st}^x = 2166.57KN$$

$$V_{st}^y = 2082.32KN$$

#### IV.4. Spectre de réponse de calcul

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

$$1.25 \times A \times (1 + T/T_1) [2.5\eta \times (Q/R) - 1] \quad 0 \leq T \leq T_1$$

$$2.5 \times \eta \times (12.5 \times A) \times (Q/R) \quad T_1 \leq T \leq T_2$$

$$2.5 \times \eta \times (12.5 \times A) \times (Q/R) \times (T/T_2)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$2.5 \times \eta \times (12.5 \times A) \times (Q/R) \times (T_2/3)^{\frac{2}{3}} \times (3/T)^{\frac{2}{3}} \quad T \geq 3.0s$$

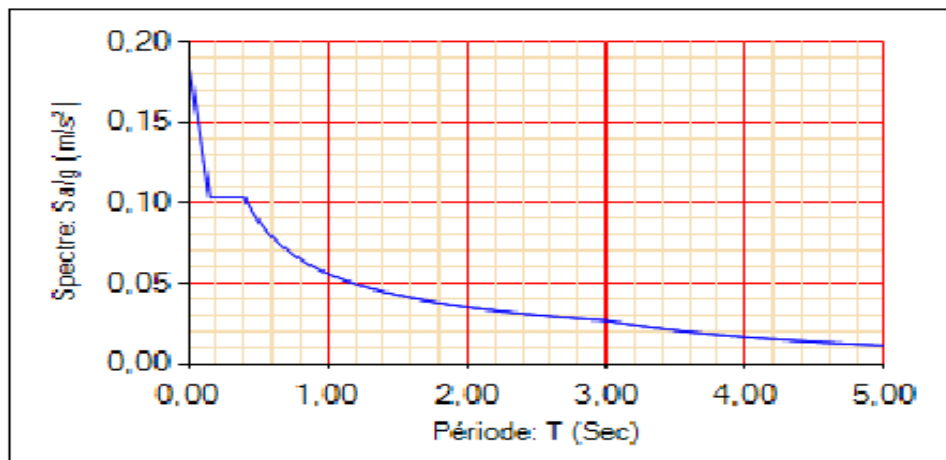


Figure IV.1 : Spectre de réponse

#### IV.5. Modélisation et résultats

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

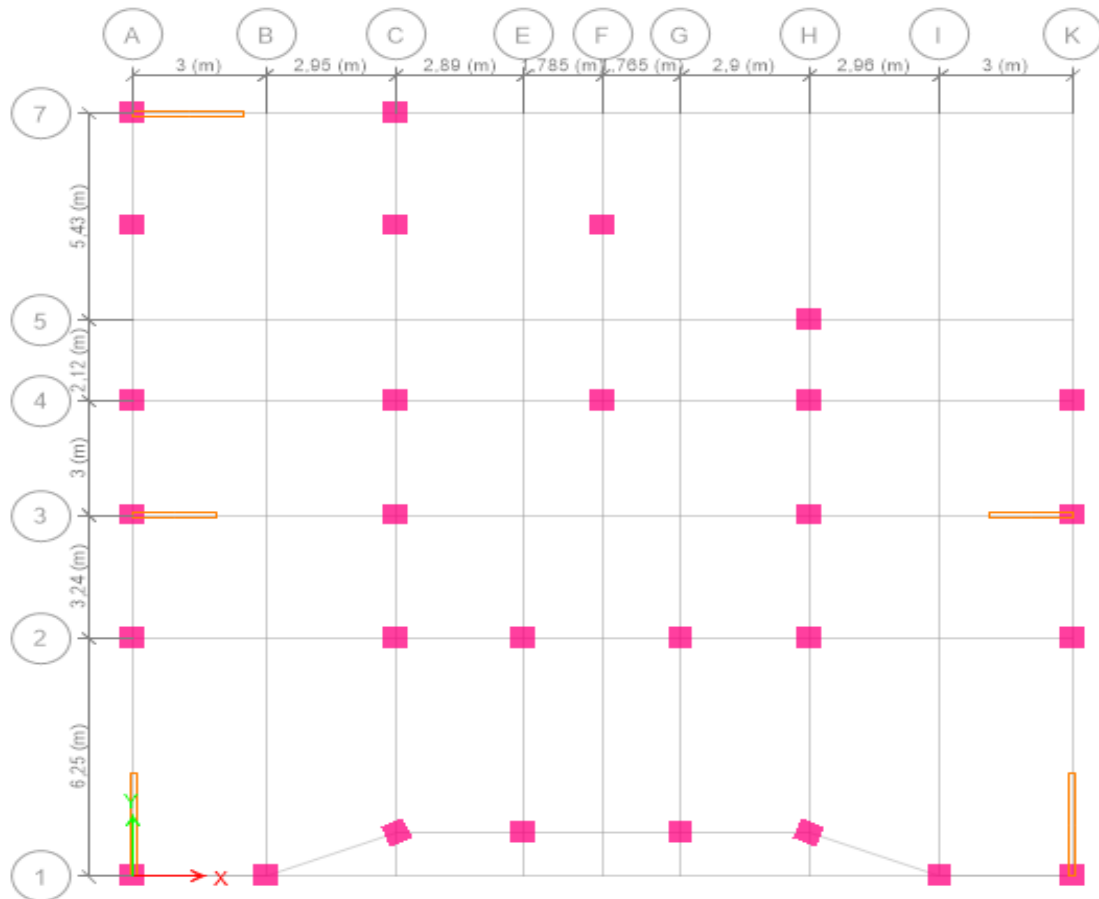


Figure IV.2 : Disposition des voiles de contreventements.

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

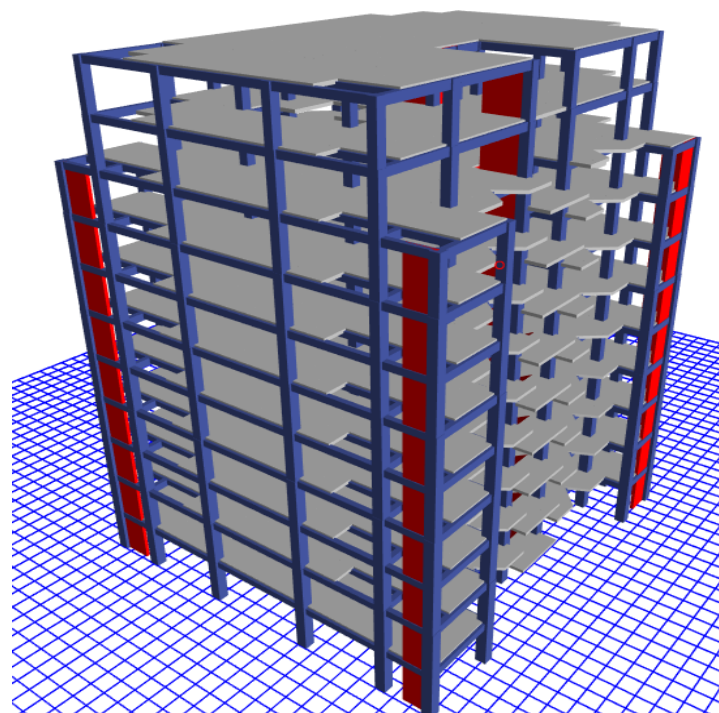


Figure IV.3 : Vu en 3D de la structure modélisée avec le logiciel ETABS.

### 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 reviennent sont résumés dans le tableau suivant :

<i>Modes</i>	<i>Période (s)</i>	<i>Masses cumulées <math>U_x</math></i>	<i>Masses cumulées <math>U_y</math></i>
<b>1</b>	<b>0.667</b>	0.6241	0.0282
<b>2</b>	<b>0.648</b>	0.6547	0.7349
<b>3</b>	0.506	0.7589	0.7366
<b>4</b>	0.24	0.8731	0.7375
<b>5</b>	0.233	0.8737	0.8752
<b>6</b>	0.19	0.8775	0.8752
<b>7</b>	0.134	<b>0.9341</b>	0.8755
<b>8</b>	0.124	0.9348	<b>0.942</b>
<b>9</b>	0.101	0.9383	0.9429
<b>10</b>	0.086	0.9646	0.943
<b>11</b>	0.077	0.9647	0.9742
<b>12</b>	0.062	0.9771	0.9742

#### ➤ Analyse des résultats

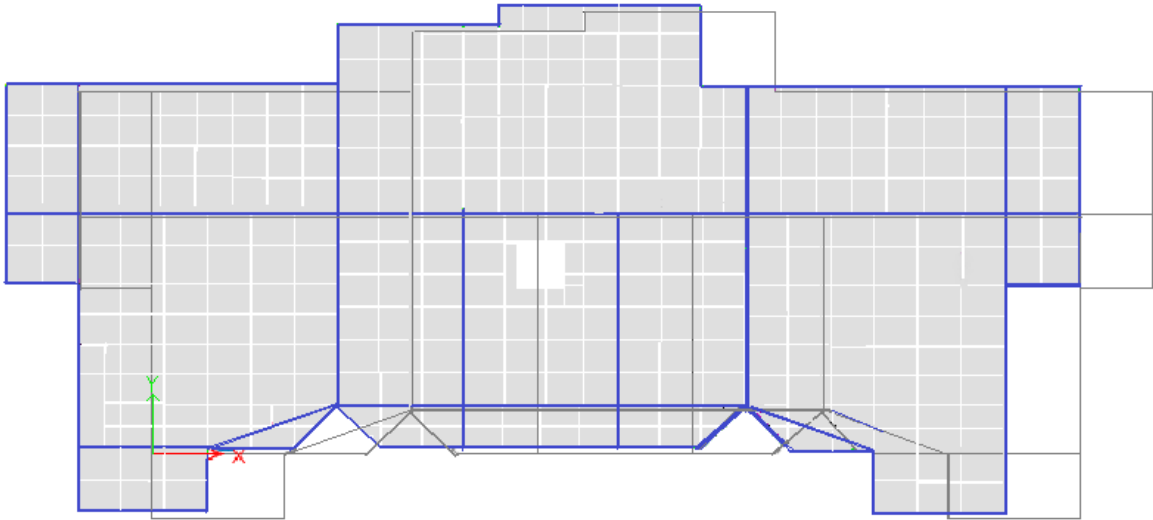
D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe Y atteint les 90% au bout du 8<sup>ème</sup> mode, et selon l'axe X au bout du 7<sup>ème</sup> mode.

Les périodes numériques obtenues par le logiciel **ETABS** dans les deux premiers modes sont inférieurs à celles calculées après majoration de 30%. (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)

$$\text{Les périodes majorées de 30\%} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.702 \text{ s} \\ T_y = 0.793 \text{ s} \end{cases}$$

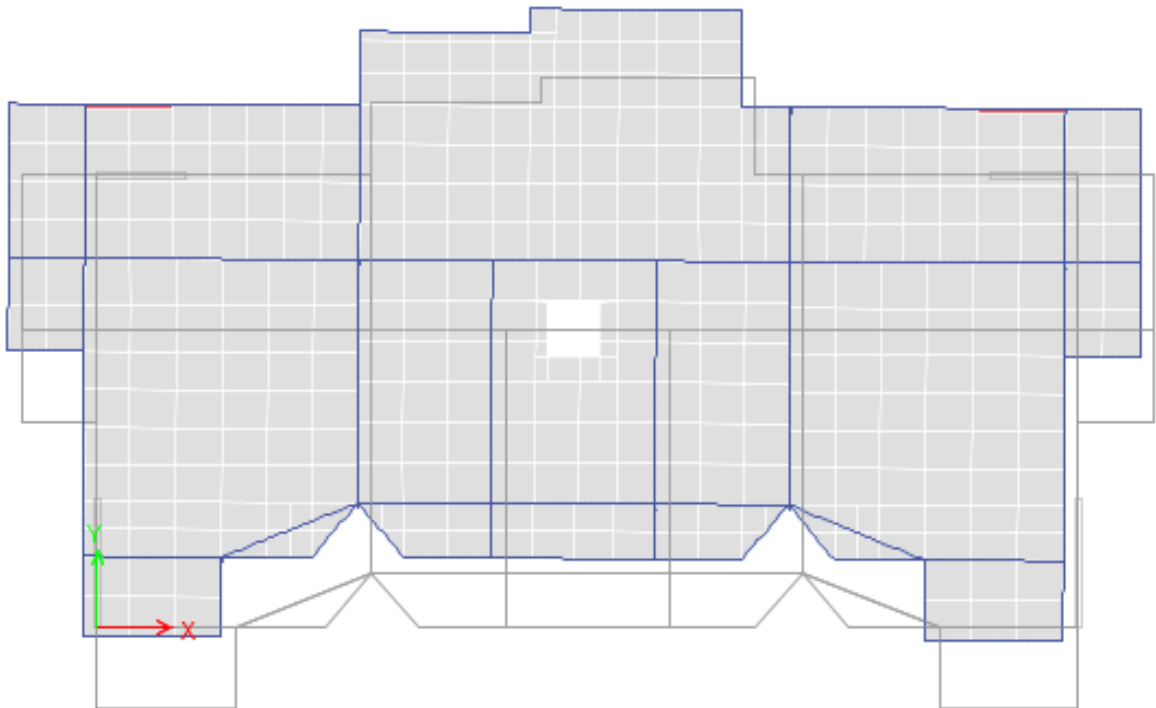
➤ **Les modes de vibrations :**

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



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

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



*Figure IV.5 Mode 2 déformation (translation suivant l'axe YY)*

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

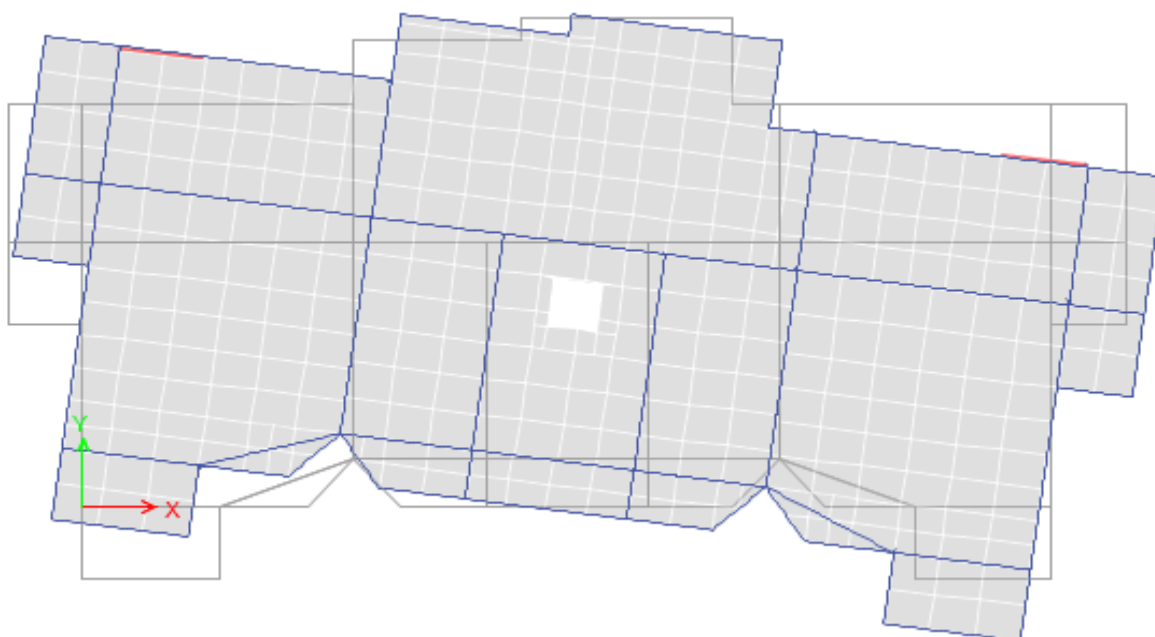


Figure IV.6 : Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).

#### IV.5.2. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version 2003

##### 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 :

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

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

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

<i>Tableau IV.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.</i>				
Sens	Vstatique (KN)	0.8 Vstatique (KN)	Vdynamique (KN)	Observation
X-X	2166.57	1733.25	1675.49	Non vérifiée
Y-Y	2082.32	1665.85	1884,50	Vérifiée



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

$$\text{Sens XX : } 0.8 V_{st}/V_{dyn} = 1.03$$

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 <sub>dyn</sub> (KN)	0.8×V <sub>st</sub> (KN)	Observation
X-X	1843.039	1733.25	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.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

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
Entre Sol	24606,8459	3847,5674	86,4781	13,5219

➤ **Sous charges horizontales**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

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 %
E/sol	519,55	1124,15	509,86	1343,08	31,61	68,39	27,52	72,48
RDC	1021,45	474,35	1004,87	638,80	68,29	31,71	61,14	38,86
Etage1	906,95	428,47	1072,65	466,97	67,91	32,09	69,67	30,33
Etage2	894,06	326,06	1101,3	320,44	73,28	26,72	77,46	22,54
Etage 3	794,33	296,20	935,13	333,99	72,84	27,16	73,68	26,32
Etage4	742,93	196,72	897,35	204,03	79,06	20,94	81,47	18,53
Etage5	555,48	199,29	704,37	189,62	73,6	26,4	78,79	21,21
Etage6	423,02	159,78	405,32	244,62	72,58	27,42	62,36	37,64
Etage7	316,95	108,32	281,35	199,90	74,53	25,47	58,46	41,54
Etage8	295,39	62,28	291,90	90,31	82,59	17,41	76,36	23,63

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 :

<i>Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit.</i>						
Niveau	b (cm)	h (cm)	Aire (cm <sup>2</sup> )	Nd (KN)	N	Observation
E/SOL	55	55	3025	1990,14	0,263	Vérifiée
RDC	55	55	3025	1888,67	0,250	Vérifiée
Etage 1	50	55	2750	1625,33	0,236	Vérifiée
Etage 2	50	55	2750	1365,42	0,199	Vérifiée
Etage 3	50	50	2500	1117,70	0,179	Vérifiée
Etage 4	50	50	2500	900,08	0,144	Vérifiée
Etage 5	45	50	2250	781,84	0,139	Vérifiée
Etage 6	45	50	2250	621,67	0,111	Vérifiée
Etage 7	45	45	2025	418,44	0,083	Vérifiée
Etage 8	45	45	2025	230,30	0,045	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))**

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

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 :

**Tableau IV.8 : Vérification des déplacements relatifs.**

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)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
<b>E/Sol</b>	408	0.129	0,649	0	0,649	0,0015	0,101	0,506	0	0,506	0,001
<b>RDC</b>	289	0,291	1,45	0,649	0,807	0,0027	0,221	1,10	0,50	0,6	0,002
<b>Etage 1</b>	289	0,463	2,31	1,456	0,860	0,0029	0,368	1,819	1,10	0,719	0,002
<b>Etage 2</b>	289	0,633	3,1	2,316	0,851	0,0029	0,509	2,548	1,819	0,729	0,002
<b>Etage 3</b>	289	0,796	3,98	3,167	0,813	0,0028	0,654	3,272	2,548	0,723	0,002
<b>Etage 4</b>	289	0,943	4,71	3,98	0,737	0,0025	0,788	3,94	3,272	0,668	0,002
<b>Etage 5</b>	289	1,07	5,39	4,71	0,679	0,0023	0,910	4,552	3,94	0,612	0,002
<b>Etage 6</b>	289	1,19	5,98	5,39	0,592	0,0020	1,03	5,152	4,552	0,599	0,002
<b>Etage 7</b>	289	1,29	6,48	5,98	0,495	0,0017	1,141	5,707	5,152	0,555	0,001
<b>Etage 8</b>	289	1,37	6,84	6,48	0,4	0,0013	1,240	6,203	5,707	0,495	0,001

**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 :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

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

$$P_k = \sum_{i=1}^n (Wg + Q \times Wgi)$$

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

$\Delta_k$  : 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 :

Niveau	hk (cm)	PK (KN)	Sens x-x			Sens y- y		
			Δk (cm)	Vk (KN)	θ	Δk (cm)	Vk (KN)	θ
<b>E/Sol</b>	408	34888,54	0,649	1675,49	0,0331	0,5065	1884,503	0,022
<b>RDC</b>	289	29741,79	0,807	1613,11	0,0514	0,6000	1816,485	0,033
<b>Etage 1</b>	289	25861,66	0,860	1525,77	0,0504	0,7125	1721,677	0,037
<b>Etage2</b>	289	22028,75	0,851	1408,44	0,0460	0,7295	1592,813	0,034
<b>Etage3</b>	289	18195,85	0,813	1264,65	0,0405	0,7235	1427,501	0,031

<b>Etage4</b>	289	14411,54	0,737	1095,63	0,0335	0,6680	1230,929	0,027
<b>Etage5</b>	289	10502,04	0,679	898,88	0,0274	0,6125	966,1033	0,022
<b>Etage6</b>	289	7136,75	0,592	702,548	0,0208	0,5995	762,2931	0,019
<b>Etage7</b>	289	4824,83	0,495	523,77	0,0157	0,5555	574,6319	0,016
<b>Etage8</b>	289	2540,31	0,40	311,434	0,0112	0,4955	338,4603	0,012

### Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci- dessus, les efforts P- $\Delta$  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 normal réduit a été vérifiées avec cette disposition des voiles.

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

- Poutres principales (30x45) cm<sup>2</sup>.
- Poutres secondaires... (30x40) cm<sup>2</sup>.
- Voiles (etages courant :e = 15cm, entre sol :e=20cm)
- Poteaux : (en cm<sup>2</sup>)
- Entre Sol et RDC (55x55).
- 1<sup>er</sup>etage et 02<sup>ème</sup> étage(50x55).
- 03<sup>ème</sup>étage et 4<sup>ème</sup>étage (50x50).
- 05<sup>ème</sup>étage et 06<sup>ème</sup>étage (50x45).
- 07<sup>ème</sup>étage et 08<sup>ème</sup> étage (45x45).

*Chapitre V*  
*Etude des éléments*  
*structuraux*

**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 donnés par logiciel **ETABS V16** qui seront tirées des combinaisons les plus défavorables exigés par le **RPA 99/2003** et le **BAEL93** qui sont :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

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 :

- 4% de la section du béton en zone courante
- 6% de la section du béton en zone de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\varnothing$  en zone IIa.



**Armatures transversales (Art 7.5.2.2) :**

La quantité d’armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.3\% St \times b \text{ tel que : } \left\{ \begin{array}{l} St \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \phi_{lmin} \right) \text{ en zone nodale} \\ St \geq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale} \end{array} \right\}$$

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 :

Niv	Type	Section (cm <sup>2</sup> )	Local	M (KN.m)	V (KN)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adpt</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
<b>E. C</b>	<b>P.P</b>	(30×45)	Travée	60.1963	74.24	6.75	3.70	8.01	3HA12 + 3HA14 (chapeau)
			Appuis	-94.1387			5.90	8.01	3HA12 + 3HA14 (chapeau)
	<b>P.S</b>	(30×40)	Travée	42.1396	61.19	6	2.93	6,79	3HA12 + 3HA12 (chapeau)
			Appuis	-64.1499			4.535	6.79	3HA12 + 3HA12 (chapeau)
<b>T.I</b>	<b>P.P</b>	(30×45)	Travée	36.3041	58.17	6,75	2.2	8.01	3HA12 + 3HA14 (chapeau)
			Appuis	-68.1853			4.21	8.01	3HA12 + 3HA14 (chapeau)
	<b>P.S</b>	(30×40)	Travée	28.6973	61.19	6	1.97	6.79	3HA12 + 3HA12 (chapeau)
			Appuis	-54.2855			3.80	6.79	3HA12 + 3HA12 (chapeau)

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

➤ **Pourcentage maximal d'armatures longitudinales dans les sections**

• **Poutres secondaire**

$A_{\max}=4\% \quad b.h=0,04 \times 30 \times 40=48\text{cm}^2 \quad \text{Zone courante.}$

$A_{\max}=6\% \quad b.h=0,04 \times 30 \times 40=72\text{cm}^2 \quad \text{Zone de recouvrement.}$

• **Poutre principale :**

$A_{\max}=4\% \quad b.h=0,04 \times 30 \times 45=54\text{cm}^2 \quad \text{Zone courante.}$

$A_{\max}=6\% \quad b.h=0,04 \times 30 \times 45=81\text{cm}^2 \quad \text{Zone de recouvrement.}$

➤ **Pourcentage minimale d'armatures longitudinales dans les sections**

• **Poutres secondaire**

$A_{\min}=0,5\% \quad b.h=0,005 \times 30 \times 40=6\text{cm}^2$

• **Poutre principale**

$A_{\min}=0,5\% \quad b.h=0,005 \times 30 \times 45=6,75\text{cm}^2$

➤ **Les longueurs de recouvrement**

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

$\emptyset = 14\text{mm} \Rightarrow L_r = 56\text{cm}$  on adopte  $L_r = 60\text{cm}$

$\emptyset = 12\text{mm} \Rightarrow L_r = 48\text{cm}$  on adopte  $L_r = 50\text{cm}$

➤ **Les armatures transversales**

• **Poutre principale**

$\emptyset_t \leq \min \left( \emptyset^{\min} \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right) = \min (1.2 ; 1.28 ; 3)$

• **Poutre secondaire**

$\emptyset_t \leq \min \left( \emptyset^{\min} \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right) = \min (1.2 ; 1.28 ; 3)$

Soit  $A_t = 4\text{HA}8=2,01\text{cm}^2$  (1 cadre HA8 +1 étrier HA8)

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

en zone nodale :  $St \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \emptyset_{\min} \right) \left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre principale : } St= 10 \text{ cm} \\ \text{Poutre secondaire : } St= 10 \text{ cm} \end{array} \right.$

en zone courante:  $St \leq \frac{h}{2}$   $\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre principale : } St = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutre secondaire : } St = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$

Vérification des sections d'armatures transversales :

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

**V.1.4. Vérification à l'ELU**

➤ **Condition de non fragilité : BAEL91**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre principale : } A_{min} = 1.52 \text{ cm}^2 \text{ (vérifiée)} \\ \text{Poutre secondaire : } A_{min} = 1.34 \text{ cm}^2 \text{ (vérifiée)} \end{array} \right.$$

➤ **Contrainte Tangentielle maximale**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ mpa (F.P.N)}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Poutre	V <sub>u</sub> (KN)	r <sub>u</sub> (MPa)	$\bar{r}_{tu}$ (MPa)	Observation
Principale	74.25	0.59	3,33	Vérifiée
Secondaire	61.19	0.55	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 :  $A_l \geq \left( V_{max} + \frac{Ma}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{F_e}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutre	Al(cm <sup>2</sup> )	Vu(KN)	Ma(Kn.m)	Alrive (cm <sup>2</sup> )	Alinter	Observation
Principale	8.01	74.24	-94.1387	2.13	-5.02	Vérifiée
Secondaire	6.79	61.96	-64.1499	1.78	-3.75	Vérifiée

V.1.5. Vérification à l'ELS

➤ Etats limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

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

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	20.888	107275	13.83	2.69	15	Vérifiée
	Travée	-33.7443	107275	13.83	4.35	15	Vérifiée
Secondaire	Appui	20.9937	80.619	12.81	3.33	15	Vérifiée
	Travée	-33.4316	80.619	12,81	3.99	15	Vérifiée

➤ Vérification de l'état limite de déformation :

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

-  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$  ..... (1)

-  $\frac{ht}{l} \geq \frac{Mt}{20 M0}$  .....(2)

-  $\frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$  ..... (3)

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

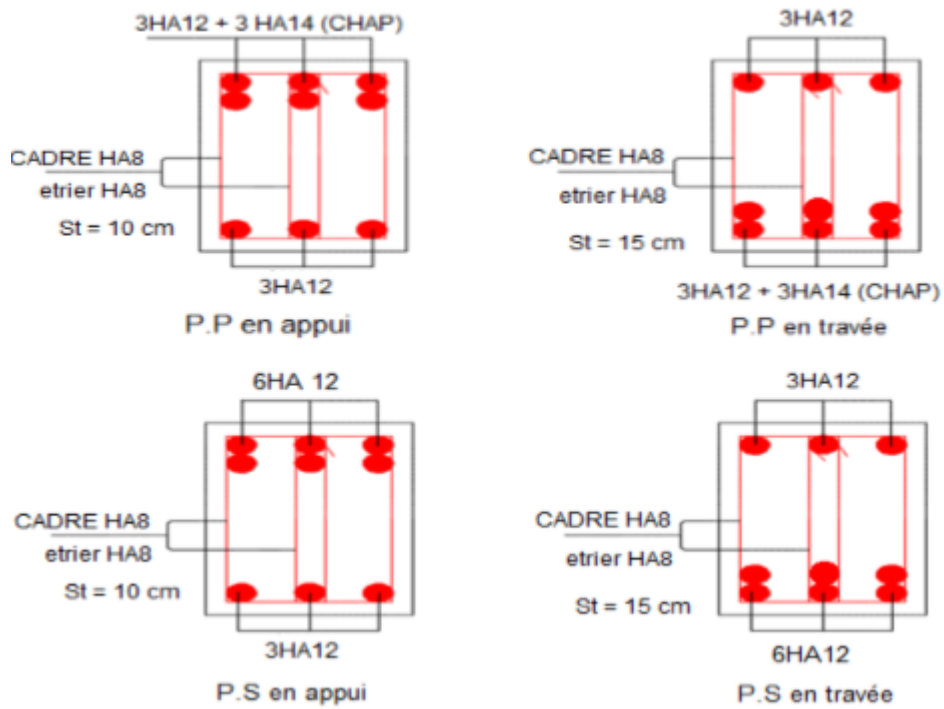
Poutre	h (cm)	b (cm)	L (m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{ht}{l} \geq \frac{Mt}{20 M0}$	$\frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Principale	45	30	6.25	8.01	0,072 > 0,062	0,072 > 0,059	0,00635 < 0,0105
Secondaire	40	30	5.95	8.01	0,067 > 0,062	0,067 > 0,066	0,0061 < 0,0105

**Remarque :**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

✚ Schéma de Ferrailage :

Etage Courant :



Terrasse Inaccessible :

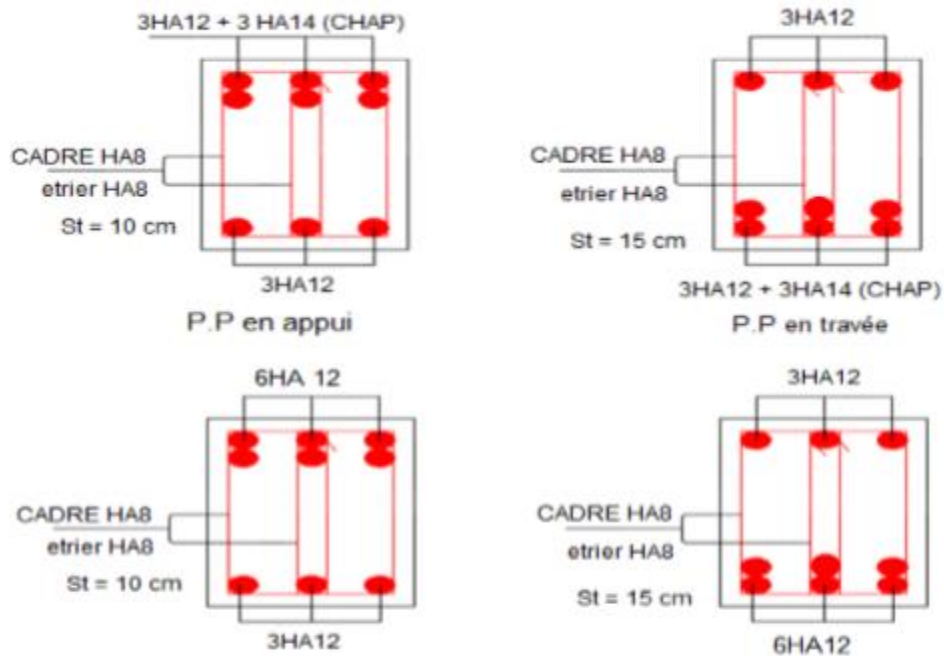


Figure V.1 : Schéma de ferrailage Des Poutres.

V.2. Etude des poteaux

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux qui est donnée par les sollicitations suivantes :

- $N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_1$
- $\{M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A_2 \Rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$
- $N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_3$

Ces sollicitations sont tirées des combinaisons les plus défavorables exigées par RPA99/2003 et le BAEL93

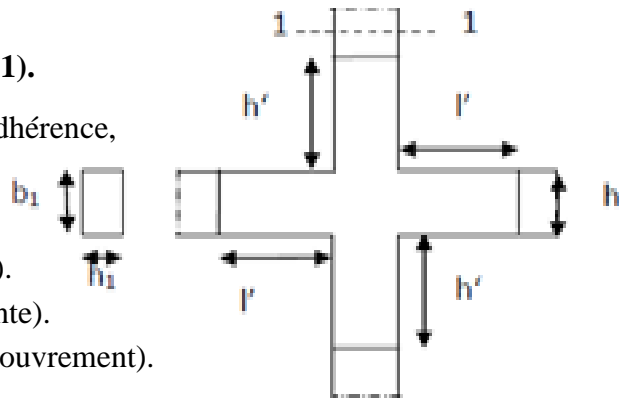
$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

Recommandations du RPA 99 :

➤ Armatures longitudinales RPA (art 7.4.2.1).

Les armatures longitudinales doivent être a 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.



FigureV.2 : Zone nodale

- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) est de  $40\emptyset$  en zone (IIa) .
- L'espace entre les barres verticales dans une face de 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} L' = 2h \\ h' = \max(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm) \end{array} \right.$$

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 <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) Zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) Zone de Recouvrement
E-Sol / RDC	55×55	24.2	121	181.5
étage 1 - étage 2	55×50	22	110	165
étage 3 - étage 4	50×50	20	100	150
étage 5 - étage 6	50×45	18	90	135
étage 7 - étage 8	45×45	16.2	81	121.5

➤ **Armatures transversales RPA99 (Art 7.4.2.2)**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V<sub>u</sub> : effort tranchant de calcul (max dans le poteau)

h<sub>1</sub> : la hauteur totale de la section brute

ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \text{ avec } \lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \end{cases}$$

– En zone nodal : t ≤ min (10φ<sup>min</sup>, 15cm)

– En zone courante : t ≤ min<sup>l</sup> (15φ<sup>min</sup>) en zone II

$$A_{t \min} = \begin{cases} 0.3\% (b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% (b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{Si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \text{ interpolé entre les valeurs précédentes}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 φ<sub>t</sub> 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 <sub>max</sub> ⇒M <sub>cor</sub>		Comb	N <sub>min</sub> ⇒M <sub>cor</sub>		Comb	M <sub>max</sub> ⇒N <sub>cor</sub>		Comb
	N(KN)	M(KN.m)		N(KN)	M(KN.m)		N(KN)	M(KN.m)	
E-sol /RDC	2266.55	37.1148	ELU	-1529.16	-59.6966	ELA	797.66	7.473	ELA
étage 1- 2	1785.95	11.1108	ELU	-1199.96	57.1321	ELA	245.41	30.719	ELA
étage 3 - 4	1349.90	13.354	ELU	-990.161	52.7721	ELA	528.10	29.2899	ELA
étage 5 - 6	927.18	14.95	ELU	-657.93	42.1854	ELA	384.73	21.6022	ELA
étage 7 - 8	505.867	46.25	ELU	-330.207	38.1123	ELA	211.46	17.9706	ELA

V.2.2. Calcul du ferrailage :

➤ Exemple de calcul sous M<sub>max</sub> ⇒ N<sub>cor</sub> :

N<sub>cor</sub> = 797.66 KN (compression) ; M<sub>max</sub> = 7.473 KN.m (ELA)

H = 55cm ; B=55 cm ; D= 52 cm ; D' = 3cm ; γ<sub>b</sub> = 1.15 ; γ<sub>s</sub> = 1

$$E_g = \frac{M}{N} = \frac{7.473}{797.66} = 9.36 \text{ cm} < \frac{H}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

N<sub>u</sub> (Compression) et "C" à l'intérieur de la section, avec la Condition suivante :

$$\left. \begin{aligned} [(0.337H) - (0.81 D')] b \times h \times f_{bu} &= 0.69 \dots (1) \\ [N_u(d-d')] - M_{ua} &\dots\dots\dots(2) \end{aligned} \right\} (2) < (1)$$

$$M_{ua} = M_{ug} + (d-d')N_u = 7.47 \times 10^{-4} + (0.52-0.03)797.6616 \times 10^{-4} =$$

**M<sub>ua</sub> = 0.202 Mn.m**

$$[(0.337H) - (0.81 D')] b \times h \times f_{bu} = \mathbf{0.69} > [N_u(d-d')] - M_{ua} = \mathbf{0.188}$$

Section partiellement comprimée. ( le calcul se fait par assimilation a la FS )

$$U_{bu} = \frac{0.202}{0.55 \times 0.52^2 \times 14.2} = 0.0956$$

U<sub>bu</sub> = 0.0956 < u<sub>l</sub> = 0.186 ( Pivot A)

( A' = 0)

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



$\alpha = 0.126$

$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

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

$z = 0.493m$

$A_1 = \frac{0.202}{400 \times 0.493}$

$A_1 = 10.23 \text{ cm}^2$

On revient à la Flexion composée :

$A = A_1 - \frac{Nu}{F_{st}}$

$A = -9.7 \text{ cm}^2$

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 15.88 \text{ cm}^2$

Le tableau suivant résume le calcul du ferrailage des différents poteaux :

**Tableau V.8 ferrailage des poteaux.**

Niveau	Section	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix (cm <sup>2</sup> )
E-Sol / RDC	55×55	15.88	24.2	12HA16+4HA12=28.65
1-2	55×50	3.139	22	12HA14+4HA12=23
3-4	50×50	2.83	20	12HA14+4HA12=23
5-6	50×45	2.55	18	16HA12 = 18.1
7-8	45×45	2.28	16.2	16HA12 = 18.1

➤ **Ferrailage transversal**

**Exemple de calcul**

Soit a calculé les armatures transversale des poteaux (55× 55) A<sub>adopte</sub>=12HA16+4HA12

Donc  $\phi^{min} = 1,2$  ;  $L_f=0,7L_0=1.645m$

$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{1.645}{0.55} = 2.99 < 5 \quad \longrightarrow \quad \rho = 3.75$

D'après les recommandations du RPA : soit  $t_z^n = t_z^c = 10cm$ .

$$A_t = \frac{\rho \times V}{h \times f_e} \times t = \frac{3.75 \times 114.19 \times 0.1 \times 10^{-3}}{0.55 \times 400} = 1.94 \text{ cm}^2$$

$$3 \leq \lambda_g \leq 5 \Rightarrow 0,3\% (b \times t) < A_t^{\min} < 0,8\% (t \times b) \left\{ \begin{array}{l} 5 - 3 \rightarrow 0,3\% - 0,8\% \\ 5 - 3,105 \rightarrow 0,3\% - x \end{array} \right.$$

$$A_t^{\min} = 0,721\% \quad b \times t = 3.96 \text{ cm}^2$$

Les dimensions de la zone nodale sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm} \\ h' = \max (48,16; 60 \text{ cm}) \end{array} \right.$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage transversal des poteaux des différents niveaux :

**Tableau V.9 : Calcul du ferrailage transversal.**

Niveau	E -Sol	RDC	Etage 1-2	Etage 3-4	Etage 5-6	Etage 7-8
Section (cm <sup>2</sup> )	55×55	55×55	55×50	50×50	45×50	45×45
$\Phi_1^{max}$	1,6	1,6	1,4	1,4	1,4	1,4
$\Phi_1^{min}$	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
$L_f$ (cm)	2.54	1.645	1.645	1.645	1.645	1.645
$\lambda_g$	4.61	2.99	3.29	3.29	3.65	3.65
V(KN)	114.191	114.191	101.51	97.16	77.34	51.09
$L_r$ (cm)	60	60	60	60	60	60
$t_z$ nodale(cm)	10	10	10	10	10	10
$t_z$ cou(cm)	10	10	10	10	10	10
$\rho$	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
$A_t^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.94	1.94	1.86	1.79	1.61	1.06
$A_t^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	3.96	3.96	3.45	3.44	2.74	2.70
$A_t^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	8HA8 = 4.02	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  $t^c = 15 \text{ cm}$  mais on a remarqué que la section obtenue est très importante donc nous avons préféré de la calculer avec  $t^c = 10 \text{ cm}$ .

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 :

$$N_u \leq N_d = \alpha \left[ \frac{B_r \times F_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec  $\alpha$  : est un coefficient en fonction de l'élançement mécanique  $\lambda$  qui prends les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots 0 \leq \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots\dots\dots 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

L'élançement mécanique est donné par :  $\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b} \dots$  Pour une section rectangulaire

$l_f$  : longueur de flambement.

$A_s$  : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$B_r = (b-2) \times (h-2)$       ➡ Section réduite du poteau

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	h (cm)	b (cm)	l <sub>f</sub> (m)	λ	A	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (MN)	N <sub>d</sub> (MN)	Obs
E-Sol /RDC	55	55	2.54	15.97	0,81	28.65	0.2809	<b>2.26</b>	<b>6.42</b>	Vérifiée
1-2	55	50	1.645	11.38	0,83	23.00	0.2544	<b>1.79</b>	<b>5.86</b>	Vérifiée
3-4	50	50	1.645	11.38	0,83	23.00	0.2304	<b>1.35</b>	<b>5.38</b>	Vérifiée
5-6	50	45	1.645	12.64	0,82	18.10	0.2064	<b>0.928</b>	<b>4.68</b>	Vérifiée
7-8	45	45	1.645	13.13	0,82	18.10	0.1849	<b>0.505</b>	<b>4.34</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 comprimée la vérification des contraintes sera comme suit :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \sigma_{amd} = 0.6f_{c28} \text{ avec } \begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{M_{ser}}{S} + \frac{M_{serG} \times V}{I_{yy}} \leq \sigma_{amd} \\ \sigma_{bc2} = \frac{M_{ser}}{S} - \frac{M_{serG} \times V'}{I_{yy}} \leq \sigma_{amd} \end{cases}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$  : Section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{H}{2} - V \right)$$

$$I_{yy} = \frac{B^3}{2}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d)^2 + 15A'(V - d')^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$

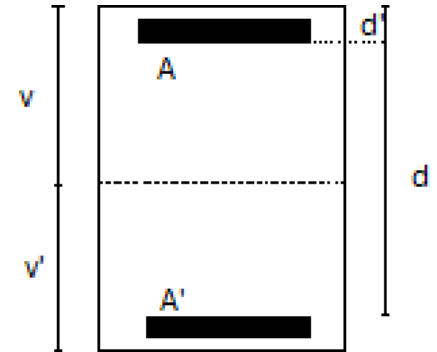


Figure V.3 Section d'un poteau.

Les résultats de calcul pour les S.E.C sont regroupés dans le tableau ci-après :

**Tableau V.11 : Vérification des contraintes dans les poteaux.**

Niveau	E-Sol/RDC	1-2	3-4	5-6	7-8
<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>	55×55	55×50	50×50	50×45	45×45
<b>d (cm)</b>	52	52	47	47	47
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	28.65	23	23	18.1	18.1
<b>N(KN)</b>	1645.44	1296.61	980.40	673.87	368.95
<b>M<sub>ser</sub> (MN.m)</b>	39.25	40.66	45.41	49.02	30.32
<b>V(m)</b>	0.275	0.275	0.25	0.25	0.25
<b>V'(m)</b>	0.275	0.275	0.25	0.25	0,25
<b>M<sub>serG</sub>(KN)</b>	39.25	40.66	45.51	49.02	30.32
<b>I<sub>yy</sub>'(m<sup>4</sup>)</b>	0.0299	0.0272	0.0204	0.0184	0.0133
<b>σ<sub>bc1</sub> (MPa)</b>	5.47	5.005	4.55	3.99	2.619
<b>σ<sub>bc2</sub> (MPa)</b>	4.75	4.18	3.43	2.66	1.598
<b>σ<sub>adm</sub> (MPa)</b>	15	15	15	15	15
<b>Observation</b>	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 :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau} = p_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } p_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

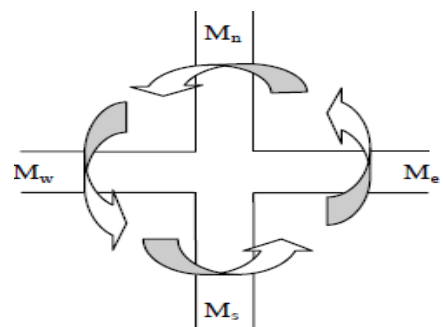
<i>Tableau V.12 : Vérification des contraintes de cisaillements.</i>								
Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$\lambda_g$	$p_d$	d (cm)	V (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\tau_{adm}$ (MPa)	Observation
<b>E.Sol/RDC</b>	55× 55	3.10	0.04	52	114.19	0.371	1.00	Vérifiée
<b>1-2</b>	55× 50	3.41	0.04	52	101.51	0.369	1.00	Vérifiée
<b>3-4</b>	50× 50	3.41	0.04	47	97.16	0.388	1.00	Vérifiée
<b>5-6</b>	50× 45	3.79	0.04	47	77.341	0.343	1.00	Vérifiée
<b>7-8</b>	45× 45	3.79	0.04	42	51.09	0.252	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 la rotule plastique se forme dans les poutres 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 :  $z = 0.9h$  ,  $\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$

**Tableau V.13 : Moments résistants dans les poteaux.**

Niveaux	Poteaux				
	h (cm)	z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	M <sub>R</sub> (KN.m)
Entre –Sol	55	49.5	28.65	400	567.27
RDC	55	49.5	28.65	400	567.27
1	55	49.5	23	400	455.4
2	55	49.5	23	400	455.4
3	50	45	23	400	414.02
4	50	45	23	400	414.02
5	50	45	18.1	400	325.8
6	50	45	18.1	400	325.8
7	45	40.5	18.1	400	325.8
8	45	40.5	18.1	400	325.8

**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.

**Tableau V.14 : Moment résistants dans les poutres.**

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	8.01	3.39	400	129.762	54.918
	P.S	0.40	0.36	6.79	3,39	400	97.776	48,816
Terrasse Inaccessible	P.P	0.45	0.405	8.01	3.39	400	129.762	54.918
	P.S	0.40	0.36	6.79	3,39	400	97.776	48,816

Tableau V.15 : Vérification de la zone nodale poutre principale.

Niveaux	Poutres 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)	
<b>E-Sol</b>	1134.54	567.27	<b>1701.81</b>	129.76	54.91	<b>230.83</b>	Vérifiée
<b>RDC</b>	1134.54	567.27	<b>1701.81</b>	129.76	54.91	<b>230.83</b>	Vérifiée
<b>1</b>	910.8	455.4	<b>1366.2</b>	129.76	54.91	<b>230.83</b>	Vérifiée
<b>2</b>	910.8	455.4	<b>1366.2</b>	129.6	54.91	<b>230.83</b>	Vérifiée
<b>3</b>	828	414	<b>1242</b>	129.6	54.91	<b>230.83</b>	Vérifiée
<b>4</b>	828	414	<b>1242</b>	129.6	54.91	<b>230.83</b>	Vérifiée
<b>5</b>	651.6	325.8	<b>977.4</b>	129.6	54.91	<b>230.83</b>	Vérifiée
<b>6</b>	651.6	325.8	<b>977.4</b>	129.6	54.91	<b>230.83</b>	Vérifiée
<b>7</b>	651.6	325.8	<b>977.4</b>	129.6	54.91	<b>230.83</b>	Vérifiée
<b>8</b>	651.6	325.8	<b>977.4</b>	129.6	54.91	<b>230.83</b>	Vérifiée

Tableau V.16 : Vérification de la zone nodale poutre secondaire.

Niveaux	Poutres secondaires						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)	
<b>E-Sol</b>	1134.54	567.27	<b>1701.81</b>	97.776	48.816	<b>183.24</b>	Vérifiée
<b>RDC</b>	1134.54	567.27	<b>1701.81</b>	97.776	48.816	<b>183.24</b>	Vérifiée
<b>1</b>	910.8	455.4	<b>1366.2</b>	97.776	48.816	<b>183.24</b>	Vérifiée
<b>2</b>	910.8	455.4	<b>1366.2</b>	97.776	48.816	<b>183.24</b>	Vérifiée
<b>3</b>	828	414	<b>1242</b>	97.776	48.816	<b>183.24</b>	Vérifiée
<b>4</b>	828	414	<b>1242</b>	97.776	48.816	<b>183.24</b>	Vérifiée
<b>5</b>	651.6	325.8	<b>977.4</b>	97.776	48.816	<b>183.24</b>	Vérifiée
<b>6</b>	651.6	325.8	<b>977.4</b>	97.776	48.816	<b>183.24</b>	Vérifiée
<b>7</b>	651.6	325.8	<b>977.4</b>	97.776	48.816	<b>183.24</b>	Vérifiée
<b>8</b>	651.6	325.8	<b>977.4</b>	97.776	48.816	<b>183.24</b>	Vérifiée

✚ Schéma de ferrailage :

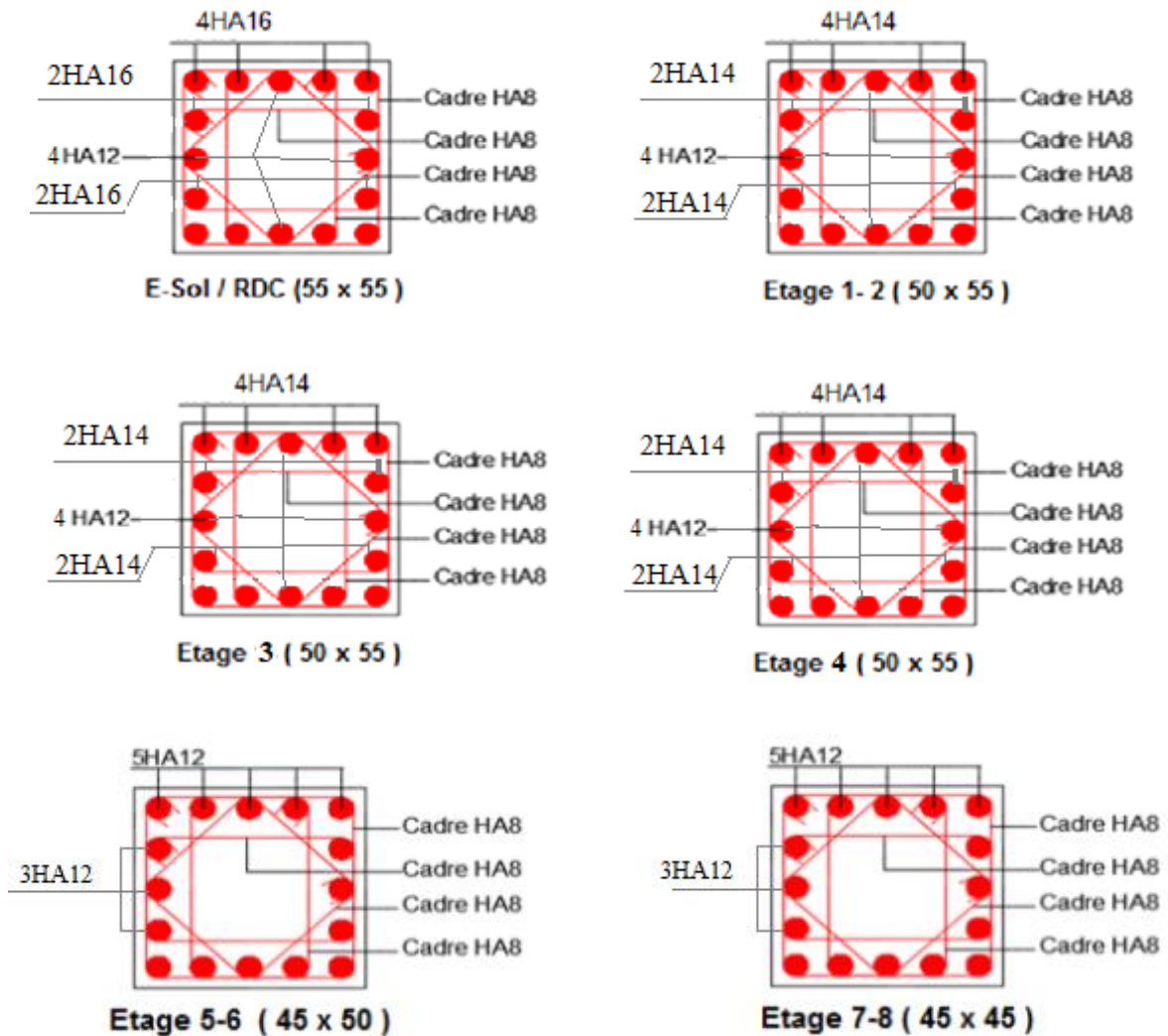


Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poteaux.

### 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 Version2003 (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 pourchaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.



Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leurs bases, leurs modes de rupture

Sont :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Rupture par flexion} \\ \text{Rupture en flexion par effort tranchant} \\ \text{Rupture par écrasement ou traction du béton} \end{array} \right.$

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \\ G + Q \end{array} \right.$$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations suivantes :

$$M_{max} \rightarrow N_{corr}; N_{max} \rightarrow M_{corr}; N_{min} \rightarrow M_{corr}$$

### 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  $A^{min} = 0,2\% \times l_t \times e$
- 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 /  $\text{m}^2$ .

**➤ 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  $l/10$  de l'épaisseur du voile
- La longueur de recouvrement doivent être égale à :
- $40\emptyset \rightarrow$  pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.  $20\emptyset \rightarrow$  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 Vy1 dans tous les niveaux.**

Etage	N <sub>max</sub> →M <sub>cor</sub>		M <sub>max</sub> →N <sub>cor</sub>		N <sub>min</sub> →M <sub>cor</sub>		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	-1419.54	-6.7665	-857.0547	-813.3241	-403.908	655.375	312.81
Etage 1							
Etage 2	-1153.06	112.4655	-353.3407	-965.1536	-281.4523	98.4929	236.93
Etage 3							
Etage 4							
Etage 5	-785.826	-110.8117	279.3868	-338.869	-45.3458	89.2312	171.03
Etage 6							
Etage 7							
Etage 8							

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×l).

Sous N<sub>max</sub> → M<sub>cor</sub>

L=2.7m , d=2.65m , e=0,15m , N<sub>max</sub>= -857.0547 KN , M<sub>corr</sub>= 813.3241 KN.m (ELA)

➤ Calcul des contraintes :

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} ; \sigma_{\min} > 0 \rightarrow SEC \\ \sigma_{\max} ; \sigma_{\min} < 0 \rightarrow SET \\ \sigma_{\max} > 0, \sigma_{\min} < 0 \rightarrow SPC \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{b \times d} + \frac{M}{\frac{e \times l^3}{12}} \times \frac{L}{2} = \frac{-0.8570547}{2.7 \times 0.15} + \frac{0.8133241}{\frac{0.15 \times 2.7^3}{12}} \times \frac{2.7}{2} = 2.346 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{b \times d} - \frac{M}{\frac{e \times l^3}{12}} \times \frac{L}{2} = \frac{-1.15306}{2.7 \times 0.15} - \frac{0.1124655}{\frac{0.15 \times 2.7^3}{12}} \times \frac{2.7}{2} = -6.8186 \text{ MPA}$$

Soit :  $\max ; \sigma_{\min} < 0 \rightarrow SET$

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{s10}(d-d')} \quad A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{s10}(d-d')} \quad A_{\min} = \frac{B \times ft_{28}}{f_e}$$

$$f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} ; e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) \quad e_2 = (d - d') - e_1$$

Soit :  $e_1 = 1.375m ; e_2 = 1.225 m ; A_1 = 2.62cm^2 ; A_2 = 5.08cm^2 ; A_{\min} = 2.72cm^2$

➤ **Armatures minimales en zone tendue et dans tout le voile :**

$$A_{\min}^{Z.T} = 0.2 \% (e \times lt) = 0.2 \% (0.15 \times 0.709) = 2.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^V = 0.15 \% (e \times lt) = 0.2 \% (0.15 \times 2.7) = 6.075 \text{ cm}^2$$

➤ **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 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 :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times St}{0.9 \times f_e} ; \tau_u = \frac{1.4 Vu}{e \times d} = \frac{1.4 \times 312.81}{0.15 \times 2.65} = 1.1 \text{ Mpa}$$

➤ **Espacement des barres horizontales :**

$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$  On opte :  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{1.1 \times 0.15 \times 0.2}{0.9 \times 400} = 0.91 \text{ cm}^2 > A_{\min} = \frac{0.4 \times e \times St}{f_e} = 0.3 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

**Tableau V.18 : Ferrailage du voile Vyl dans tous les niveaux.**

Niveaux	RDC-1	2-3-4	5-6-7-8
<b>l(m)</b>	2.7	2.7	2.7
<b>e(m)</b>	0.15	0.15	0.15
<b>M(KN)</b>	813.3241	-965.1536	-338.869
<b>N(KN.m)</b>	-857.0547	-353.3407	279.3868
<b>d (m)</b>	2.65	2.65	2.65
<b>V(KN)</b>	312.81	236.93	171.03
<b>τ (MPa)</b>	1.10	0.831	0.602

$\tau$ (MPa)	5	5	5
$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	5.08	1.5	1.01
$A^{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	6.075	6.075	6.075
$I$ (m <sup>4</sup> )	0.246	0.246	0.246
$v$ (m)	1.35	1.35	1.35
$\sigma^{min}$ (MPa)	-6.8186	-6.17	-1.17
$\sigma^{max}$ (MPa)	2.346	4.424	2.55
$l_t$ (m)	0.709	0.786	0.4245
$l_c$ (m)	1.99	1.1275	1.85
$A_{tendu}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2.129	2.35	1.27
$A_{courant}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2.72	1.69	2.77
$S_t$ (m)	0,2	0,2	0,2
$A_{adopté}$ $v/face$	4HA12+4HA10 = 7.66cm <sup>2</sup>	4HA12+4HA10=7.66cm <sup>2</sup>	4HA12+4HA10=7.66cm <sup>2</sup>
$S_t$ (m)	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.91	0.69	0.5
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.77	0.3	0.3
$A_h^{adopté}$	2HA10=1.57 cm <sup>2</sup>	2HA10=1.57 cm <sup>2</sup>	2HA10=1.57 cm <sup>2</sup>

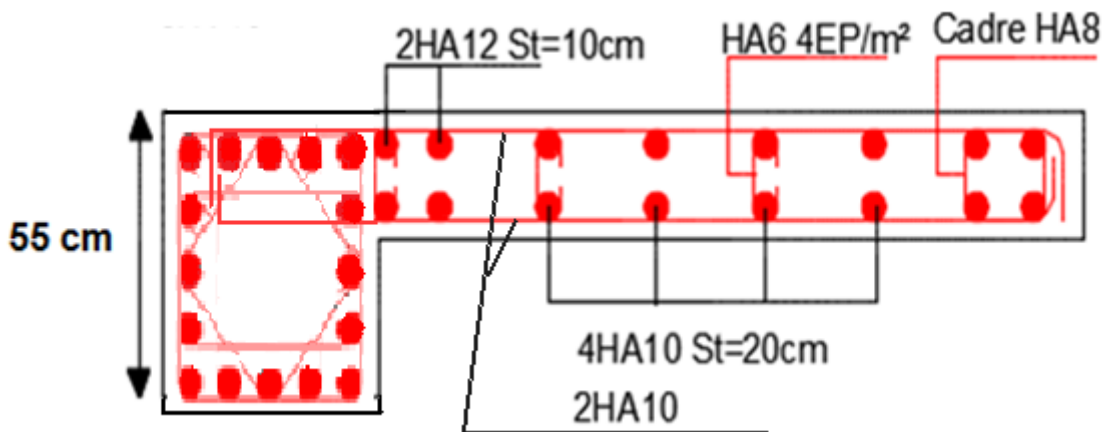


Figure V.6 Schéma de ferrailage du voile Vy1 (RDC+1<sup>er</sup> étage).

### *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 ferrailés souvent par le minimum du RPA, cela est dû à l'interaction voile-portique.
- Les exigences du RPA valorisent la Sécurité par rapport à l'économie.

*Chapitre VI*  
*Etude des fondations*

**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 :

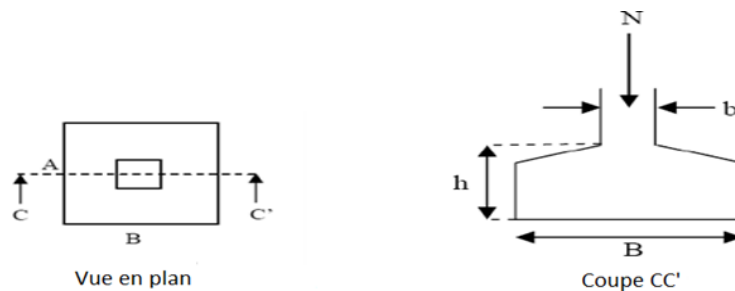
$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

**VI.2. Etude des fondations**

**VI.2.1. Vérification de la semelle isolée**

En premier lieu, on propose des semelles isolées donc la vérification à faire est :

$$N_{ser} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots(1)$$



**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.



$N_{ser} = 2005.82\text{KN}$

S : surface d'appui de la semelle.  $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$ : Contrainte admissible du sol.  $\bar{\sigma}_{sol} = 2.5\text{bar}$

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow B = \frac{A}{a} \cdot b \dots \dots \dots (2)$$

Avec : a, b les dimensions d'avant poteau.

On remplace (2) dans l'équation (1) on trouve :

$$A \geq \sqrt{\frac{N_{ser} \times a}{\bar{\sigma}_{sol} \times b}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{2005.82 \times 0.55}{250 \times 0.55}} \Rightarrow A \geq 2.85\text{m}$$

On remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 2.12 m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

**VI.2.2. 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.

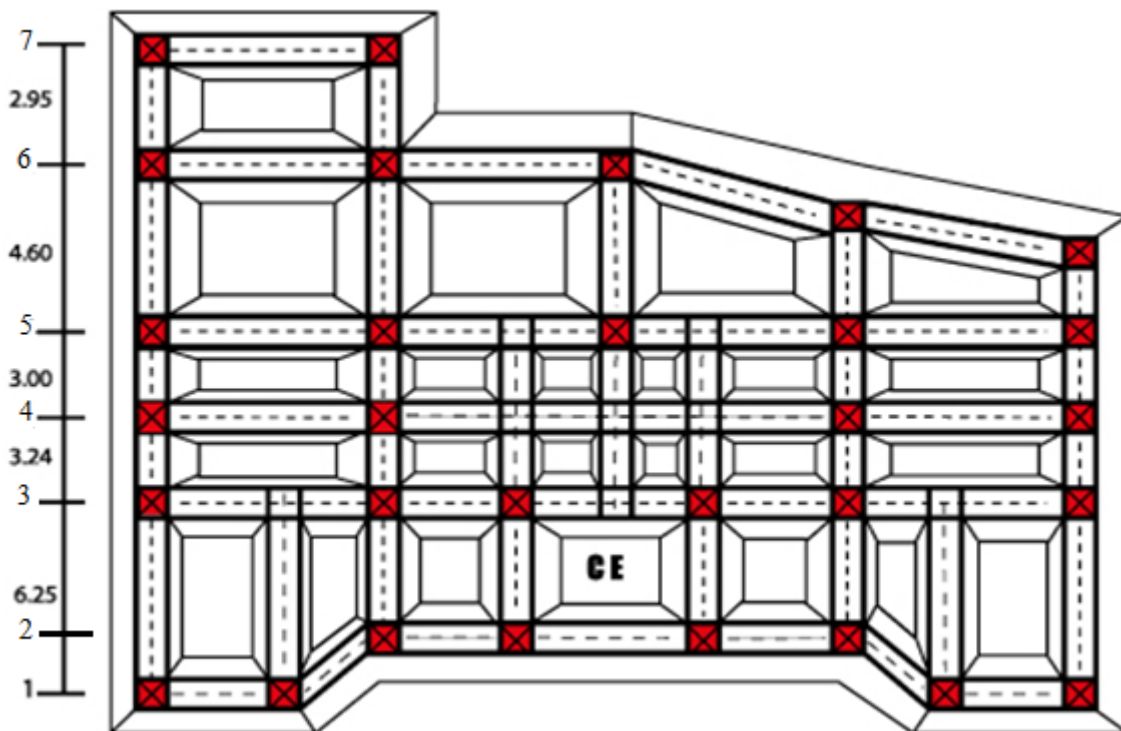


Figure VI.2 : Les différentes files des semelles filantes

$$\sum_i^n N_i = N_{files}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1 : La somme des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.**

Les files de Portiques	1 KN	2 KN	3 KN	4 KN	5 KN	6 KN	7 KN
La Somme des efforts	3594.4	7581.3	10142.06	5221.2	5661.2	1168.8	538.4

D'après les résultats de tableau précédant on constate que la file numéro 3 est la plus sollicitée.

$N_i$ : L'effort normal provenant du Poteau « i ».

$$\sum_i^n N_i = 10142.06 \text{ KN}$$

La surface totale des semelles se calcule par la formule suivante :

Données :  $N^{Ser} = 10142.06 \text{ KN}$  ;  $\bar{\sigma}_{sol} = 2.50 \text{ Bars}$

$$L = \sum l_i + 2 \times l_{\text{Débordement}} \text{ Avec } l_{\text{Débordement}} = 0.55 \text{ m}$$

$$L = 22.35$$

$$S \geq \frac{N^{Ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N^{Ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N^{Ser}}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{10142.06}{250 \times 22.34} \Rightarrow B \geq 1.82 \text{ On opte pour : } B = 2 \text{ m}$$

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 :**

$$S \geq \frac{\sum_i^n N_i}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{10142.06}{250} = 40.56 \text{ m}^2$$

➤ **Calcul de la hauteur totale 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 :  $d > \frac{B-b}{4}$

$$d = 0.3 \text{ donc } h_t = 35 \text{ cm}$$

➤ **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 :

$$N_T = N_{sup} + N_{inf}$$

Avec :

- $N_{sup} = \sum N_i = 10142.06 \text{ KN}$
- $N_{inf} = N_{A.P} + N_{S.F}$
- $N_{\text{Avant poteau}} = \gamma_b \times S_{A.P} \times h \times n$
- $N_{\text{Semelle filante}} = \gamma_b \times S_{S.f} \times h_t$

Avec :

- $S_{A.P}$  : Surface de l'avant poteaux  $(55 \times 55)^2$
- $h$  : Hauteur de l'avant poteaux  $h = 1.15 \text{ m}$ .
- $n$  : Nombre de poteaux revenant à la semelle filante  $n = 6$ .
- $h_t$  : Hauteur de la semelle filante  $h_t = 0.35 \text{ m}$

**A.N :**

- $N_{A.P} = 25 \times 0.55^2 \times 1 \times 6 = 43.12 \text{ KN}$
- $N_{S.f} = 25 \times 40.56 \times 0.35 = 354.9 \text{ KN}$
- $N_T = 10894.98 \text{ KN}$

➤ **Vérification de la contrainte**

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{10894.98}{40.56} = 0.26 > 0.25$$

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.

**VI.2.3. 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.

**VI.2.3.1. Pré-dimensionnement**

➤ **Condition de coffrage**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \\ h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \end{array} \right.$$

Avec :

- $h_r$  : hauteur de la dalle.
- $h_t$  : hauteur des nervures.

- $L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successif ( $L_{max} = 6.25m$ ).

Donc :

$$\begin{cases} h_t \geq \frac{625}{10} = 62.5 \text{ cm} \\ h_r \geq \frac{625}{20} = 31.25 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Condition de rigidité**

On dit qu'un radier est rigide si :

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e \geq \sqrt[4]{\frac{(4 \times E \times I)}{(K \times b)}} \end{cases}$$

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  $K = 4 \times 10^7 \frac{Kn}{m^3}$ ).

On a :

$$\begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très mauvais sol} \\ 4 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3} \text{ sol moyen} \\ 12 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \text{ très bon sol} \end{cases}$$

$E$  : module d'élasticité du béton :  $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

$b$  : largeur de la semelle.

$I$  : Moment d'inertie de la semelle  $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{max}^4 K}{\pi^4 \times E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (6.25)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 0.97m$$

On opte  $h_t = 1m$

$$4 \times 3.216 \times 10^7 = 0.9674 \text{ m} = 96.74 \text{ cm}$$

D'après les conditions de coffrage et rigidité on opte pour  $h_t = 100 \text{ cm}$ .

➤ **Calcul de la surface du radier :**

La surface nécessaire au radier est calculée à travers la condition suivante :

$$S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

L'effort normal  $N$  représente le poids total de la superstructure,

Soit :  $N = 39638.9615 \text{ KN}$

$$\Rightarrow S_{radier} \geq \frac{39638.9615}{250} = 158.55 \text{ m}^2$$

On prend :  $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} = 403.70 \text{ m}^2$

Les dimensions du radier sont :

$$\begin{cases} \text{hauteur de la nervure } h_t = 100 \text{ cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 35 \text{ cm} \\ \text{enrobage } d' = 5 \text{ cm} \\ \text{la surface du radier } S_{\text{rad}} = 403.70 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

### VI.2.3.2. 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 :  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.25 \text{ MPA}$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M \cdot Y_g}{I}$$

tel que :

$$N = N_{\text{supstru}} + N_{\text{poids rad}} + N_{\text{poid avant poteau}} + N_{\text{poid de remblai}}$$

$$N = 39638.9615 \text{ KN}$$

$$N_{\text{poids de rad}} = (S_{\text{rad}} \times H_{\text{rad}} + l_{\text{ner}} \times b_{\text{ner}} \times h_{\text{ner}}) \times 25$$

$$N_{\text{poids de rad}} = 6678.56$$

$$N_{\text{poid avant poteau}} = 0.55 \times 0.55 \times 1.15 \times 25 \times 29 = 208.43 \text{ KN}$$

$$N_{\text{poid de remblai}} = (1.5 - 0.35) \times [(403.70 - 109.43)] \times 17 = 5128.07 \text{ KN}$$

$$N = 45065.46 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_x = M_{x0} + N \cdot e_y \\ M_y = M_{y0} + N \cdot e_x \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} e_x = X_G - \frac{\sum N_i \times X_i}{\sum N_i} = \frac{225277.11}{24615.09} = 9.15 - 9.94 = -0.79 \text{ m} \\ e_y = Y_G - \frac{\sum N_i \times Y_i}{\sum N_i} = \frac{170931.849}{24615.09} = 6.94 - 9.1341 = -2.1941 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_x = 88158.13 \text{ KN/m}$$

$$M_y = 143652.68 \text{ KN/m}$$

Les caractéristiques géométriques du radier sont donc comme suite :

$$\begin{cases} I_x = 39718.5898 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 9.9428 \text{ m} \\ I_y = 50050.5313 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 9.1341 \text{ m} \end{cases}$$

Les efforts extraits à partir du logiciel ETABS sont :

$$M_x = 56843.3673 \text{ MN.m} ; M_y = 38061.7054 \text{ MN.m}$$

➤ **Détermination des contraintes :**

Sens X-X :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_x \times Y_g}{I_x} = \frac{39638.9615}{403.70} + \frac{88158.13}{39718.5898} \times 9.1341 = 0.118 \text{MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_x \times Y_g}{I_x} = \frac{39638.9615}{403.70} - \frac{88158.13}{39718.5898} \times 9.1341 = 0.077 \text{MPa} \end{cases}$$

On obtient donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.118 + 0.077}{4} = 0.107 \text{MPa} \leq 0.25 \text{MPa}$$

On remarque que la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

Sens Y-Y :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_y \times X_g}{I_x} = \frac{39638.9615}{403.70} + \frac{143652.68}{50050.5313} \times 9.9428 = 0.126 \text{MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_y \times X_g}{I_x} = \frac{39638.9615}{403.70} - \frac{38061.7054}{50050.5313} \times 9.9428 = 0.069 \text{MPa} \end{cases}$$

On obtient donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.126 + 0.069}{4} = 0.111 \text{MPa} \leq 0.25 \text{MPa}$$

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  $d$ .

$$\text{Avec : } V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 S_{\text{radier}}} = \frac{54442.65 \times 6.25}{2 \times 403.70} = 421.43 \text{KN}$$

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{421.43}{1 \times 2.5} = 0.168 \Rightarrow \text{on prend } d = 30 \text{cm}$$

$$\tau_u = 1.404 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$$

➤ **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.  $N_d = 2749.2023 \text{ KN}$
- $h_t$  : Hauteur total de radier.  $h_t = 1 \text{ m}$

- $U_c$  : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (55×55) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A + B)$

Tel que :

$$\begin{cases} A = a + h_t = 1.55\text{m} \\ B = b + h_t = 1.55\text{m} \end{cases} \Rightarrow U_c = 6.2$$

$$N_d = 2.749\text{MN} \leq 0.045 \times 6.2 \times 1 \times \frac{25}{1.5} = 4.65\text{MN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

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 ( $H = 1.5$  m).
- $S_{\text{rad}}$  : Surface du radier ( $S_{\text{rad}} = 403.70$  m<sup>2</sup>).
- $\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10$  KN/m<sup>3</sup>).

$$N = 39638.96 \text{ KN} > 1.5 \times 1.5 \times 403.70 \times 10 = 9083.25 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le RPA99 (Art 10.1.5), on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$

**Sens X-X**

$$e = \frac{56843.3673}{39638.9615} \leq \frac{21.24}{4}$$

$$1.43\text{m} < 5.31\text{m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**Sens Y-Y**

$$e = \frac{38061.7054}{39638.9615} \leq \frac{20.04}{4}$$

$$0.96\text{m} < 5.01\text{m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

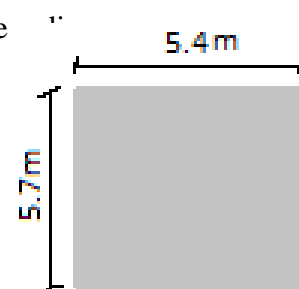
**VI.2.3.3. Ferrailage**

➤ **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

• **Calcul des sollicitations :**

Soit le panneau le plus sollicité ci-contre :



$$\begin{cases} l_x = 5.95 - 0.55 = 5.4 \text{ m} \\ l_y = 6.25 - 0.55 = 5.7 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.4}{5.7} = 0.947$$

La dalle travail dans les deux sens

Figure VI.3 Le panneaux le plus sollicité.

$$\rho = 0.947 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases}$$

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}}$$

$N_u$  : L'effort normal ultime donne par la structure.

**Poids de radier :**

$$P_{\text{radier}} = h_{\text{rad}} \times S_{\text{rad}} \times \gamma_b$$

**Poids de la nervure :**

$$P_{\text{ner}} = b_{\text{pot}} \times h_t \times \gamma_b \times L_{\text{ner}}$$

$$\text{On a } \begin{cases} N_u^{\text{cal}} = 54442.65 \text{ KN} \\ P_{\text{radier}} = 3532.37 \text{ KN} \\ P_{\text{ner}} = 3146.19 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } N_u = N_u^{\text{cal}} + 1.35 (P_{\text{radier}} + P_{\text{ner}}) = 63458.7 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{63458.7}{403.70} = 157.19 \text{ KN/m}$$

- **Calcul des moments isostatiques à l'ELU :**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 = 192.05 \text{ KN/m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 166.34 \text{ KN/m} \end{cases}$$

- **Les moments corrigés à l'ELU :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 161.5 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 139.86 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = 95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de  $(b \times h) = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$ .

- **Condition de non-fragilité :**

$$\text{On a : } \begin{cases} \rho = 0.947 > 0.4 \\ e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\text{min}} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{\text{min}} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\text{min}} = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.947}{2}\right) \times 1 \times 0.3 = 2.46 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\text{min}} = 0.0008 \times 1 \times 0.3 = 2.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 Ferrailage du radier.



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	160.97	17.93	2.46	18.85	6HA20	17
	Y-Y	139.41	15.34	2.4	15.71	5HA20	20
Appui		94.68	10.17	2.46	12.06	6HA16	17

➤ Vérification à l'ELU :

• Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier que  $\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{Q_u \times l_x}{2} \times \frac{I_y^4}{I_x^4 + I_y^4} = 164.21 \text{KN} \\ V_u^y = \frac{Q_u \times l_y}{2} \times \frac{I_x^4}{I_x^4 + I_y^4} = 269.72 \text{KN} \end{cases} \Rightarrow V_u^{\max} = 269.72 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{269.72}{1 \times 0.25} = 1.078 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{MPa}$$

➤ Vérifications à l'ELS :

On a:  $Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$

Avec N<sub>s</sub>: effort normal de service donné pas la structure

$N_s = N_s^{cal} + (P_{radier} + P_{ner}) = 45812.93 \text{KN}$

$Q_s = \frac{45812.93}{403.70} = 113.48 \text{KN.m}$

• Calcul des moments isostatiques à l'ELS:

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_s \times l_x^2 = 138.65 \text{KN/m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 120.08 \text{KN/m} \end{cases}$$

• Les moments corrigés à l'ELS :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 117.85 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 102.07 \text{KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -69.32 \text{KN.m} \end{cases}$$

• 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 <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	117.85	7.08	64347	12.06 < 15	Vér	245,06 > 201.63	N.Vér

	Y-Y	102.07	5.18	35331	14.64 < 15	Vér	267,01 > 201.63	N.Vér
<b>Appui</b>		-69.32	5.77	43466	9.76 < 15	Vér	249,90 > 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 <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Nombre de barres	S <sub>t</sub> (cm)
Travée	X-X	117.85	22.61	5HA25=24.54	25
	Y-Y	102.07	20.41	5HA25=24.54	25
Appui		-69.32	13.58	6HA20=15.71	20

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 <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	117.85	11.62	176652	8,05 < 15	Vér	190.95 < 201.63	Vér
	Y-Y	102.07	11.62	176652	7.32 < 15	Vér	173.52 < 201.63	Vér
Appui		-69.32	9.76	127526	6.24 < 15	Vér	194.23 < 201.63	Vér

• **Vérification des espacements :**

La fissuration est nuisible, donc pour les deux sens on a :

$$S_t \leq \min(2hr; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$$

✚ **Schéma de ferrailage du la dalle de radier :**

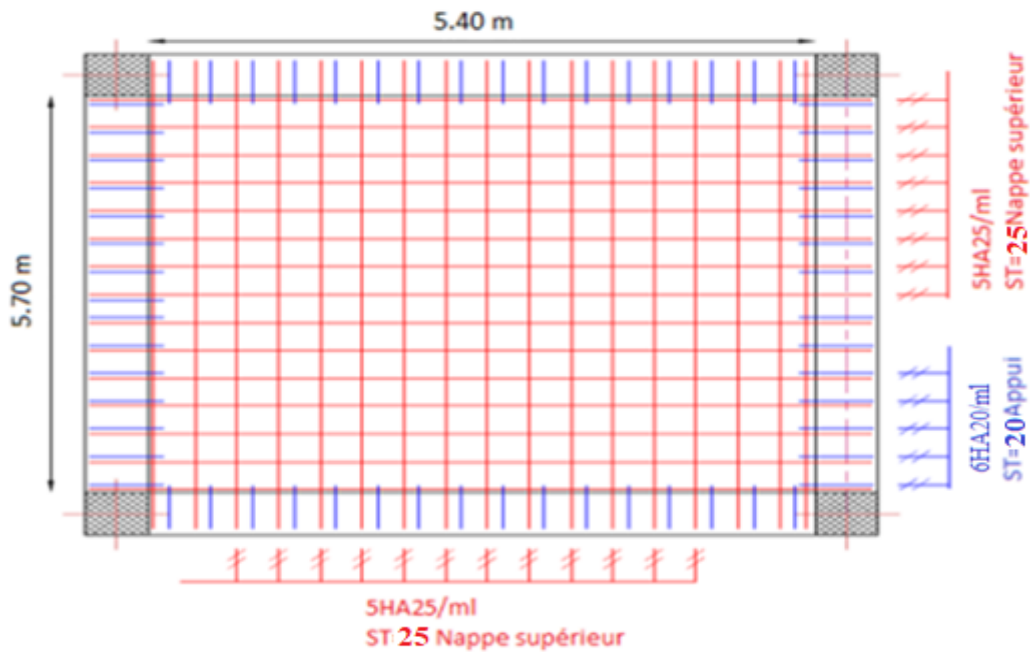


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage du radier.

VI.2.3.4. 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 :

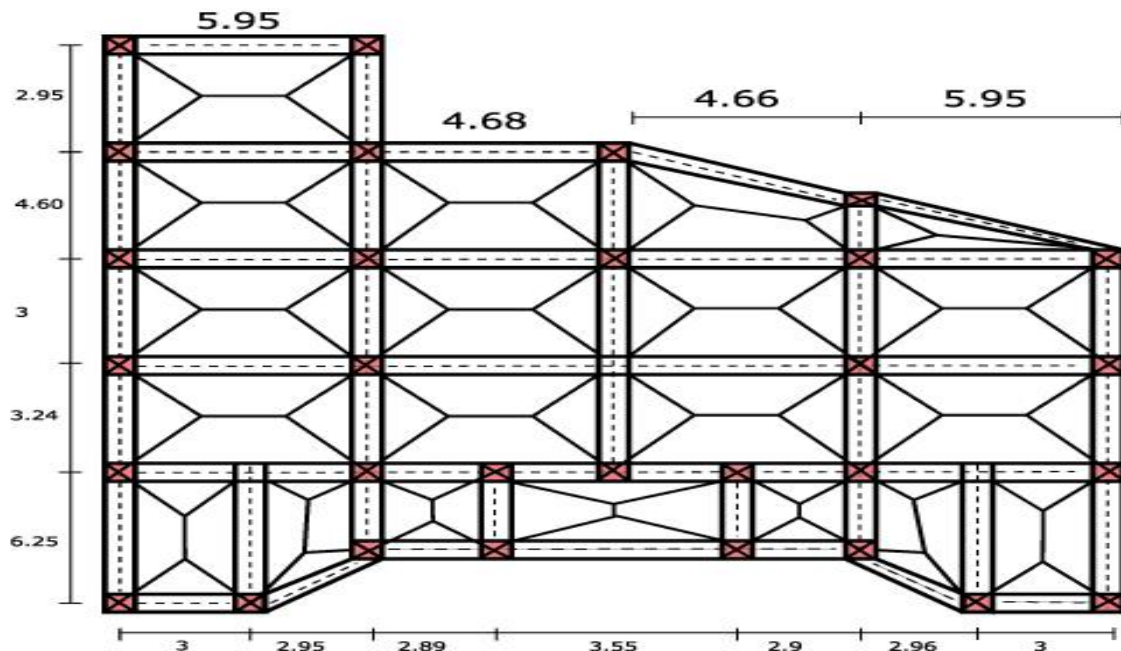


Figure VI.5 Schéma des lignes de ruptures

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**

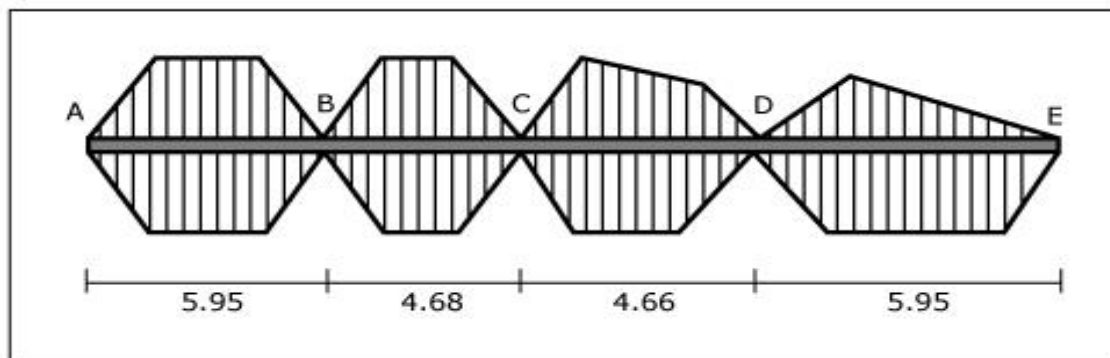


Figure VI.6 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X

Sens Y-Y

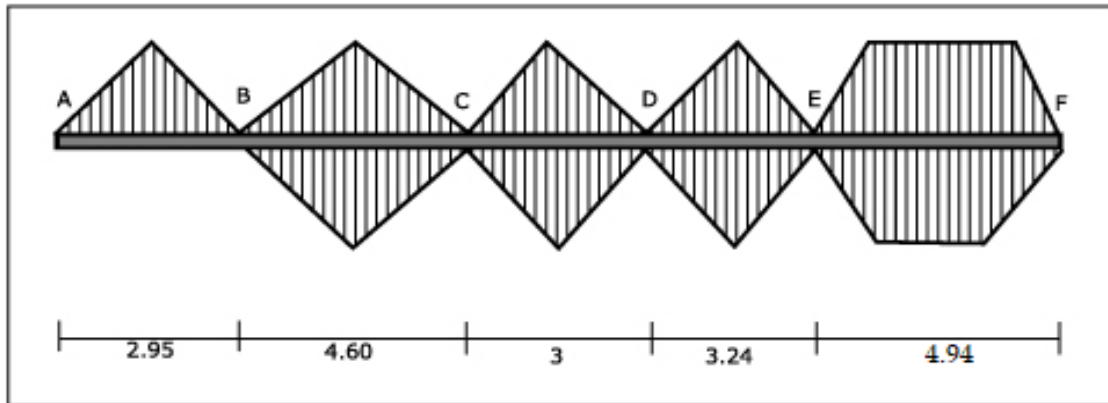


Figure VI.7 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.

• Calcul de chargement :

Détermination de  $P_u$  et  $P_s$  :

On a:

$$N'_u = N_u - N_{ner} = 54442.65 - 31146.19 = 51296.46 \text{ KN}$$

$$N'_s = N_s - N_{ner} = 39638.11 - 31146.19 = 36491.92 \text{ KN}$$

$$P_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = \frac{50924.26}{403.7} = 127.06 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = \frac{36491.92}{403.7} = 90.39 \text{ KN/m}^2$$

Sens X-X :

Tableau VI.6 : Les chargements sur les travées sens X-X.

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE
$q^u$ (KN/m)	409.18	363.25	363.25	565.00
$q^s$ (KN/m)	291.09	258.41	258.41	403.36

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
$q^u$ (KN/m)	225.25	273.17	171.53	186.77	311.89
$q^s$ (KN/m)	177.76	207.89	135.58	146.43	230.04

➤ **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  $l' \begin{cases} l: \text{travée de rive} \\ 0.8 l: \text{travée intermediaire} \end{cases}$

• **Moments aux appuis de rives :**

$$M_a = 0.15M_0 \text{ Avec } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

• **Moment en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \times x = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$$V_1 = \frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} \quad V_2 = -\frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} \quad V = \max(V_1; V_2)$$

**Sens X-X :**

**A l'ELU :**

Travée	L (m)	q <sub>m</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
<b>A-B</b>	5.95	409.18	0	-1277.39	2.45	1228.37
<b>B-C</b>	4.68	363.25	-1277.39	-596.49	2.74	86.7
<b>C-D</b>	4.66	363.25	-596.49	<b>-1675.54</b>	1.69	-76.19
<b>D-E</b>	5.95	565.00	-1675.54	0	3.47	<b>1732.71</b>

**A l'ELS :**

Travée	L (m)	q <sub>m</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
<b>A-B</b>	5.95	291.09	0	--908.73	2.45	873.86
<b>B-C</b>	4.68	258.41	-908.73	-424.33	2.74	61.67
<b>C-D</b>	4.66	258.41	-424.33	<b>-1195.61</b>	1.69	-55.53
<b>D-E</b>	5.95	403.36	-1195.61	0	3.47	<b>1237.24</b>

Sens Y-Y :

A l'ELU :

**Tableau VI.10 : Sollicitations des nervures à l'ELU sens Y-Y.**

Travée	L (m)	q <sub>m</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	x <sub>0</sub> (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	2.95	225.25	0	-344.18	0.957	103.15
B-C	4.60	273.17	-344.18	-309.30	2.328	395.89
C-D	3	171.53	-309.30	-132.53	1.844	-17.82
D-E	3.24	186.77	-132.53	<b>-679.69</b>	0.716	-84.68
E-F	5.09	311.89	<b>-679.69</b>	0	2.973	<b>698.79</b>

A l'ELS :

**Tableau VI.11 : Sollicitations des nervures à l'ELS sens Y-Y.**

Travée	L (m)	q <sub>m</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	x <sub>0</sub> (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	2.95	177.76	0	-264.82	0.957	83.61
B-C	4.60	207.89	-264.82	-236.73	2.328	299.17
C-D	3	135.58	-236.73	-104.26	1.844	-10.8
D-E	3.24	146.43	-104.26	<b>-503.63</b>	0.716	-60.20
E-F	5.09	230.04	<b>-503.63</b>	0	2.973	<b>514.45</b>

➤ **Ferraillage des nervures :**

Le ferraillage des nervures se fera à la flexion simple.

• **Détermination de la largeur b selon les deux sens :**

Donnés :

$$\begin{cases} h = 1 \text{ m} ; h_0 = 0.35 \text{ m} \\ b_0 = 0.6 \text{ m} ; d = 0.95 \text{ m} \end{cases}$$

On a :

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

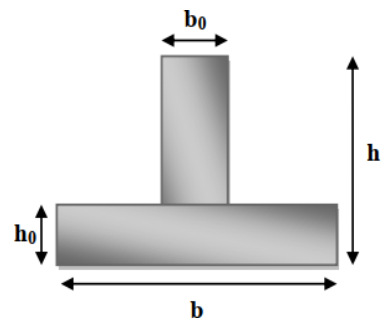


Figure VI.8 : Schéma de la nervure.

Sens X-X :

$$\frac{b-0.55}{2} \leq \min\left(\frac{5.4}{2}; \frac{2.4}{10}\right) \Rightarrow b \leq 1.03 \text{ m}$$

Soit  $b = 1\text{ m}$

Sens Y-Y :

$$\frac{b - 0.55}{2} \leq \min\left(\frac{5.7}{2}; \frac{2.34}{10}\right) \Rightarrow b \leq 1.01\text{ m}$$

Soit :  $b = 1\text{ m}$

Calcul de moment équilibré par la table :

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) > M_u$$

Sens X-X :

$$M_{Tu} = 3.85 > M_u = 1.73$$

Sens Y-Y :

$$M_{Tu} = 3.85 > M_u = 0.69$$

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 ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.12 : Calcul des ferrailages.						
Localisation		$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{adop}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	Choix des barres
X-X	Travée	1732.71	39.81	15.69	43.98	14HA20
	Appui	-1675.54	38.45	15.69	43.98	14HA20
Y-Y	Travée	698.79	21.75	15.69	24.13	12HA16
	Appui	-679.69	21.14	15.69	24.13	12HA16

➤ Vérification nécessaire :

• Vérification des efforts tranchants à l'ELU :

$$\text{On a: } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :  $\bar{\tau}_u < \min(0.1 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ F.N}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X - X: } \tau_u = \frac{1962.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.95} = 2.06\text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée} \\ \text{Sens Y - Y: } \tau_u = \frac{1006.72 \times 10^{-3}}{1 \times 0.95} = 1.05\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée} \end{array} \right.$$

• 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  $\Rightarrow \tau_u = \frac{1962 \left( \frac{1-0.55}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.95 \times 1 \times 0.35} = 1.47 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Sens Y - Y  $\Rightarrow \tau_u = \frac{1006.72 \left( \frac{1-0.55}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.95 \times 1 \times 0.35} = 0.75 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

- 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> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
X-X	Travée	1732.71	29.41	3685998	5.68 < 15	Vér	330.19 > 201.63	N.Vér
	Appui	-1675.54	26.76	3082128	5.49 < 15	Vér	397.06 > 201.63	N.Vér
Y-Y	Travée	514.45	22.85	2281858	5.15 < 15	Vér	243.96 < 201.63	N.Vér
	Appui	-503.63	22.85	2281858	5.03 < 15	Vér	238.55 < 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)	$\beta$ (10 <sup>-3</sup> )	$\alpha$	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Nombre de barres
X-X	Travée	1237.24	9.51	0.49	77.18	81.26	10HA25+4HA32
	Appui	-1195.61	9.2	0.49	74.64	81.26	10HA25+4HA32
Y-Y	Travée	514.45	2.82	0.283	29.65	36.7	12HA16+4HA20
	Appui	-503.63	2.76	0.280	28.99	36.7	12HA16+4HA20

- Les armatures transversales :

$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1^{\max} \right] \leq 25 \text{ mm, alors, } \phi_t = 10$

$A_t = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \\ 2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 85.5 \text{ cm} \\ 3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \leq 32.62 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$

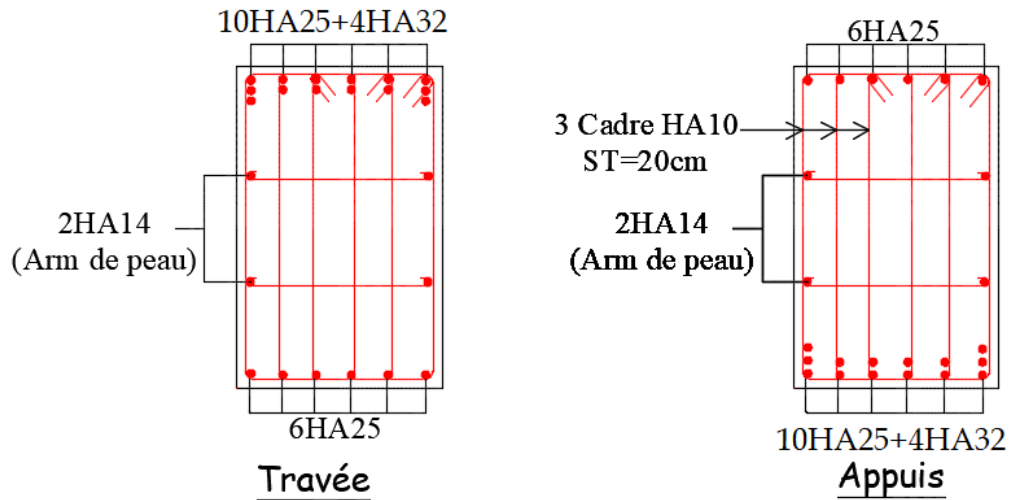
- Les armatures de peau :

Vu la hauteur des nervures le BAEL préconise de mettre des armatures de peau de section :

$$A_p = 3 \times h = 3\text{cm}^2 \text{ Soit } 2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

Schémas de ferrailage :

Sens X-X



Sens Y-Y

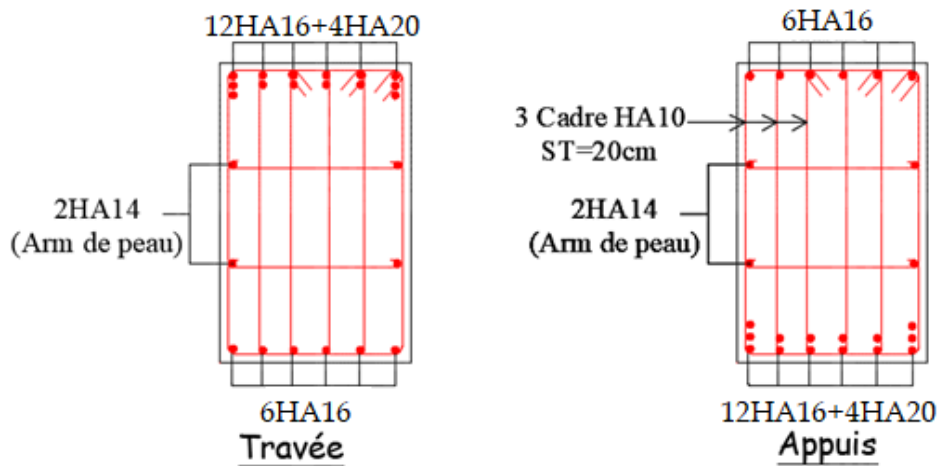


Figure VI.9 : Schéma de ferrailage des nervures.

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 leniveau 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  $h=4.08\text{m}$
- Longueur  $L=6,25\text{ m}$
- Épaisseur  $e=20\text{ cm}$

Caractéristique du sol :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique: } \gamma = 20\text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 0,5\text{bars} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 15^\circ \end{array} \right.$

**Remarque :**

Pour le cas le plus défavorable on prend  $C=0$

**VI.3.2. Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

➤ **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma_h \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 4.08 \times 20 \times \tan^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{15}{2} \right) = 48\text{KN/m}^2$$

$$G = 48\text{KN/m}^2$$

**Surcharge accidentelle**

$$Q = q \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \text{ tel que : } q = 10\text{KN/m}^2$$

$$Q = 10 \times \tan^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{15}{2} \right)$$

$$Q = 5.89\text{KN/m}^2$$

**Remarque**

Un dispositif de drainage efficace des eaux pluviales et des eaux de surface sera effectué donc il n'est pas nécessaire de calculer les poussées hydrostatiques

**VI.3.3. Ferrailage de voile**

➤ **Méthode de calcul**

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.

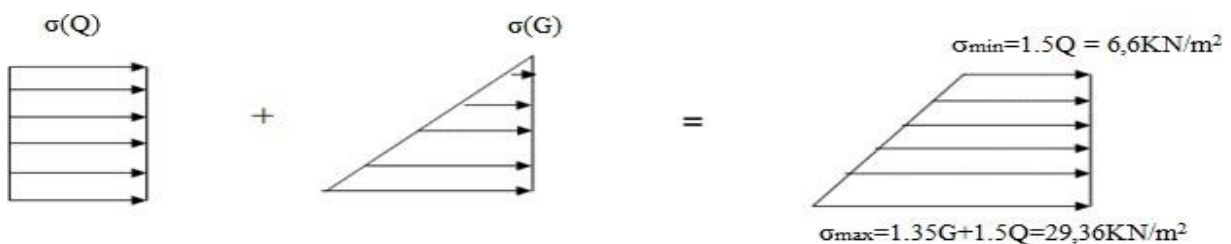


Figure VI.10 Diagramme des contraintes sur le voile périphérique.

**A'PELU :**

$$\sigma_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 48 + 1,5 \times 5.89 = 73.63 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1,5 \times Q = 1,5 \times 5.89 = 8.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 73.63 + 8.83}{4} = 57.43 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 57.43 \times 1 = 57.43 \text{ KN/m}$$

**A'PELS :**

$$\sigma_{\max} = G + Q = 48 + 5.89 = 53.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 5.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 53.89 + 5.89}{4} = 41.89 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 41.89 \times 1 = 41.89 \text{ KN/m}$$

Pour le ferrailage du mur, on prend le panneau le plus défavorable dont les dimensions sont :

$$l_x = 4.08\text{m}; l_y = 6.25\text{m}; b = 1\text{ml}; e = 0.20\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.08}{6.25} = 0.65 \Rightarrow \text{le voile travaille dans les deux sens} \begin{cases} \mu_x = 0.0751 \\ \mu_y = 0.3613 \end{cases}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

• **Calcul des moments isostatiques**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0751 \times 57.43 \times 4.08^2 = 71.8 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.3613 \times 71.8 = 25.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Les moments corrigés :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 61.03 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{0y} = 22.05 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = -0.5 \times M_{0x} = -35.9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferrailage**

Le ferrailage se fait pour une section de (b × e) m<sup>2</sup>.

Les résultats de calcul de ferrailage sont dressés dans le tableau ci-après :

Avec :  $A_{\min} = 0.1\% \times b \times h$

<i>Tableau VI.15 : Calcul des ferrailages.</i>						
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)	Choix des barres
Travée	X-X	61.03	11.23	1.87	12.06	6HA16
	Y-Y	22.05	3.83	1.6	4.52	4HA12
Appui		-35.9	6.36	1.87	6.79	6HA12

➤ **Vérfications :**

• **L'ELU :**

**Espacements :**

Sens x-x :  $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 17 \text{ cm}$

Sens y-y :  $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

**Vérification de l'effort tranchant :**

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 \times l_y^4} = \frac{57.43 \times 4.08}{2} \times \frac{6.25^4}{4.08^4 \times 6.25^4}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 \times l_y^4} = \frac{57.43 \times 6.25}{2} \times \frac{4.08^4}{4.08^4 \times 6.25^4}$$

$V_{ux} = 99 \text{ KN}$

$V_{uy} = 27.73 \text{ KN}$

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$\tau_u = \frac{99}{1 \times 0.15} = 0.66 \text{ MPA} \leq \tau_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPA}$

• **L'ELS :**

**Calcul des moments isostatiques :**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0805 \times 41.89 \times 4.08^2 = 56.19 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.5235 \times 56.19 = 29.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_{0x} = 56.19 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = 29.41 \text{ KN.m}$

**Les moments corrigés :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 56.19 = 47. \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times 29.41 = 25 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = -0.5 \times 56.19 = 28.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tableau VI.16 : Vérification des contraintes à l'ELS.**

Localisation		$M_s$ (KN.m)	Y(cm)	$I(\text{cm}^4) \times 10^{-4}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	OBS	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	OBS
Travée	x-x	47	0.062	2.9043	$10.26 \leq 15$	ver	$265.4 \leq 201.63$	Non ver
	y-y	25	0.0001357	1.357	$7.68 \leq 15$	ver	$354 \leq 201.63$	Non ver
Appui		28.09	0.049	1.883	$7.39 \leq 15$	ver	$269 \leq 201.63$	Non ver

La contrainte de traction n'est pas vérifiée donc on doit recalculer les armatures à l'ELS.

**Tableau VI.17 : Calcul des armatures à l'ELS.**

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ ( $10^{-3}$ )	$\alpha$	$A_{cal}$ ( $cm^2/ml$ )	$A_{adop}$ ( $cm^2/ml$ )	Nombre de barres
Travée	X-X	45.76	1.51	0.19	15.78	18.85	6HA20
	Y-Y	25	0.82	0.15	7.94	9.24	6HA14
Appui		28.09	0.92	0.15	9.079	9.24	6HA14

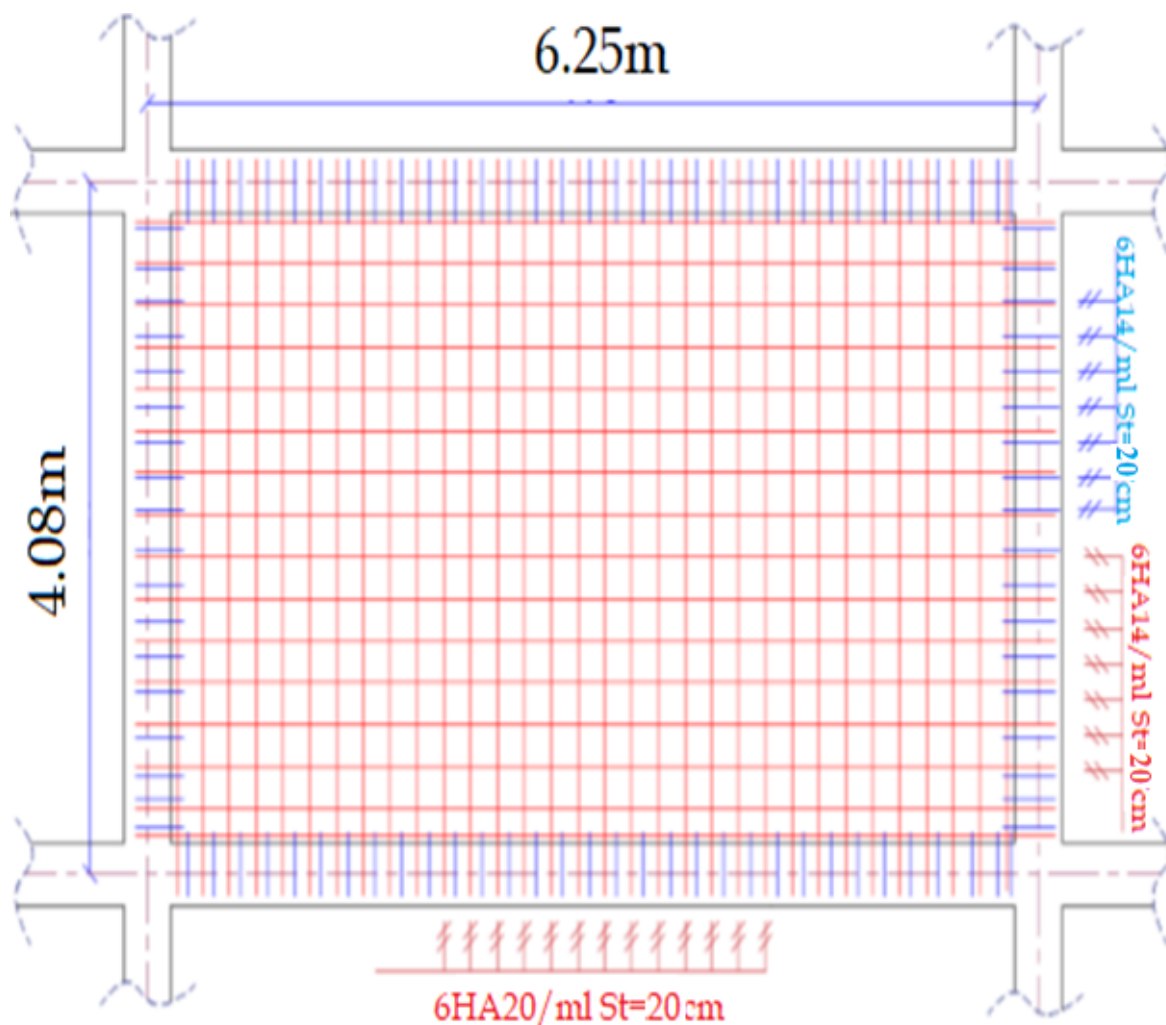


Figure VI.11 : Ferrailage du voile périphérique

### ***Conclusion***

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.
- Les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans notre cas 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 réduction du tassement différentielle.
- La facilité d'exécution.



# *Conclusion Générale*

## *Conclusion Générale*

---

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel.

La manipulation des différents outils de travail nous a permis d'arriver 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 bon comportement proche du réel.
- L'étude sismique nous a menés vers un bâtiment à contreventement mixte (portique + voile)
- La disposition des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique de la structure
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie.
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Le radier nervuré sans débordement est le type de fondation choisi, Vu la contrainte faible du sol et les tassements importants qui peuvent être engendrés d'après le rapport du sol.
- Finalement l'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un éventuel séisme majeur.
- Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour une vie professionnelle réussite.

# *Bibliographie*

## *Bibliographie*

---

- 1 Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- 2 Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- 3 DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- 4 Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- 5 Cours de béton armé, (génie civil) .

❖ Logiciels utilisés :

**ETABS / version 2016.**

# *Annexes*

# Annexes

## Annexe 01

### Conclusion

D'après les résultats de l'investigation géotechnique menée sur l'étendu du site réservé à la réalisation d'une construction à usage d'habitation en (R+8) avec terrasse inaccessible et un entre sol située à TIZI commune de Bejaia, il ressort que le terrain est caractérisé par une pente accentuée vers le Nord-Est.

- Géologiquement, et d'après la coupe lithologique fournie par le puits de reconnaissance, le terrain est couvert par des formations d'âge Crétacé supérieur (Sénonien) représentées par des marno-schisteux de couleur beige friables en surface et indurées en profondeur.
- Les pénétrogrammes des essais pénétrométriques ont enregistré des valeurs de résistance de pointe variables, elles sont supérieures à 50 bars au de-là de 1.00m de profondeur.
- Le refus total à la pénétration est obtenu à 1.40 m pour les essais P1 et P3 et à 1.60 m pour l'essai P2.
- Pour le dimensionnement des fondations, une contrainte admissible de 2.50 bars peut être retenue
- pour des semelles superficielles isolées type carrées ou rectangulaire ancrées à 1.50 m de profondeur dans les marnes schisteuses indurées après terrassement avec des tassements admissibles.
- Pour préserver l'équilibre naturel de site en pente qui nécessite des travaux de terrassement en grande masse, il est vivement recommandé de procéder à ces travaux en période sèche en mois de mai et juin et de soutenir le talus de terrassement immédiatement après terrassement par des murs de soutènement avec des contreforts et protéger les constructions riveraines.
- Selon le document technique réglementaire DTR B.C.2.32 page 08 et 09, "le choix définitif du système de fondation relève de la responsabilité du bureau d'étude, aussi il doit pouvoir analyser et exploiter les résultats de l'étude de sol afin d'élaborer un projet de fondation en veillant à la sécurité et à l'économie".
- Le sol a une agressivité faible au béton, donc pas de recommandations concernant l'utilisation du ciment spéciale.
- Concernant la classification du site, la morphologie et la lithologie de ce dernier ainsi les essais SPT permettent de le classer dans la catégorie S2, selon le RPA 99 version 2003.

LE CHARGE DE L'ETUDE

A.KACI

LE CHEF D'ANTENNE DE BEJAIA

LE GERANT DE LA DIRECTION SETIE



## Annexes

### Annexe 02

#### Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584

## *Annexes*

0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000



## Annexes

### Annexe 3

#### Table de PIGEAUD

**M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u * v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension  $Lx * Ly$**

	$u/lx$ $v/ly$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
<b>Valeur de M<sub>1</sub></b>	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053
	1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010
	1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009

## *Annexes*

---

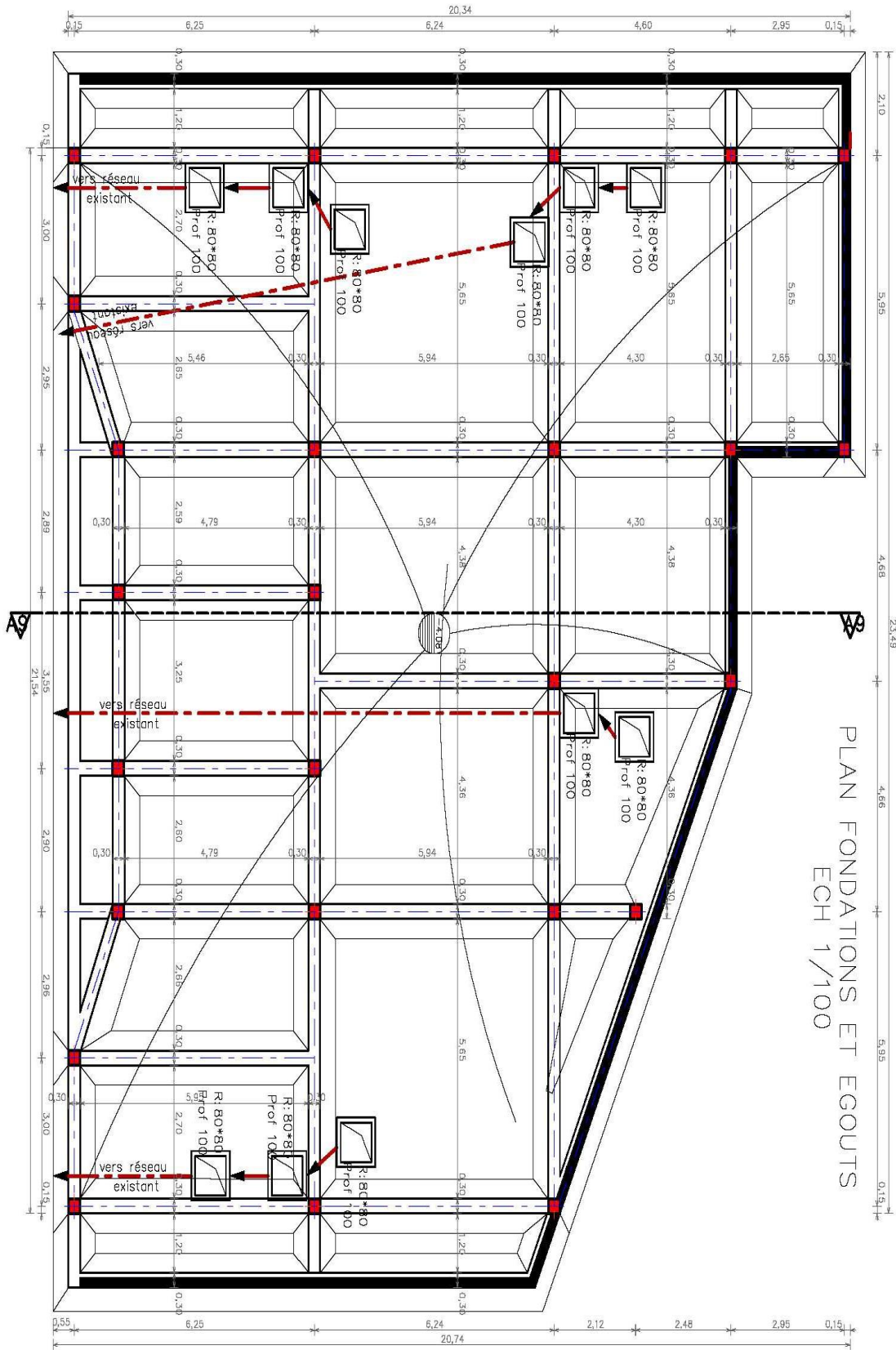
### **Annexe 03**

#### **Section réelles d'armatures**

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

*Plans*

# Plans



# Plans

