

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur*  
*Et de la Recherche Scientifique*  
*Université Abderrahmane MIRA- Bejaia*  
*Faculté de la technologie*  
*Département de Génie Civil*

Mémoire de fin d'études  
**Mémoire de fin d'études**

*En Vue d'Obtention du Diplôme Master en Génie civil*  
*Option : Structure*

**Thème :**

**Etude d'un bâtiment (R+8+duplex) à usage d'habitation et commercial  
contreventé par un système mixte  
(Voiles – Portiques)**

**Présenté par :**

**M<sup>er</sup> SERIKMA Massinissa**  
**M<sup>er</sup> KHENTEUR Adel**

**Promoteur :**

**M<sup>er</sup> SERIKMA.M**

**Jury:**

**Promotion 2019-2020**

# Symboles Et Notations

**A', Aser** : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

**At** : Section d'un cours d'armature transversal.

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**a** : Epaisseur.

**$\alpha$**  : Coefficient de la fibre neutre

**B** : Aire d'une section de béton.

**Br** : Section réduite.

**B, b** : la largeur (m).

**$C_T$**  : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

**$C_u$**  : La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).

**D** : Diamètre, dalle

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU**: Etat limite ultime.

**E** : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

**$E_i$**  : Module d'élasticité instantanée.

**$E_s$**  : Module d'élasticité de l'acier.

**$E_a, E_c$**  : Sont les modules de déformation.

**$e_v$**  : épaisseur du voile.

**F** : Force ou action générale.

**$f_{c28}$**  : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

**$f_{t28}$**  : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

**$f_{ji}$**  : la flèche correspondant à j.

**$f_{gi}$**  : la flèche correspondant à g.

**$f_{qi}$**  : la flèche correspondant à q.

**$f_{gv}$**  : la flèche correspondant à v.

**$\Delta f_t$**  : la flèche totale.

**$\Delta f_{adm}$**  : la flèche admissible.

**F** : Coefficient de sécurité = 1.5

**G** : Action permanente.

**H** : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

**ht** : hauteur totale du plancher.

**$h_0$**  : épaisseur de la dalle de compression.

**$h_e$**  : hauteur libre d'étage.

**$I$**  : Moment d'inertie ( $m^4$ ).

**$I_{ji}$**  : Moment d'inertie correspondant à  $j$ .

**$I_{gi}$**  : Moment d'inertie correspondant à  $g$ .

**$I_{qi}$**  : Moment d'inertie correspondant à  $q$ .

**$I_{gv}$**  : Moment d'inertie correspondant à  $v$ .

**$Q$**  : Charge variable.

**$Q$**  : Facteur de qualité.

**$q_u$**  : charge ultime.

**$q_s$**  : charge de service.

**$L$**  : Longueur ou portée.

**$L_{max}$**  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

**$L_x$**  = distance entre nus de poutrelles.

**$L_y$**  = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

**$l'$**  : longueur fictive.

**$l'_g$  et  $l'_d$**  : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

**$M$**  : Moment en général.

**$M_a$**  : Moment sur appui.

**$M_u$**  : Moment de calcul ultime.

**$M_{ser}$**  : Moment de calcul de service.

**$M_t$**  : Moment en travée.

**$M_0$**  : moment isostatique.

**$M_i$**  : Moment à l'appui  $i$

**$M_g$  et  $M_d$**  : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

**$M_j$**  : Moment correspondant à  $j$ .

**$M_g$**  : Moment correspondant à  $g$ .

**$M_q$**  : Moment correspondant à  $q$ .

**$N_s$**  : Effort normal de service.

**$N_u$**  : Effort normal ultime

**$N$**  : Effort normale du aux charges verticales.

**$n$**  : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

**$N_{Tot}$**  : Poids total transmis par la superstructure (KN).

**$P$**  : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

$P_g$  et  $P_d$  : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

$R$  : coefficient de comportement global.

$S$  : Section, surface

$S_r$  : surface du radier ( $m^2$ ).

$St$  : Espacement des armatures.

$T$  : Effort tranchant.

$T_2$  : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

$V$  : Effort tranchant.

$W$  : poids propre de la structure.

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

$W_{Gi}$  : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

$X, Y$  et  $Z$  : Coordonnées en général.

$Y$  : Ordonnée de la fibre neutre.

$Z$  : Coordonnée, bras de levier

$Z$  : profondeur au dessous de la fondation (m).

$b_0$  : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

$d$  : Hauteur utile.

$e$  : Excentricité, épaisseur.

$f$  : Flèche.

$f_{bu}$  : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

$f_e$  : Limite d'élasticité.

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

$h_t$  : hauteur total du radier (m).

$h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$\sigma_b$  : Contrainte de compression du béton.

$\sigma_s$  : Contrainte de compression dans l'acier

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\sigma$  : Contrainte normale.

$\sigma_j$  : Contrainte correspondant à j.

$\sigma_g$  : Contrainte correspondant à g.

$\sigma_q$  : Contrainte correspondant à q.

$\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau ( $t/m^3$ ).

$\gamma_b$ : coefficient de sécurité.

$\gamma_s$ : coefficient de sécurité.

$\varphi$ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

$\sigma_{adm}$ : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

$q$ : chargement KN/ml..

$\tau_{ultim}$ : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

$\tau_u$ : Contrainte de cisaillement (MPa).

$\eta$ : Facteur d'amortissement.

$\beta$ : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\mu_l$ : Moment réduit limite.

$\mu_u$ : Moment ultime réduit.

$\lambda_i$ : Coefficient instantané.

$\lambda_v$ : Coefficient différé.

# Sommaire

<b>Introduction.....</b>	<b>01</b>
<b>Chapitre I : Introduction générale</b>	
➤ Présentation de l'ouvrage .....	01
➤ Caractéristiques de la structure.....	01
➤ Système structurelles .....	02
➤ Classification de l'ouvrage .....	02
➤ Règlements et normes utilisés.....	03
➤ Caractéristiques des matériaux .....	03
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments</b>	
➤ Pré dimensionnement des planchers .....	05
➤ Pré dimensionnement des poutres .....	09
➤ Pré dimensionnement des poteaux .....	10
➤ Pré dimensionnement des voiles .....	16
<b>Chapitre III : Etude des éléments secondaires</b>	
➤ Étude des planchers a corps creux .....	18
➤ Etude des dalles pleines .....	55
➤ Étude de l'ascenseur .....	64
➤ Étude des escaliers .....	71
➤ Étude de la poutre palière.....	77
➤ Étude de l'acrotère .....	81
<b>Chapitre IV : Étude au séisme</b>	
➤ Modélisation .....	92
➤ Interprétation des résultats de l'analyse dynamique .....	93
➤ Vérification des résultats vis-à-vis du RPA .....	95
<b>Chapitre V : Étude des éléments structuraux</b>	
➤ Poteaux .....	101
➤ Poutres .....	111
➤ Voiles .....	120
<b>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure</b>	
➤ Choix de type des fondations .....	129
➤ Étude de radier .....	131
➤ Étude des voiles périphériques.....	144
<b>Conclusion</b>	
<b>Bibliographie</b>	
<b>Annexes</b>	
<b>Plans de la structure</b>	

---

---

## Liste des figures

---

<b>Figure I.1</b> <i>Vue de façade principale</i> .....	<b>01</b>
<b>Figure II.1</b> <i>Disposition des poutrelles</i> .....	<b>06</b>
<b>Figure II.2</b> <i>Coupe transversale d'un plancher à corps creux</i> .....	<b>06</b>
<b>Figure II.3</b> <i>Surface qui revient au poteau</i> .....	<b>13</b>
<b>Figure II.4</b> <i>repérage du poteau le plus sollicité</i> .....	<b>13</b>
<b>Figure II.5</b> <i>Voile avec deux abouts</i> .....	<b>16</b>
<b>Figure II.6</b> <i>Voile avec un seul about lié au poteau</i> .....	<b>17</b>
<b>Figure III.1</b> <i>Schéma d'une poutrelle</i> .....	<b>19</b>
<b>Figure III.2</b> <i>Schéma statique des poutres à deux travées</i> .....	<b>20</b>
<b>Figure III.3.</b> <i>Schéma statique des poutres à plus de deux travées</i> .....	<b>21</b>
<b>Figure III.4.</b> <i>Schéma statique de la poutrelle</i> .....	<b>21</b>
<b>Figure III.5.</b> <i>Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées</i> .....	<b>22</b>
<b>Figure III.6.</b> <i>Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux Travées</i> .....	<b>22</b>
<b>Figure III.7.</b> <i>Schéma statique de la poutrelle</i> .....	<b>23</b>
<b>Figure III.9.</b> <i>Schéma statique des poutres à sept travées</i> .....	<b>26</b>
<b>Figure. III.10.</b> <i>Schéma de ferrailage de la dalle de compression</i> .....	<b>55</b>
<b>Figure.III.11.</b> <i>dalle sur un seul appui.</i> .....	<b>56</b>
<b>Figure. III.12.</b> <i>schéma statique de la dalle</i> .....	<b>56</b>
<b>Figure III.13.</b> <i>Schéma de ferrailage de la dalle en console</i> .....	<b>60</b>
<b>Figure.14.</b> <i>Dalle pleine sur deux appuis</i> .....	<b>60</b>
<b>Figure III.15.</b> <i>Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis</i> .....	<b>62</b>

---

---

---

<b>Figure.16.</b> <i>Dalle sur trois appuis</i> .....	<b>63</b>
<b>Figure III.17.</b> <i>Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis</i> .....	<b>64</b>
<b>Figure III.18:</b> <i>dalle pleine pour ascenseur</i> .....	<b>64</b>
<b>Figure III.19:</b> <i>schéma de ferrailage dalle de l'ascenseur</i> .....	<b>69</b>
<b>Figure III.20:</b> <i>schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur</i> .....	<b>71</b>
<b>Figure III.21.</b> <i>Vue en 3D d'un escalier droit à deux volées</i> .....	<b>71</b>
<b>Figure III.22.</b> <i>Vue en plan d'un escalier droit à deux volées</i> .....	<b>72</b>
<b>Figure III.23.</b> <i>Schéma de l'escalier droit à deux volées</i> .....	<b>72</b>
<b>Figure III.24.</b> <i>Modélisation des escaliers</i> .....	<b>73</b>
<b>Figure III.25.</b> <i>Schéma de ferrailage des escaliers</i> .....	<b>77</b>
<b>Figure. III.26.</b> <i>Coffrage Acrotère</i> .....	<b>82</b>
<b>Figure .III. 27.</b> <i>Les Sollicitations sur l'acrotère</i> .....	<b>83</b>
<b>Figure .III.28.</b> <i>Schéma de ferrailage de l'acrotère</i> .....	<b>87</b>
<b>Figure IV.1</b> <i>Spectre de réponse sens x</i> .....	<b>91</b>
<b>Figure IV.2</b> <i>Spectre de réponse sens y</i> .....	<b>91</b>
<b>Figure IV.3</b> <i>Disposition des voiles</i> .....	<b>92</b>
<b>Figure IV.4</b> <i>mode 1 translation suivant X-X</i> .....	<b>93</b>
<b>Figure IV.5</b> <i>mode 2 translation suivant Y-Y</i> .....	<b>94</b>
<b>Figure IV.6</b> <i>mode 3 rotation suivant Z-Z</i> .....	<b>94</b>
<b>Figure V.1.</b> <i>Schéma de ferrailage des Poteaux</i> .....	<b>110</b>
<b>Figure V.2</b> <i>Schémas ferrailage des poutres</i> .....	<b>119</b>
<b>Figure. V.3 :</b> <i>Schéma de ferrailage du voile RDC</i> .....	<b>127</b>
<b>Figure VI.1</b> <i>Semelle isolée</i> .....	<b>129</b>
<b>Figure VI.2</b> <i>Semelle filante</i> .....	<b>130</b>
<b>Figure VI.3.</b> <i>Schéma de ferrailage</i> .....	<b>136</b>
<b>Figure VI.4.</b> <i>Schémas des sollicitations sur les nervures</i> .....	<b>138</b>
<b>Figure VI.5.</b> <i>Schémas des sollicitations sur les nervures</i> .....	<b>139</b>

---

---

<b>Figure. VI.6.</b> <i>Section a ferrailé .....</i>	<b>139</b>
<b>Figure VI.7.</b> <i>Schémas de ferrailage des nervures.....</i>	<b>143</b>
<b>Figure VI.8</b> <i>Voile périphérique.....</i>	<b>144</b>
<b>Figure VI.9:</b> <i>Schéma de ferrailage du voile périphérique.....</i>	<b>146</b>
<b>Figure VI.10:</b> <i>schéma de ferrailage des longrines.....</i>	<b>149</b>

---

---

---

## Liste des tableaux

---

<b>Tableau II.1.</b> <i>Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible</i> .....	<b>08</b>
<b>Tableau II.2.</b> <i>Évaluation des charges dans le plancher d'étage courant</i> .....	<b>08</b>
<b>Tableau II.3.</b> <i>Évaluation des charges sur les dalles pleines</i> .....	<b>09</b>
<b>Tableau II.4.</b> <i>Surcharge d'exploitation sur les planchers</i> .....	<b>09</b>
<b>Tableau II.5:</b> <i>Évaluation de la surcharge (Q)</i> .....	<b>12</b>
<b>Tableau II.6.</b> <i>Descente de charge sur le poteau (C)</i> .....	<b>14</b>
<b>Tableau III.1 :</b> <i>Les types des poutrelles</i> .....	<b>24</b>
<b>Tableau III.2:</b> <i>Les charges et surcharges revenants aux poutrelles</i> .....	<b>25</b>
<b>Tableau III.3 :</b> <i>les moments en travées</i> .....	<b>32</b>
<b>Tableau III.4.</b> <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse Inaccessible</i> .....	<b>34</b>
<b>Tableau III.5.</b> <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse Inaccessible</i> .....	<b>35</b>
<b>Tableau III.6.</b> <i>Sollicitations à l'ELU des poutrelles des planchers étages courants</i> ...	<b>36</b>
<b>Tableau III.7.</b> <i>Sollicitations à l'ELS des poutrelles des planchers étages courants</i> ...	<b>37</b>
<b>Tableau III.8.</b> <i>Sollicitations maximales aux états limite des différent niveaux</i> .....	<b>38</b>
<b>Tableau III.9.</b> <i>Ferraillage des poutrelles de la terrasse inaccessible</i> .....	<b>43</b>
<b>Tableau III.10.</b> <i>Ferraillage des poutrelles des étages courants</i> .....	<b>44</b>
<b>Tableau III.11.</b> <i>Vérifications des armatures longitudinales à l'effort tranchant</i> .....	<b>45</b>
<b>Tableau III.12.</b> <i>Vérifications de la jonction table –nervure</i> .....	<b>46</b>
<b>Tableau III.13.</b> <i>Vérifications à l'état limite de compression de béton</i> .....	<b>50</b>

---

---

---

<b>Tableau III.14</b> .Les schémas de ferrailage des poutrelles.....	54
<b>Tableau III.15</b> . <i>Ferrailage de la dalle en console</i> .....	57
<b>Tableau III.16</b> . <i>Ferraille des balcons sur 2 appuis</i> .....	60
<b>Tableau III.17</b> . <i>Ferraille des balcons sur 3 appuis</i> .....	63
<b>Tableau III.18</b> . <i>Vérification l'effort tranchant</i> .....	63
<b>Tableau III.19</b> . <i>Vérification des contraintes dans le béton</i> .....	63
<b>Tableau III.20</b> . <i>Calcul des sollicitations</i> .....	65
<b>Tableau III.21</b> . <i>Ferrailage de la dalle ascenseur</i> .....	66
<b>Tableau III.22</b> . les sollicitations a l'ELS.....	67
<b>Tableau III.23</b> . Les moments corrigés à l'ELS.....	67
<b>Tableau III.24</b> . <i>Ferrailage de la dalle au dessous de l'ascenseur</i> .....	69
<b>Tableau III.25</b> . <i>Vérification de l'effort tranchant</i> .....	70
<b>Tableau III.26</b> . <i>Vérification des contraintes de béton</i> .....	70
<b>Tableau III.27</b> . <i>dimensionnement d'escalier du bâtiment</i> .....	73
<b>Tableau III.28</b> . <i>Sollicitations dans les escaliers</i> .....	74
<b>Tableau III.29</b> . <i>Ferrailage de l'escalier</i> .....	75
<b>Tableau III.30</b> . <i>Vérification du Ferrailage de l'escalier</i> .....	76
<b>Tableau III.31</b> . <i>Calcul d'armatures longitudinales de la poutre palière</i> .....	79
<b>Tableau.III.32</b> . <i>Vérification de la flèche</i> .....	81
<b>Tableau III.33</b> . <i>Combinaison d'action de l'acrotère</i> .....	84
<b>Tableau IV.1</b> . <i>Valeurs des pénalités <math>Pq</math></i> .....	90
<b>Tableau IV.2</b> . <i>Période de vibration et taux de participation massique</i> .....	93
<b>Tableau IV.3</b> . <i>interaction voiles portique sous charge verticale</i> .....	95
<b>Tableau IV.4</b> . <i>Vérification de l'interaction sous charges horizontales(X-X)</i> .....	96
<b>Tableau IV.5</b> . <i>Vérification de l'interaction sous charges horizontales (Y-Y)</i> .....	96

---

---

<b>Tableau IV.6</b> Vérification de l'effort tranchant à la base.....	<b>97</b>
<b>Tableau IV.7</b> Vérification des déplacements.....	<b>97</b>
<b>Tableau IV.8</b> Vérification à L'effet P- $\square$ .....	<b>99</b>
<b>Tableau IV.9</b> Vérification de l'effort normal réduit.....	<b>99</b>
<b>Tableau. V.1.</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux..	<b>102</b>
<b>Tableau. V.2.</b> Sollicitations dans les poteaux.....	<b>103</b>
<b>Tableau V.3</b> Ferrailage longitudinales des poteaux.....	<b>105</b>
<b>Tableau V.4.</b> ferrailage transversales des poteaux.....	<b>106</b>
<b>Tableau V.5.</b> Vérification au flambement des différents poteaux.....	<b>108</b>
<b>Tableau. V.6.</b> Vérification des contraintes dans le béton.....	<b>109</b>
<b>Tableau. V.7.</b> Vérification des contraintes de cisaillement.....	<b>110</b>
<b>Tableau V.8</b> Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99/ V2003.....	<b>113</b>
<b>Tableau V.9</b> Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	<b>114</b>
<b>Tableau V.10.</b> Vérification des contraintes tangentielles.....	<b>116</b>
<b>Tableau V.11.</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	<b>117</b>
<b>Tableau V.12.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton.....	<b>117</b>
<b>Tableau. V.13.</b> Vérification de la flèche pour les poutres.....	<b>117</b>
<b>Tableau IV.14</b> Moments résistants dans les poteaux .....	<b>118</b>
<b>Tableau V.15</b> Moments résistants dans les poutres.....	<b>118</b>
<b>Tableau IV.16</b> Vérification de la zone nodale.....	<b>118</b>
<b>Tableau V.17.</b> Sollicitations maximales dans le voile $V_{x4}$ .....	<b>122</b>
<b>Tableau V.18.</b> Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1}=2.25m$ .....	<b>123</b>
<b>Tableau V.19 :</b> Sollicitations de calcul et ferrailage du voile $V_{x4}$ dans tous les niveaux.....	<b>126</b>
<b>Tableau V.20 :</b> Sollicitations de calcul et ferrailage du voile $V_{y1}$ dans tous les niveaux.....	<b>127</b>
<b>Tableau VI-1</b> Section des armatures du radier .....	<b>134</b>

---

---

<b>Tableau VI.2</b> <i>vérification des contraintes</i> .....	<b>136</b>
<b>Tableau VI-3</b> <i>Section des armatures du radier</i> .....	<b>136</b>
<b>Tableau VI-4</b> <i>Les sollicitations sur les nervures</i> .....	<b>137</b>
<b>Tableau VI.5</b> : <i>Sollicitations de la nervure de radier sens X-X (ELU)</i> .....	<b>138</b>
<b>Tableau VI.6</b> : <i>Sollicitations de la nervure de radier sens X-X (ELS)</i> .....	<b>138</b>
<b>Tableau VI.7</b> : <i>Sollicitations de la nervure de radier sens Y-Y (ELU)</i> .....	<b>139</b>
<b>Tableau VI.8</b> : <i>Sollicitations de la nervure de radier sens Y-Y (ELS)</i> .....	<b>139</b>
<b>Tableau VI.9</b> . <i>Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens X-X)</i> ..	<b>140</b>
<b>Tableau VI.10</b> . <i>Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens Y-Y)</i> ..	<b>140</b>
<b>Tableau VI.11</b> . <i>Vérification de l'effort tranchant (ELS)</i> .....	<b>141</b>
<b>Tableau VI.12</b> . <i>Résumé des résultats (vérification des contraintes)</i> .....	<b>141</b>
<b>Tableau VI.13</b> . <i>section d'armatures des nervures</i> .....	<b>141</b>
<b>Tableau VI.14</b> <i>tableau de ferraillage</i> .....	<b>145</b>
<b>Tableau VI.15</b> <i>résultats de calcul et vérification à l'ELS</i> .....	<b>146</b>
<b>Tableau VI.16</b> : <i>Ferraillage longitudinal des longrines</i> .....	<b>148</b>

---

## Introduction générale

L'évolution dans la conception des bâtiments a été accompagnée de l'évolution générale des techniques et des méthodes de calcul et marquée d'une manière spectaculaire par l'apparition des logiciels de modélisation et aussi l'amélioration des règlements et des normes, aidant à lever la complexité de ces problèmes

De nos jours également la conception d'une structure parasismique est un problème complexe vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les coûts croissants des constructions.

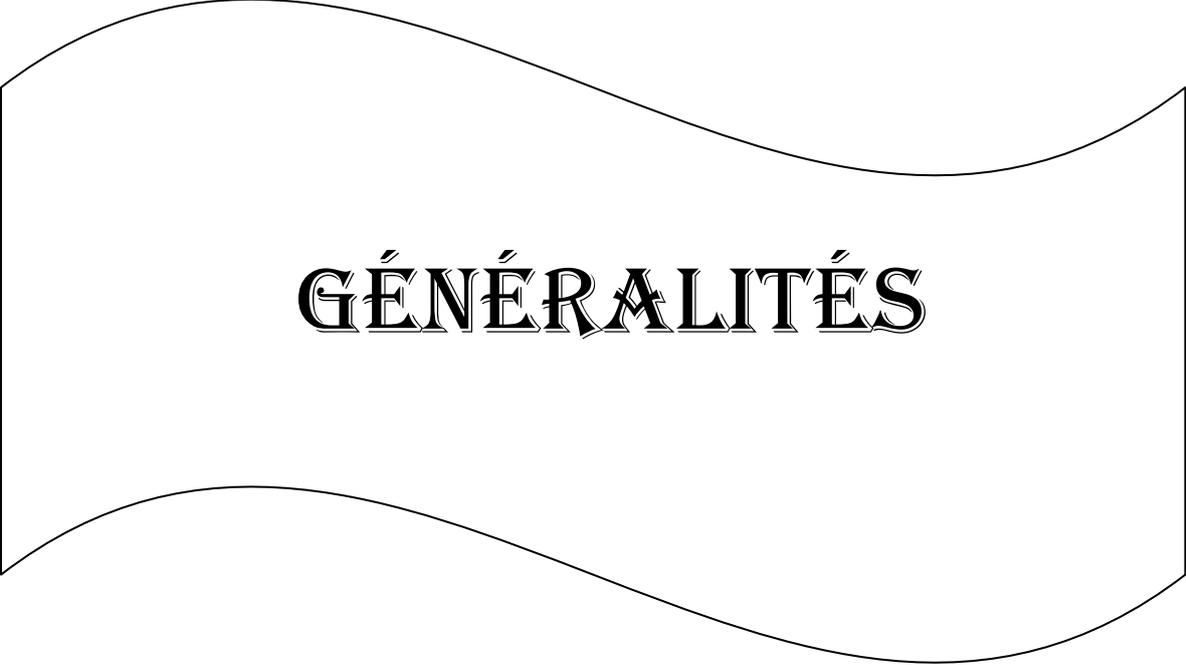
La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de cadres, de voiles ou des deux en même temps.

Après le séisme du 21 Mai 2003 de Boumerdes, des études faites par des experts ont abouti à des modifications du Règlement Parasismique Algérien. L'une de ces modifications est la nouvelle classification des zones sismiques et des valeurs des coefficients d'accélération de zone.

Le présent travail est une étude technique complète de dimensionnement et de vérification d'un bâtiment en béton armé en (R+8+DUPLIX) à usage d'habitation et commercial contreventé par un système mixte (voile & portique) installé à Béjaia.

L'étude de ce projet sera menée sur six chapitres :

- le premier chapitre on a donné un résumé sur la présentation du projet et les règlements de calcul qui règne sur les structures en béton armé.
- le deuxième chapitre consacré au prédimensionnement des éléments composant la structure.
- le troisième chapitre nous avons étudié les éléments non structuraux.
- nous avons fait par la suite, en chapitre quatre l'étude dynamique ou on a modélisé notre structure avec logiciel **ETABS2016**.
- l'étude des éléments structuraux fait l'objet de chapitre cinq.
- en fin le chapitre six ; nous avons choisis et calculer les fondations en fonction des caractéristiques de site et de la structure, suivis d'une conclusion générale.



**GÉNÉRALITÉS**

## I.1.Introduction

L'étude d'une construction en béton armé nécessite des connaissances et application des règlements sur lesquels l'intervenant civil prend appuis. L'objectif principal du présent chapitre est de fournir la liste des données du bâtiment à étudier en ce qui concerne le type de la structure, le système structurel et les propriétés des matériaux.

## I.2.Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre étude entre dans le cadre de la réalisation d'une promotion immobilière, situé au boulevard Moulay Nacer à Lekhmis - adjacent au cercle du « MOB » dans la ville de Béjaia.

Notre ouvrage est un bâtiment en R+8 avec duplex, à usage mixte (habitation, commerce et service) ; il sera implanté dans la ville de Béjaia ; cette dernière est classée d'après le règlement parasismique Algérien **RPA99/V2003** dans la zone « **II.a** » qui est une région à moyenne sismicité et le bâtiment en question appartient au groupe d'usage **2** (ouvrage à moyenne importance).

## I.3.Caractéristiques de la structure

### ➤ Dimension en élévation :

- Hauteur du RDC : 4.08 m
- Hauteur d'étage : 3.06 m.
- Hauteur de l'acrotère : 0.60 m.
- Hauteur totale du bloc : 32.22 m.

### ➤ Dimension en plan :

- Longueur du bloc : 27.20 m.
- Largeur du bloc : 22.45 m.



Figure I.1 Vue de façade principale

---

## I.4. Système structurelle

### a) planchers

L'architecture nous propose deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- planchers à cops creux.
- planchers à dalle pleine.

### b) Maçonnerie

- les murs extérieurs : sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15cm d'épaisseur à l'extérieure et 10cm d'épaisseur à l'intérieure, séparée par une l'âme d'air de 5cmd'épaisseur ;
- les murs intérieures : une cloison simple de 10cm d'épaisseur ;

### c) Revêtements

Ils sont constitués de :

- Céramique pour les salles d'eaux et les cuisines,
- Carrelage pour les planchers et les escaliers,
- Mortier de ciment pour les façades et les murs intérieurs

### d) l'acrotère

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

### e) Escalier

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à double volet.

### f) L'infrastructure

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assure l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol.

## I.5. Classification de l'ouvrage

L'objet de la classification des ouvrages se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification des méthodes de calcul et règlements adéquats, et notre ouvrage sera classé comme suit (selon RPA99 version 2003 article 3.2) :

### I.5.1 .Selon l'importance

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Notre ouvrage est classé selon le RPA dans le groupe **2** car il est d'importance moyenne, avec un coefficient d'accélération de zone **A = 0,15** est retenu pour le calcul sismique.

### I.5.2.Selon le système de contreventement.

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique Le système de contreventement de notre structure est de type 4b (structure en portiques contreventée par des voiles en béton armé, les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales).

### I.5.3. Selon la configuration

Notre bâtiment est considéré comme irrégulier en plan et en élévation selon les exigences de l' RPA, donc le bâtiment est irrégulier.

### I.5.4. Selon le type des nœuds

Dans la pratique les structures subissent soit des déplacements de nœuds, soit des rotations de nœuds, rarement des déplacements et des rotations simultanément de nœuds, d'où la classification soit à nœuds fixes ou à nœuds déplaçables. Notre bâtiment est à nœuds fixes parce que les déplacements latéraux sont empêchés (structure contreventée par voiles).

## I.6. Règlements et normes utilisés

Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

- ✓ DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.
- ✓ DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93.
- ✓ DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation.
- ✓ DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.
- ✓ Béton aux états limites BAEL 91/Version99.

## I.7) Caractéristiques des matériaux

### 1.7.1) Le béton

Le béton est un mélange des matériaux, ciment, d'eau, granulats, sable et éventuellement des produits d'additions « les adjuvantes », pour le béton armé qui sera utilisé pour la réalisation de l'ouvrage présente les caractéristiques suivantes :

- $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$  ;
- $F_{C 28} = 25 \text{ Mpa}$  ;
- $F_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

- $\delta_{bc}=14,2\text{MPa}$  ;
- $E_i=37200\text{MPa}$
- $\nu=0,2$

### 1.7.2) L'acier

Dans les projets des bâtiments, généralement en utilisent les diamètres (12, 14, 16, 20) pour les armatures longitudinales, et les diamètres (6,8) pour les armatures transversales, et le treillis à soudé pour le ferrailage des dalles de compression.

- Aciers à hautes adhérences Fe E 400, Fe E 500 ;
- Treillis soudé à hautes adhérences FeTE 500 ;
- **FeE400** = 400 MPa ;
- $\gamma_s=1,15$  (situation courantes) ;
- $\gamma_s=1,00$ (situation accidentel) ;
- $\delta_s=348\text{Mpa}$  ;

### 1.7.3) Le Sol

L'assiette d'assise de l'immeuble constituée d'un sol hétérogène de moyenne à bonne résistance, elle est sur un terrain plat, graveleux moyennement compact en surface.

- ✓ Angle de frottement  $\varphi_u=27,5^\circ$ ,
- ✓ la cohésion  $C_u = 0,37\text{bar}$  ;
- ✓ la densité humide  $\gamma_h=20,95 \text{ KN/m}^3$  ;
- ✓ La contrainte admissible du sol est de **1,5bar** ;
- ✓ Le fond de la fouille doit être à **-2m** de la surface du sol ;
- ✓ Les fondations seront superficielles type radier général.

## I.8.Conclusion

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précaution.



**PRÉ DIMENSIONNEMENT  
DES ÉLÉMENTS**

## II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par es lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le prédimensionnement du sommet vers la base :

- Planchers ;
- Poutres ;
- Poteaux ;
- Voiles.

## II.2.Prédimensionnement des planchers

Le plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Il existe plusieurs types de planchers :

- ✓ Les planchers à corps creux.
- ✓ Les planchers en dalles pleines.

### II.2.1.Plancher à corps creux :

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation du CBA 93 (Art

B.6.8.4.2.4) suivante :  $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$

$h_t$  = Hauteur totale du plancher

$L_{\max}$  = La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$\checkmark \quad L_{\max} = 410 - b \text{ poutre} \rightarrow L_{\max} = 410 - 30 = 380 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{380}{22.5} = 16.88 \text{ cm.}$$

- ✓ Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de  $(16+4) = 20 \text{ cm}$   
 .Avec : 16 cm : hauteur du corps creux  
 4 cm : hauteur de la dalle de compression.

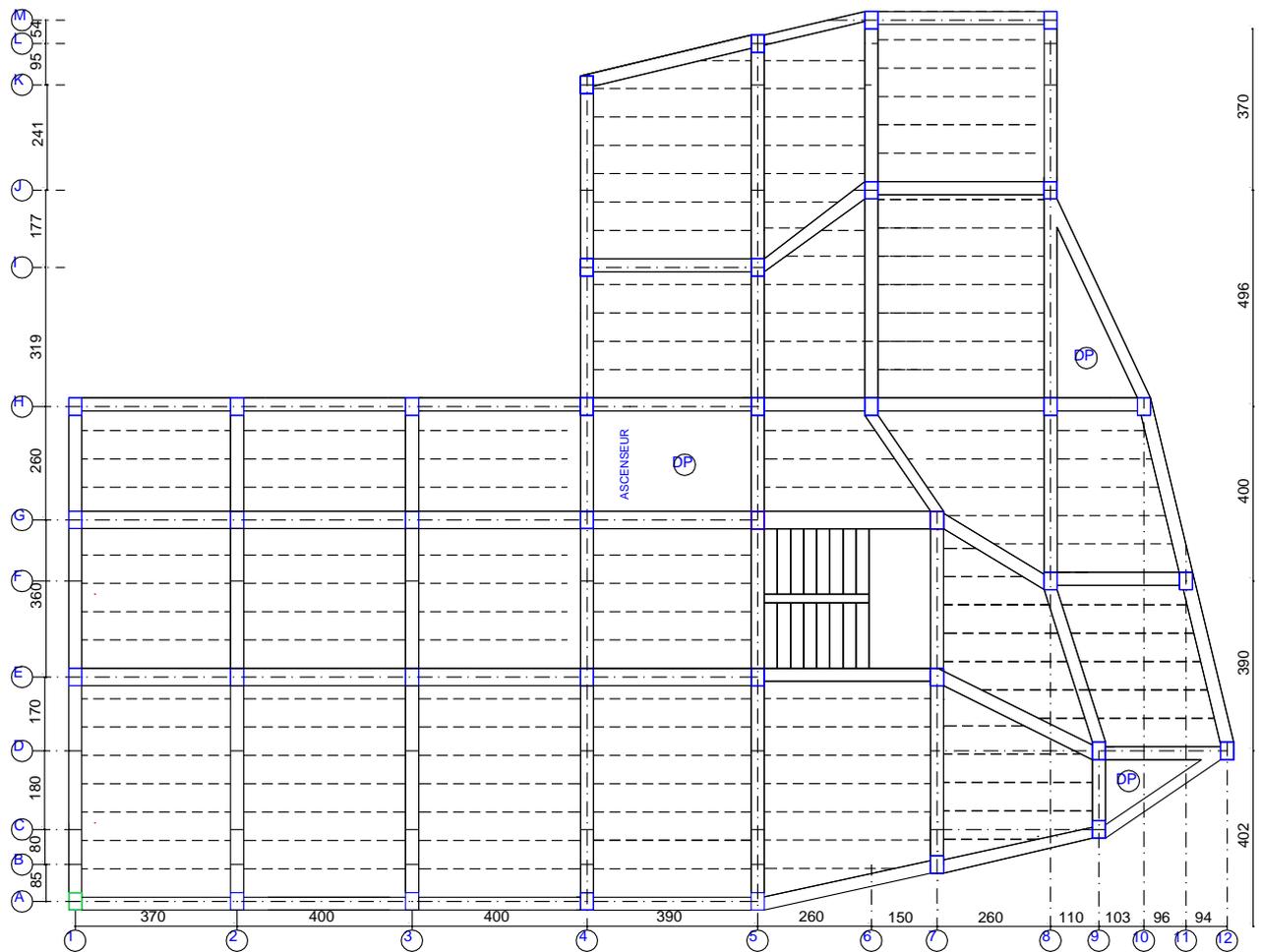


Figure II.1 : Disposition des poutrelles

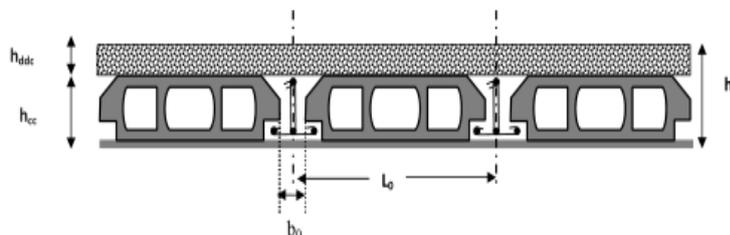


Figure II.2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

- $L_0$  : Distance entre axe des poutrelles.
- $b_0$  : Largeur de la nervure.
- $h_{cc}$  : Hauteur de corps creux.
- $h_{ddc}$  : Hauteur de la dalle de compression.

### II.2.2. Plancher en dalle pleine

C'est des planchers constitués d'une dalle en béton armé reposant sur un système d'appuis qui peuvent être des poutres, des voiles ou des poteaux.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

- **Critère de résistance**

$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow$  Pour une dalle sur un seul appui.

$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow$  Pour une dalle sur deux appuis parallèles ou quatre appuis avec  $\rho \leq 0,4$ .

$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow$  Pour une dalle sur trois ou quatre appuis avec  $\rho \geq 0,4$ .

$L_x$  : c'est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

- **Coupe-feu**

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

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

Notre projet comporte quatre (4) types de dalle pleine (voir les plans architecturaux)

Dalle sur 1 appui.  $\rightarrow e \geq \frac{90}{20} \Rightarrow e \geq 4.50$

Dalle sur 2 appuis.  $\rightarrow \frac{230}{35} \leq e \leq \frac{230}{30} \Rightarrow 6.57 \leq e \leq 7.60$

Dalle sur 3 appuis.  $\rightarrow \frac{145}{45} \leq e \leq \frac{145}{40} \Rightarrow 2.9 \leq e \leq 3.62$

Dalle sur 4 appuis.  $\rightarrow \frac{280}{45} \leq e \leq \frac{280}{40} \Rightarrow 5.6 \leq e \leq 7.0$

On opte pour une épaisseur  $e = 12\text{cm}$ .

### II.3. Evaluation des charges et surcharges sur les planchers

#### II.3.1.charges permanentes

##### a) Plancher terrasse inaccessible

**Tableau II.1.** *Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible*

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique( $\gamma$ ) (KN/m <sup>3</sup> )	Poids G (KN /m <sup>2</sup> )
Gravillon roulé	0.04	20	0.8
Complexe Etanchéité	0.02	6	0.12
Papier Kraft	/	/	0.05
Forme de pente (1.5%)	0.10	22	2.20
Plaque de liège	0.04	/	0.03
Pare vapeur	0.01	/	0.06
Film polyane	/	/	0.01
Corps creux	0.20	14	2.80
Enduit de ciment	0.015	/	0.27
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente</b>			<b>6.54</b>

##### b) Plancher des étages courants

**Tableau II.2.** *Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.*

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique( $\gamma$ ) (KN/m <sup>3</sup> )	Poids G (KN /m <sup>2</sup> )
Cloisons de séparation	0.10	/	0.90
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de Sable	0.02	18	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	14	2.80
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente</b>			<b>5.06</b>

## c) Plancher en dalle pleine

Tableau II.3. Évaluation des charges sur les dalles pleines.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique( $\gamma$ ) (KN/m <sup>3</sup> )	Poids G (KN /m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher dalle pleine	0.12	25	3.00
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente</b>			<b>4.36</b>

## II.3.2. surcharges d'exploitation

Tableau II.4. Surcharge d'exploitation sur les planchers.

	Etage Courant	Terrasse inaccessible	Balcon	Escalier
Surcharges KN/m <sup>2</sup>	1.5	1	3.5	2.5

## II.4. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux chargés de la transmission des charges verticales aux poteaux.

On note :

b : largeur de la base de la poutre ;

h : hauteur totale de la poutre ;

L : portée maximale.

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules suivantes (BAEL 91) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ \frac{3h}{10} \leq b \leq \frac{7h}{10} \end{array} \right.$$

## II.4. 1. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, selon le BAEL 91 leur hauteur est donnée selon les conditions suivantes :  $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

Avec :  $h_{pp}$  : Hauteur de la poutre principale.  $L_{\max}$  : Longueur maximale de la poutre

$$L_{\max} = 475cm.$$

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \rightarrow 31\text{cm} \leq h \leq 47,5\text{cm}.$$

On prend :  $h = 40\text{ cm}$  ;  $b = 30\text{ cm}$ .

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis les exigences du RPA qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm. Condition vérifiée.} \\ h \geq 30\text{ cm. Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33\text{cm} < 4. \text{ Condition vérifiée.} \\ \text{Les conditions sont vérifiées.} \end{array} \right.$$

#### II.4. 2. Les poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles.

$L_{\max}$  : Longueur maximale de la poutre

Avec:  $L_{\max} = 380\text{cm}$ .

$$\frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \rightarrow 25.33\text{cm} \leq h \leq 38\text{cm}.$$

On prend :  $h = 35\text{ cm}$  ;  $b = 30\text{ cm}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm. Condition vérifiée.} \\ h \geq 30\text{ cm. Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16\text{cm} < 4. \text{ Condition vérifiée.} \\ \text{Les conditions sont vérifiées.} \end{array} \right.$$

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

- Les poutres principale :  $(b \times h) = (30 \times 40)\text{ Cm}^2$ .
- Les poutres secondaires :  $(b \times h) = (30 \times 35)\text{ Cm}^2$ .

### II.5. Prédimensionnement des poteaux

#### II.5.1 Coffrage des poteaux

Le prédimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé), déterminé par la descente de charges.

L'effort normal maximal obtenu par la descente des charges doit vérifier l'inégalité suivante [CBA 93 –P156] :

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$N_u$ : Effort normal maximal à l'ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale ;

$B_r$  : section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduites de 2 cm (1cm sur le pourtour)

$\gamma_b = 1,50$  et  $\gamma_s = 1,15$ : coefficients de sécurité du béton et de l'acier ;

$f_{c28}$  et  $f_e$  : résistances caractéristiques du béton et de l'acier ;

$A_s$ : section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau ;

$\alpha$ : coefficient fonction de l'élançement du poteau donné par le CBA 93 comme suit:

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \Rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \Rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases} \quad \text{Avec :}$$

$l$  flambement : longueur de flambement  $L_f = 0,7l_0$

$\lambda$  : élançement du poteau  $\lambda = L_f/i$

$l_0$  : longueur libre du poteau

$i$  : rayon de giration de la section du béton :  $i = \sqrt{I/B}$

$I$  : moment d'inertie (dans le sens de la section susceptible de se déformer) de la section du béton par rapport à son centre de gravité.  $I = hb^3/12$

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins des poteaux de rive.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

- RDC : (b, h) = (50,50) Cm<sup>2</sup>.
- 1eme, 2 eme, étage: (b, h) = (50, 45) Cm<sup>2</sup>.
- 3eme, 4eme étage: (b, h) = (45, 40) Cm<sup>2</sup>.
- 5eme, 6eme étage: (b, h) = (40, 35) Cm<sup>2</sup>.
- 7eme, 8 eme étage: (b, h) = (35, 30) Cm<sup>2</sup>.
- 9 eme étage: (b, h) = (30, 30) Cm<sup>2</sup>.

## II.5.2 Descente des charges

### II.5.2.1.La loi de dégression des charges :(D.T.RB.C.2.2ART 6.3) :

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par les règlements « **D.T.R.B.C.2.2** » qui recommande « d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différent niveaux peut être considérée comme indépendante».

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

On adoptera pour le calcul les charges d'exploitation suivantes :

- ✓ Sous la terrasse .....  $Q_0$ .
- ✓ Sous le dernier étage..... $Q_0+Q_1$ .
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur..... $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$ .
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur..... $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$ .
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur..... $Q_0+0.85*(Q_1+Q_2+Q_3+ Q_4)$ .
- ✓ Sous étage n quelconque.....  $Q_0 + ((3 + n)/(2n)) (Q_1 + Q_2 + \dots . Q_n)$ .

Le coefficient  $(3 + n)/2n$  : étant valable pour  $n \geq 5$

**Tableau II.5:** évaluation de la surcharge (Q)

Niveau	Q (KN/m <sup>2</sup> )	Dégression	Q cumulée (KN /m <sup>2</sup> )
N9	1	Q0	1
N8	1.5	Q0+Q1	2.5
N7	1.5	Q0+0.95 (Q1+Q2)	3.85
N6	1.5	Q0+0.90 (Q1+Q2+Q3)	5.05
N5	1.5	Q0+0.85 (Q1+Q2+Q3+Q4)	6.1
N4	1.5	Q0+0.80 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)	7
N3	1.5	Q0+0.75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)	7.75
N2	1.5	Q0+0.70 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)	8.35
N1	1.5	Q0+0.65 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)	8.8
N0	1.5	Q0+0.60 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+ Q9)	9.1

**II.5.3. le choix du poteau le plus sollicité**

Nous allons effectuer la descente de charge sur un seul type de poteaux « E3 » qui nous semblent susceptibles d'être le plus sollicité suite aux plans architecturaux et notamment avec l'absence des escaliers sur les deux derniers niveaux (voir le plan de façade à l'annexe).

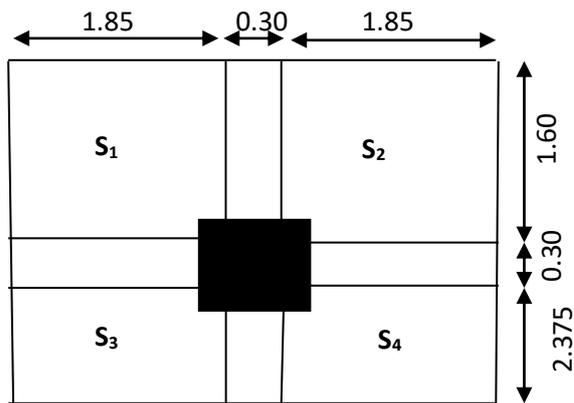


Figure II.3. Surface qui revient au poteau.

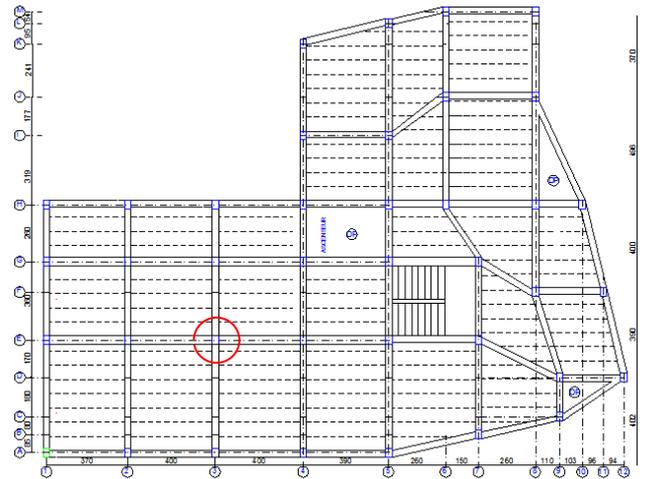


Figure II.4. Repérage du poteau le plus sollicité

### II.5.3.1 Les surfaces afférentes pour la charge permanente

$$S_1=2.96 \text{ m}^2 - S_2=2.96 \text{ m}^2 - S_3=4.14 \text{ m}^2 - S_4=4.14 \text{ m}^2 \quad S_{\text{tot}}=14.2 \text{ m}^2.$$

### II.5.3.2. Les charges permanentes

G : Plancher terrasse inaccessible  $G = 6.54 \times 14.2 = 92,86 \text{ KN}$ .

G : Plancher étages :  $G = 5.06 \times 14.2 = 71.85 \text{ KN}$ .

#### A- Poids des éléments porteurs

##### a) les poutres

Les poutres principales (40\*30) cm<sup>2</sup> et les poutres secondaires (35\*30) cm<sup>2</sup>

- Poutres principales :  $p_{pp}=0.4*0.30*(1.60+2.375)*25=11.93 \text{ KN}$
- Poutres secondaires :  $p_{ps}=0.35*0.3*(1.85+1.85)*25=9.71 \text{ KN}$

Donc : Poids total des poutres :  $P_{\text{pout}} = P_{pp} + P_{ps} = 21.64 \text{ KN}$ .

##### b) Les poteaux

- Etage 9 : (30\*30) cm<sup>2</sup> /  $P_{\text{etage 9}} = 0.3*0.30*3.06*25 = 6.88 \text{ KN}$
- Etage 8 & 7 : (35\*30) cm<sup>2</sup> /  $P_{\text{etage 8\&7}} = 0.5*0.30*3.06*25 = 8.03 \text{ KN}$
- Etage 6 & 5 : (40\*35) cm<sup>2</sup> /  $P_{\text{etage 6\&5}} = 0.4*0.35*3.06*25 = 10.71 \text{ KN}$
- Etage 4 & 3 : (45\*40) cm<sup>2</sup> /  $P_{\text{etage 4\&3}} = 0.45*0.4*3.06*25 = 13.77 \text{ KN}$
- Etage 2 & 1 : (50\*45) cm<sup>2</sup> /  $P_{\text{etage 2\&1}} = 0.50*0.45*3.06*25 = 17.21 \text{ KN}$
- RDC : (50\*50) cm<sup>2</sup> /  $P_{\text{RDC}} = 0.50*0.50*3.06*25 = 19.12 \text{ KN}$

### II.5.3.4 Les charges d'exploitations

Q : Terrasse inaccessible :  $Q = 1 \times 14.2 = 14.2 \text{ KN}$ .

Q : étage à usage d'habitation :  $Q = 1.5 \times 14.2 = 21.3 \text{ KN}$ .

II.5.4. Calcul de l'effort normal

Effort normale :  $Nu = 1.35NG + 1.5NQ$ .

Effort normale majoré :  $N'u = 1.1 \times Nu$ .

Tableau II.6. Descente de charge sur le poteau (C)

Niveau	Elément	G (KN)	NG (KN)	NQ (KN)	Nu (KN)	N'u (KN)
N9 (sous la terrasse)	Plancher terrasse	92,86	121.38	14.2	185.163	203.68
	Poutre	21.64				
	Poteau	6.88				
N8	venant de N9	121.38	222.9	35.5	354,165	389,5815
	Plancher	71.85				
	Poutre	21.64				
	Poteau	8.03				
N7	venant de N8	222.9	324,42	54.67	519,972	571,97
	Plancher	71.85				
	Poutre	21.64				
	Poteau	8.03				
N6	venant de N7	324,42	428,62	71.71	686,202	754,82
	Plancher	71.85				
	Poutre	21.64				
	Poteau	10.71				
N5	venant de N6	428,62	532,82	86.62	849,237	934,16
	Plancher	71.85				
	Poutre	21.64				
	Poteau	10.71				
N4	venant de N5	532,82	640,08	99.40	1013,208	1114,53
	Plancher	71.85				
	Poutre	21.64				
	Poteau	13.77				
N3	venant de N4	640,08	747,34	110.05	1173,984	1291,38
	Plancher	71.85				
	Poutre	21.64				
	Poteau	13.77				
N2	venant de N3	747,34	858,04	118.57	1336,209	1469,83
	Plancher	71.85				
	Poutre	21.64				
	Poteau	17.21				

N1	venant de N2	858,04	968,74	124.96	1495,239	1644,76
	Plancher	71.85				
	Poutre	21.64				
	Poteau	17.21				
N0	venant de N1	968,74	1081,35	129.22	1653,65	1819,02
	Plancher	71.85				
	Poutre	21.64				
	Poteau	19.12				

Dans notre structure on a la continuité de portique, d’après le CBA (Art B.8.1.1) nous exige de majorer l’effort Nu comme suit :

-10 % poteaux internes voisin de rive dans le cas d’un bâtiment comportant au moins 3 travées.

-15 % ... poteaux centraux dans le cas d’un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées et un voisin de rive, donc l’effort Nu sera majoré de 10%.

**N à la base : G = 1081.35 KN.      Q = 129.22 KN.      →      Nu=1653.65KN.      →      N’u =1819,02 KN.**

**II.5.5 Les vérifications**

La section choisie pour les poteaux peut reprendre l’effort normal ultime suivant si la condition de l’article B8.4.1 du (DTR –BC-2-41) [CBA 93 –p 156] est vérifié :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times (\frac{\lambda}{35})^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times (\frac{50}{\lambda})^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases} \quad \text{Avec } \lambda = \frac{l_f}{i} \text{ et}$$

On prend le poteau du RDC : (50\*50) La section choisie pour les poteaux peut reprendre

l’effort normal ultime suivant  $N_{ultim} = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] =$

$I$  : moment d’inertie  $= I = \frac{bh^3}{12} = I = \frac{0,5 * 0,5^3}{12} = 0,0052 \text{ m}^4$

$i$  : rayon de giration de la section du béton :  $i = \sqrt{I/B} = \sqrt{0,0052 / (0,5 * 0,5)} = 0,29$

$l$  flambement : longueur de flambement  $L_f = 0,7 l_0 = 0,7 * 4,08 = 2,58$

$\lambda$  : élancement du poteau  $\lambda = L_f / i = 9,84$  donc  $\alpha = \left\{ \frac{0.85}{1 + 0.2 \times (\frac{\lambda}{35})^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times (\frac{9,84}{35})^2} = 0,84 \right.$

$N_{ultim} = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] = 0,84 \times \left[ \frac{0,23 \times 25}{0.9 \times 1,5} + \frac{(0,5 * 0,5) * 400}{1000 * 1,15} \right] = 3651,44 \text{ KN}$

Nous avons pour tous les niveaux  $N_u = 1819,02 \text{ KN} < N_{ultime} = 3651,44 \text{ KN}$

Les sections choisies sont acceptables

**II.6. Les voiles**

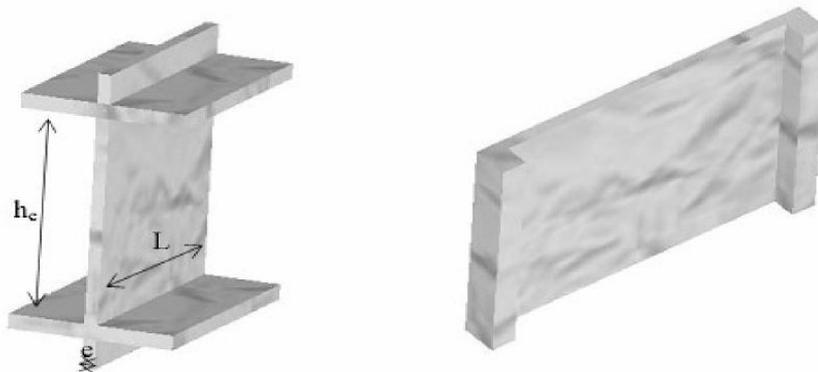
Les voiles sont des éléments résistants généralement verticaux de type plan dont la capacité de reprendre les efforts horizontaux est très importante vue la grande inertie de leurs sections horizontales.

Le prédimensionnement des voiles se fait par des formules empiriques donnant les dimensions minimales en fonction de la hauteur d'étage et des conditions d'abouts du voile (conditions de rigidité des extrémités).

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux: (*RPA (article 7.7.1)*)

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots (1). \\ e \geq h_e / 25 \dots\dots\dots (2). \\ L \geq 4 e \dots\dots\dots (3). \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \text{RDC: } h_e = 408 - 40 \text{ cm } e \geq 368 / 25 = 14,72 \\ \text{R+N: } h_e = 306 - 40 \text{ cm } e \geq 266 / 25 = 10,64 \end{array} \right.$$

Avec:  $h_e$  : hauteur libre d'étage.  $e$  : épaisseur du voile.  $L$  : longueur du voile.



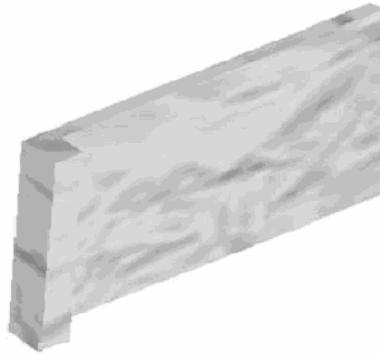
**Figure II.4 : Voile avec deux abouts.**

- Pour les voiles un seul about sur un poteau : (*RPA (article 7.7.1)*)

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots (1). \\ e \geq h_e / 22 \dots\dots\dots (2). \\ L \geq 4 e \dots\dots\dots (3). \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \text{RDC: } h_e = 408 - 40 \text{ cm } e \geq 368 / 22 = 16,72 \\ \text{R+N: } h_e = 306 - 40 \text{ cm } e \geq 266 / 22 = 12,09 \end{array} \right.$$

- Pour les voiles à abouts libres : (*RPA (article 7.7.1)*)

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots (1). \\ h_e / 20 \dots\dots\dots (2). \\ L \geq 4 e \dots\dots\dots (3). \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \text{RDC: } h_e = 408 - 40 \text{ cm } e \geq 368 / 20 = 18,4 \\ \text{R+N: } h_e = 306 - 40 \text{ cm } e \geq 266 / 20 = 13,30 \end{array} \right.$$



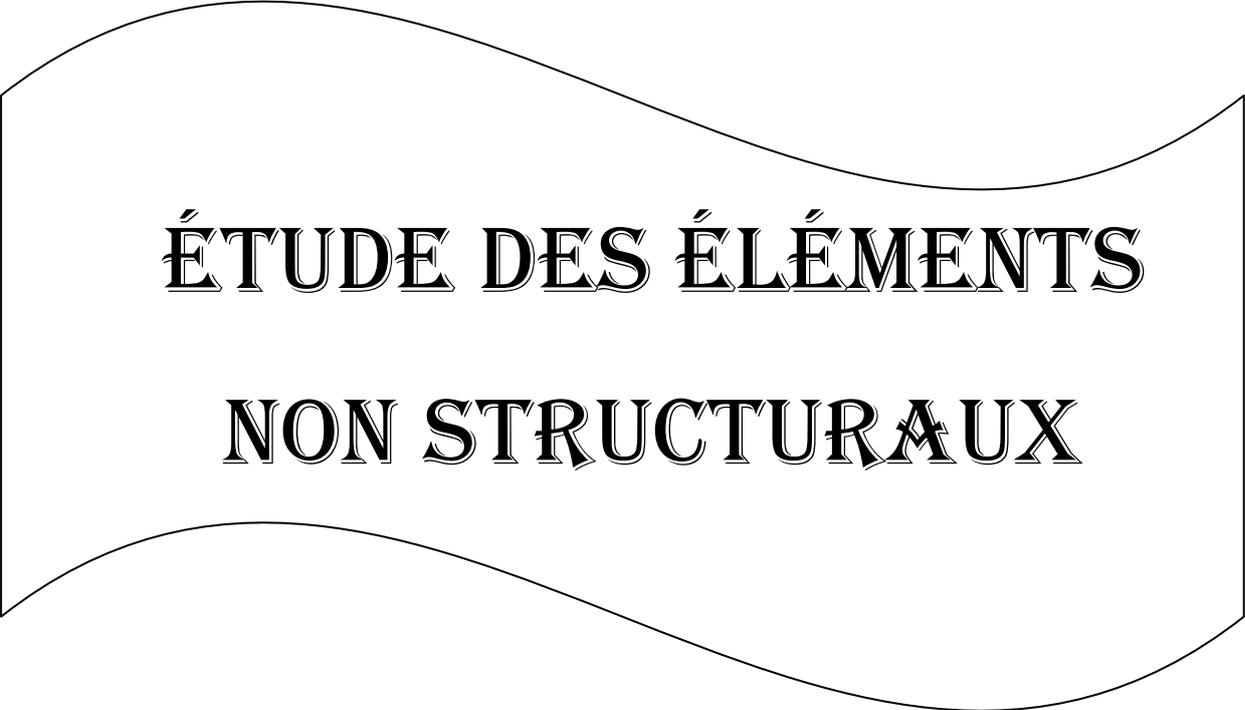
**Figure II.5 :** Voile avec un seul about lié au poteau

On adoptera des voiles d'épaisseur :  $e = 20$  cm pour les tous les voiles.

## II.7. Conclusion :

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

- ❖ Poutres principales :  $30 \times 40\text{cm}^2$ .
- ❖ Poutres secondaires :  $30 \times 35\text{cm}^2$ .
- ❖ Poteaux du RDC:  $50 \times 50\text{cm}^2$ .
- ❖ Poteaux des étages 1, 2 :  $50 \times 45\text{cm}^2$ .
- ❖ Poteaux des étages 3 et 4 :  $45 \times 40\text{cm}^2$ .
- ❖ Poteaux des étages 5 et 6 :  $40 \times 35\text{cm}^2$ .
- ❖ Poteaux des étages 7 et 8 :  $35 \times 30\text{cm}^2$ .
- ❖ Poteaux l'étages 9 :  $30 \times 30\text{cm}^2$ .
- ❖ Voiles:  $e = 20$  cm.



**ÉTUDE DES ÉLÉMENTS  
NON STRUCTURAUX**

### III.1. Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : élément structuraux et élément non structuraux, ces derniers ils n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, et leurs calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- ✓ Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression) ;
- ✓ Les dalles pleines des balcons.
- ✓ L'acrotère ;
- ✓ Les escaliers ;
- ✓ Ascenseur

### III.2. Calcul des planchers à corps creux

#### III.2.1. les poutrelles

Les poutrelles se calculent comme des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

##### III.2.1.1. La disposition des poutrelles (voir page 6)

Le choix de la disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon deux critères.

##### III.2.1.2 Coffrage des poutrelles

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que :

$$h = (16+4) \text{ cm.}$$

- **Détermination de la largeur de la table de compression**

$$h : \text{Hauteur du plancher} = (16+4) \text{ cm.}$$

$b$  : Largeur de la table de compression.

$l_x$  : Distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

$l_y$  : Distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \dots\dots\dots(\text{article A.4.1.3})[2]$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12\text{cm})$$

Soit :  $b_0 = 10\text{cm}$ .

$$l_x = l_0 - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm} : \text{distance entre deux nervures successives}$$

$$l_y = 335 - 35 = 300\text{cm}$$

Donc :  $l_x = 55\text{cm}$ ,  $l_y = 300\text{cm}$ .

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{300}{10}\right) \text{cm}$$

$$\Rightarrow \frac{b-b_0}{2} \leq \min(27,5; 30) \text{cm}$$

Soit :  $b_1 = 27.5\text{cm}$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65\text{cm}$$

Soit :  **$b=65\text{cm}$** .

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

### III.2.1.3 Ferrailage des poutrelles

#### III.2.1.3.1 Méthodes de calcul des sollicitations

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

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.

#### a. La méthode forfaitaire

##### ▪ Conditions d'application

C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles

portant dans un seul sens ( $\frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$ ).

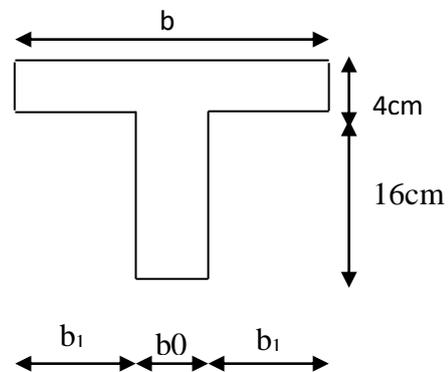


Figure III.1. Schéma d'une poutrelle

Le **BAEL91 (Article.III, 4)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée,  $Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2)$ .
  - Le rapport des portées successives ( $L_i / L_{i+1}$ ) est compris entre 0.8 et 1.25 Avec  $l_i$ ,  $l_{i+1}$  : Longueur entre nu d'appui de deux portées successive.
  - Le moment d'inertie est considéré constant dans tous les travées.
  - La fissuration est considérée peu nuisible (FPN) et ne comprend pas la tenue du béton armée ni celle de revêtement.
- **Principe de la méthode**

➤ **Les moments fléchissant**

✓ **En travée**

$$1) \quad M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{array} \right.$$

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  : Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

$$2) \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots \text{Pour une travée intermédiaire} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } M_0 = \frac{p \times l_i^2}{8}$$

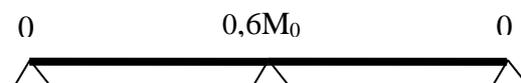
- $p$  : La charge répartie à l'état limite considéré.
- $M_0$  : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.
- $M_d$  : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- $M_g$  : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- $M_t$  : Moment en travée de la travée considérée.
- $l_i$  : Portée de la travée.

✓ **En appuis**

- **Appuis de rive** : les moments sont nuls cependant on les ferraille (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à (- 0,15M<sub>0</sub>).

- **Appuis intermédiaires**

**Poutres à deux travées**

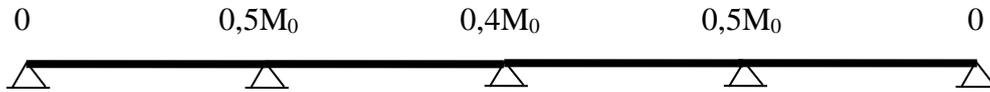


**Figure III.2.** Schéma statique des poutres à deux travées.

$$M_a = -0.6M_0$$

Avec  $M_0 = \max(M_{01}, M_{02})$ .

**Poutres à plus de deux travées**



**Figure III.3.** Schéma statique des poutres à plus de deux travées.

-Pour les appuis voisins de rives  $M_a = -0.5M_0$ .

-Pour les autres appuis intermédiaires  $M_a = -0.4M_0$ .

Tel que  $M_0$  : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_{0i} = \frac{q \cdot L_i^2}{8}$$

**Remarques**

- De part et d'autre de chaque appui intermédiaire. On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.
- Ainsi que d'après le **RPA99** le moment des appuis de rive égal à 15% du moment isostatique encadrant de l'appui considéré ( $0.15M_0$ ).

➤ **Evaluation des efforts tranchants**

On peut évaluer l'effort tranchant par la méthode de RDM, en tenant compte de la continuité :

$$V = V_0 + \frac{M_g + M_d}{l_i} \quad V_0 = \frac{ql_i}{2}$$

$M_g$  et  $M_d$  sont des moments sur appuis, on les prend avec leurs signes (signe négatifs (-)).

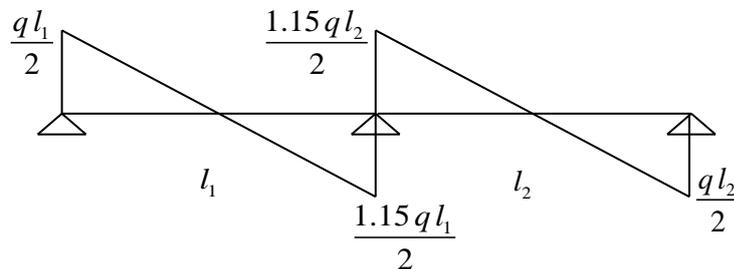
$V_0$  : L'effort tranchant isostatique.



**Figure III.4.** Schéma statique de la poutrelle.

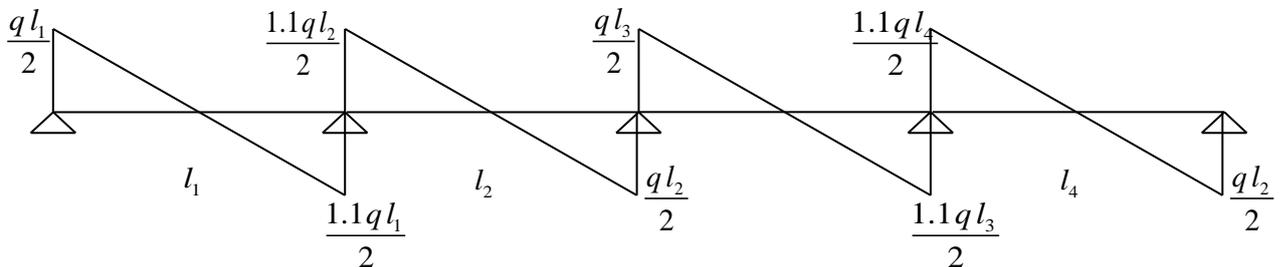
Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  :

1) De 15% si la poutre a deux travées :



**Figure III.5.** Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.

2) De 10% si une poutre a plus de deux travées :



**Figure III.6.** Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

### b. Méthode de Caquot

#### ▪ Conditions d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

#### ▪ Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées.

$Q > \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$  mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

➤ **Evaluation des moments**

✓ **En appuis**

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

$$l' = \begin{cases} l & \text{travée de rive.} \\ 0,8l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

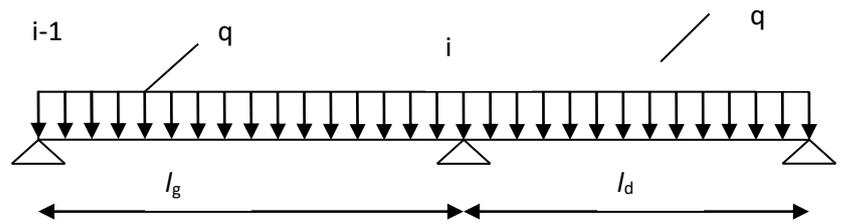


Figure III.7. Schéma statique de la poutrelle.

$l'_g, l'_d$  : Longueur fictives à gauche et à droite.

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

✓ **En travée**

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

$M_0$  : Moment statique.

$$M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2}(l - x)$$

$$M(x) = \frac{P_u \times x}{2}(l - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$dM(x)/dx = 0 \rightarrow x = x_0$$

$$x_0 = \frac{l}{2} + \left[ \frac{M_g - M_d}{l \times P_u} \right]$$

$$M_{\max}^t = M(x_0)$$

➤ **Evaluation des efforts tranchants**

$$V_g = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

$$V_d = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

III.2.1.4. Les Différents types de poutrelles

On a sept (7) types de poutrelles.

Tableau III.1 : Les Types de poutrelles

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	
Type 7	

- Etage courant : type 1, 2, 3, 4, 5, 6,7
- Etage inaccessible : type 2, 3, 4, 6,7

**III.2.1.4. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles**

À l'ELU :  $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$  et  $p_u = 0.65 \times q_u$

À l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $p_s = 0.65 \times q_s$

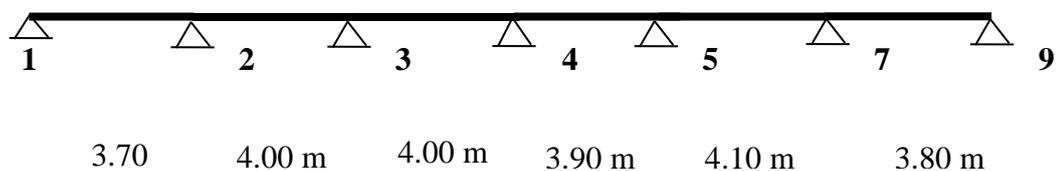
- **Plancher terrasse inaccessible** :  $G = 6.54 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ .  
 $p_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = (1.35 \times 6.54 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.713 \text{ KN/ml}$ .  
 $p_s = (G + Q) \times 0.65 = (6.54 + 1) \times 0.65 = 4.901 \text{ KN/ml}$ .
- **Planchers étages courants**:  
 $G = 5.06 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$   
 $p_u = (1.35 \times 5.06 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 5.903 \text{ KN/ml}$ .  
 $p_s = (5.06 + 1.5) \times 0.65 = 4.264 \text{ KN/ml}$ .

**Tableau III.2:** Les charges et surcharges revenants aux poutrelles

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
<b>Terrasse inaccessible</b>	6.54	1.0	10.329	6.714	7.54	4.901
<b>étages courants</b>	5.06	1.5	9.081	5.903	6.56	4.264

**III.2.1.5. Exemples de calcul des sollicitations avec la méthode forfaitaire**

Etude d'une poutrelle à 7 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 6).



**Figure III.8.** Schéma statique des poutres à sept travées

**III.2.1.4 .1 Plancher terrasse inaccessible**

**a. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

- Le plancher à surcharges modérées :  
 $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2 \leq \min(2G = 13.08 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \dots \dots$  (Condition est vérifiée).

- Fissuration peu nuisible (FPN)..... (Condition est vérifiée).
- Le rapport entre deux travées successive  $l_i, l_{i+1}$  est vérifiée.

$$0.8 < \frac{3.70}{4.00} = 0.925 < 1.25 \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée).}$$

- Le moment d'inertie dans toutes les travées est constant..... (Condition vérifiée).

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées ; donc cette méthode est applicable pour le calcul de type 3.

### b. calcul des sollicitations

$$\text{À l'ELU : } p_u = 6.713 \text{KN/ml}$$

$$\text{À l'ELS : } p_s = 4.901 \text{KN/ml}$$

$P_u$  : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

$P_s$  : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

### Calcul des moments isostatique

$$\text{À l'ELU : } M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$$

$M_0$  : Moment isostatique.

$$\text{Travée 1-2 : } M_0 = \frac{6.714 \times 3.70^2}{8} = 11.535 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée 2-3 : } M_0 = \frac{6.714 \times 4.00^2}{8} = 13.428 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée 3-4 : } M_0 = \frac{6.714 \times 4.00^2}{8} = 13.428 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée 4-5 : } M_0 = \frac{6.714 \times 3.90^2}{8} = 12.765 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée 5-7 : } M_0 = \frac{6.714 \times 4.10^2}{8} = 14.107 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée 7-9 : } M_0 = \frac{6.714 \times 3.80^2}{8} = 12.119 \text{KN.m}$$

$$\text{À l'ELS : } M_0 = \frac{p_s l^2}{8}$$

$$\text{Travée 1-2 : } M_0 = \frac{4.901 \times 3.70^2}{8} = 8.386 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée 2-3 : } M_0 = \frac{4.901 \times 4.00^2}{8} = 9.802 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 3-4 : } M_0 = \frac{4.901 \times 4.00^2}{8} = 9.802 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 4-5 : } M_0 = \frac{4.901 \times 3.90^2}{8} = 9.318 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 5-7 : } M_0 = \frac{4.901 \times 4.10^2}{8} = 10.298 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 7-9 : } M_0 = \frac{4.901 \times 3.80^2}{8} = 8.846 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur les appuis :**

- **Appuis de rive**  
À l'LEU :

$$M_1 = M_9 = 0.$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, cependant le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $(-0.15 \times M_0)$ .

$$M_1 = M_9 = -0.15 \times \max(M_0^{1-2}, M_0^{7-9}) = -0.15 \times 11.535 = -1.73 \text{ KNm}.$$

- **Appuis intermédiaires**

$$M_2 = M_7 = -0.5 \times \max(M_0^{1-2}, M_0^{2-3}) = -0.5 \times \max(11.535; 13.428) = -6.714 \text{ KNm}.$$

$$M_3 = -0.4 \times \max(M_0^{2-3}, M_0^{3-4}) = -0.4 \times \max(13.428; 13.428) = -5.371 \text{ KNm}$$

$$M_4 = -0.4 \times \max(M_0^{3-4}, M_0^{4-5}) = -0.4 \times \max(13.428; 12.765) = -5.371 \text{ KNm}$$

$$M_5 = -0.4 \times \max(M_0^{4-5}, M_0^{5-7}) = -0.4 \times \max(12.765; 14.107) = -5.642 \text{ KNm}$$

$$M_7 = -0.4 \times \max(M_0^{5-7}, M_0^{7-9}) = -0.4 \times \max(14.107; 12.119) = -5.642 \text{ KNm}$$

### Les moments fléchissant en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.54} = 0.13$$

$$(1 + 0.3\alpha) = 1 + 0.3 \times 0.13 = 1.04$$

$$\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} = 0.62$$

$$\frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} = 0.52$$

**Travée 1-2**

$$M_t + \frac{0 + 6.714}{2} \geq 1.05 \times 11.535 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 11.535 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 8.754 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 7.145 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(8.754, 7.145) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 8.754 \text{ KN.m}$$

**Travée 2-3**

$$M_t + \frac{6.714 + 5.371}{2} \geq 1.05 \times 13.428 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 13.428 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 6.942 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 6.295 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(8.05; 6.975) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 8.05 \text{ KN.m}$$

**Travée 3-4**

$$M_t + \frac{5.371 + 5.371}{2} \geq 1.05 \times 13.428 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 13.428 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 8.728 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 6.295 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(8.728; 6.295) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 8.728 \text{ KN.m}$$

**Travée 4-5**

$$M_t + \frac{5.371 + 5.642}{2} \geq 1.05 \times 12.765 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 12.765 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 7.897 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 6.631 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(7.897, 6.631) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 7.897 \text{ KN.m}$$

**Travée 5-7**

$$M_t + \frac{5.642 + 5.642}{2} \geq 1.05 \times 14.107 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 14.107 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 9.170 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 7.695 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(9.170, 7.695) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 9.170 \text{ KN.m}$$

**Travée 7-9**

$$M_t + \frac{5.642 + 6.714}{2} \geq 1.05 \times 12.119 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 12.119 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 6.546 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 6.295 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(6.546, 6.295) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.546 \text{ KN.m}$$

**À PLES**

$$M_1 = M_{12} = 0.$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, cependant le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $(-0.15 \times M_0)$ .

$$M_1 = M_9 = -0.15 \times \max(M_0^{1-2}, M_0^{7-9}) = -0.15 \times 8.386 = -1.257 \text{ KNm}.$$

○ **Appuis intermédiaires**

$$M_2 = M_9 = -0.5 \times \max(M_0^{1-2}, M_0^{2-3}) = -0.5 \times \max(8.386; 9.802) = -4.901 \text{ KNm}.$$

$$M_3 = -0.4 \times \max(M_0^{2-3}, M_0^{3-4}) = -0.4 \times \max(9.802; 9.802) = -3.920 \text{ KNm}$$

$$M_4 = -0.4 \times \max(M_0^{3-4}, M_0^{4-5}) = -0.4 \times \max(9.802; 9.318) = -3.920 \text{ KNm}$$

$$M_5 = -0.4 \times \max(M_0^{4-5}, M_0^{5-7}) = -0.4 \times \max(9.318; 10.298) = -4.119 \text{ KNm}$$

$$M_7 = -0.4 \times \max(M_0^{5-7}, M_0^{7-9}) = -0.4 \times \max(10.298; 8.846) = -4.119 \text{ KNm}$$

**Les moments fléchissant en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.54} = 0.13$$

$$(1 + 0.3\alpha) = 1 + 0.3 \times 0.13 = 1.04$$

$$\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} = 0.62$$

$$\frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} = 0.52$$

**Travée 1-2**

$$M_t + \frac{0 + 4.901}{2} \geq 1.05 \times 8.386 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 8.386 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 6.345 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 4.356 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(6.345, 4.356) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.345 \text{ KN.m}$$

**Travée 2-3**

$$M_t + \frac{4.901 + 3.920}{2} \geq 1.05 \times 9.802 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 9.802 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 5.881 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 5.092 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(5.881; 5.092) \text{KN.m}$$

$$M_t = 5.881 \text{KN.m}$$

**Travée 3-4**

$$M_t + \frac{3.920 + 3.920}{2} \geq 1.05 \times 9.802 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 9.802 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 6.372 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 5.092 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(6.372; 5.092) \text{KN.m}$$

$$M_t = 6.372 \text{KN.m}$$

**Travée 4-5**

$$M_t + \frac{3.920 + 4.119}{2} \geq 1.05 \times 9.318 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 9.318 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 5.764 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 4.840 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(5.764, 4.840) \text{KN.m}$$

$$M_t = 5.764 \text{KN.m}$$

**Travée 5-7**

$$M_t + \frac{4.119 + 4.119}{2} \geq 1.05 \times 10.298 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 10.298 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 6.693 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 5.349 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(6.693, 5.349) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.693 \text{ KN.m}$$

**Travée 7-9**

$$M_t + \frac{4.119 + 4.901}{2} \geq 1.05 \times 8.846 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 8.846 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 4.778 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 4.595 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(4.778, 4.595) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 4.595 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.3 : les moments en travées**

La travée	M <sub>t</sub> (ELU) KN.m	M <sub>t</sub> (ELS) KN.m
1-2	8.754	6.345
2-3	8.05	5.881
3-4	8.728	6.372
4-5	7.897	5.764
5-7	9.170	6.693
7-9	6.546	4.595

**Calcul des efforts tranchants**

L'effort tranchant isostatique a l'ELU :

On calcul  $V_0$  pour chaque travée :  $V_0 = \frac{q \times l}{2}$

**Travée 1-2**

$$V_1 = \frac{qu \times l}{2} = \frac{6.714 \times 3.70}{2} = 12.420 \text{ KN}$$

$$V_2 = -1.1 \frac{qu \times l}{2} = -1.1 \frac{6.714 \times 3.70}{2} = -13.662 \text{ KN}$$

**Travée 2-3**

$$V_2 = 1.1 \frac{qu \times l}{2} = 1.1 \frac{6.714 \times 4.00}{2} = 14.830 \text{ KN}$$

$$V_3 = -\frac{qu \times l}{2} = -\frac{6.714 \times 4.00}{2} = -13.482 \text{ KN}$$

**Travée 3-4**

$$V_3 = \frac{qu \times l}{2} = \frac{6.714 \times 4.00}{2} = 13.482 \text{ KN}$$

$$V_4 = -\frac{qu \times l}{2} = -\frac{6.714 \times 4.00}{2} = -13.482 \text{ KN}$$

**Travée 4-5**

$$V_4 = \frac{qu \times l}{2} = \frac{6.714 \times 3.90}{2} = 13.144 \text{ KN}$$

$$V_5 = -\frac{qu \times l}{2} = -\frac{6.714 \times 3.90}{2} = -13.144 \text{ KN}$$

**Travée 5-7**

$$V_5 = \frac{qu \times l}{2} = \frac{6.714 \times 4.10}{2} = 13.819 \text{ KN}$$

$$V_7 = -\frac{qu \times l}{2} = -\frac{6.714 \times 4.10}{2} = -13.819 \text{ KN}$$

**Travée 7-9**

$$V_7 = \frac{qu \times l}{2} = \frac{6.714 \times 3.80}{2} = 12.756 \text{ KN}$$

$$V_9 = -1.1 \frac{qu \times l}{2} = -1.1 \frac{6.714 \times 3.80}{2} = -14.032 \text{ KN}$$

Les résultats des calculs a l'ELU et a l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

## III.2.1.4.2 Plancher terrasse inaccessible

Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse *inaccessible*

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 1	6-8	4.10	6.714	14.107	-2.116	-2.116	9.170	13.819	-13.819
Type 2	5-6	2.60	6.714	5,673	-2.116	-8.464	7,592	8,728	-10,037
	6-8	4.10	6.714	14.107	-8.464	-2.116	9.170	15,828	-13.819
Type 3	4-5	3.90	6.714	12.765	-1,914	-6,382	7.897	13.144	-14,458
	5-6	2.60	6.714	5,673	-6,382	-7.053	7,592	9,600	-8,728
	6-8	4.10	6.714	14.107	-7.053	-2.116	9.170	15,200	-13.819
Type 4	1-2	3.70	6.714	11.535	-1.730	-6.714	8.754	12.420	-13.662
	2-3	4.00	6.714	13.428	-6.714	-5.371	8.05	14.830	-13.482
	3-4	4.00	6.714	13.428	-5.371	-2,014	8.728	13.482	-13.482
Type 5	1-2	3.70	6.714	11.535	-1.730	-6.714	8.754	12.420	-13.662
	2-3	4.00	6.714	13.428	-6.714	-5.371	8.05	14.830	-13.482
	3-4	4.00	6.714	13.428	-5.371	-5.371	8.728	13.482	-13.482
	4-5	3.90	6.714	12.765	-5.371	-1,914	7.897	13.144	-13.144
Type 6	1-2	3.70	6.714	11.535	-1.730	-6.714	8.754	12.420	-13.662
	2-3	4.00	6.714	13.428	-6.714	-5.371	8.05	14.830	-13.482
	3-4	4.00	6.714	13.428	-5.371	-5.371	8.728	13.482	-13.482
	4-5	3.90	6.714	12.765	-5.371	-5.642	7.897	13.144	-13.144
	5-7	4.10	6.714	14.107	-5.642	-5.642	9.170	13.819	-13.819
	7-9	3.80	6.714	12.119	-5.642	-1.817	6.546	12.756	-14.032
Type 7	1-2	3.70	6.714	11.535	-1.730	-6.714	8.754	12.420	-13.662
	2-3	4.00	6.714	13.428	-6.714	-5.371	8.05	14.830	-13.482
	3-4	4.00	6.714	13.428	-5.371	-5.371	8.728	13.482	-13.482
	4-5	3.90	6.714	12.765	-5.371	-5.642	7.897	13.144	-13.144
	5-7	4.10	6.714	14.107	-5.642	-5.642	9.170	13.819	-13.819
	7-9	3.80	6.714	12.119	-5.642	-6.714	6.546	12.756	-14.032
	9-12	293	6.714	11.489	-6.714	-1.817	8.706	10.863	-9.875

Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse *inaccessible*

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
<b>Type 1</b>	6-8	4.10	4.910	10.298	-1,544	-1,544	6.693
<b>Type 2</b>	5-6	2.60	4.910	4,141	-1,544	-6,178	2,151
	6-8	4.10	4.910	10.298	-6,178	-1,544	6,951
<b>Type 3</b>	4-5	3.90	4.910	9.318	-1,397	-4,659	6,756
	5-6	2.60	4.910	4,141	-4,659	-6,178	2,151
	6-8	4.10	4.910	10.298	-6,178	-1,544	6,951
<b>Type 4</b>	1-2	3.70	4.910	8.386	-1.257	-4.901	6.345
	2-3	4.00	4.910	9.802	-4.901	-3.920	5.881
	3-4	4.00	4.910	9.802	-3.920	-1, 470	6.372
<b>Type 5</b>	1-2	3.70	4.910	8.386	-1.257	-4.901	6.345
	2-3	4.00	4.910	9.802	-4.901	-3.920	5.881
	3-4	4.00	4.910	9.802	-3.920	-3.920	6.372
	4-5	3.90	4.910	9.318	-3.920	-1,397	5.764
<b>Type 6</b>	1-2	3.70	4.910	8.386	-1.257	-4.901	6.345
	2-3	4.00	4.910	9.802	-4.901	-3.920	5.881
	3-4	4.00	4.910	9.802	-3.920	-3.920	6.372
	4-5	3.90	4.910	9.318	-3.920	-4.119	5.764
	5-7	4.10	4.910	10.298	-4.119	-4.119	6.693
	7-9	3.80	4.910	8.846	-4.119	-1,326	4.595
<b>Type 7</b>	1-2	3.70	4.910	8.386	-1.257	-4.901	6.345
	2-3	4.00	4.910	9.802	-4.901	-3.920	5.881
	3-4	4.00	4.910	9.802	-3.920	-3.920	6.372
	4-5	3.90	4.910	9.318	-3.920	-4.119	5.764
	5-7	4.10	4.910	10.298	-4.119	-4.119	6.693
	7-9	3.80	4.910	8.846	-4.119	-4.901	4.595
	9-12	293	4.910	5.259	-4.901	-1,326	3.071

## ✓ Planchers étages courants

Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU des poutrelles des planchers étages courants

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 1	6-8	4.10	5.903	12,352	-1,852	-1,852	8,283	13,916	-13,916
Type 2	5-6	2.60	5.903	4,967	-1,852	-7,411	7,133	7,673	-8,823
	6-8	4.10	5.903	12,352	-7,411	-1,852	8,283	13,916	-12,101
Type 3	4-5	3.90	5.903	11,177	-1,667	-5,558	7,761	11,510	-12,661
	5-6	2.60	5.903	4,967	-5,558	-7,411	7,133	8,44	-7,673
	6-8	4.10	5.903	12,352	-7,411	-1,852	8,283	13,331	-12,101
Type 4	1-2	3.70	5.903	10,101	-1,736	-5,879	7,907	10,920	-12,012
	2-3	4.00	5.903	11,758	-5,879	-4,703	7,271	12,986	-11,806
	3-4	4.00	5.903	11,758	-4,703	-1,736	7,884	12,986	-11,806
Type 5	1-2	3.70	5.903	10,101	-1,736	-5,879	7,907	10,920	-12,012
	2-3	4.00	5.903	11,758	-5,879	-4,703	7,271	12,986	-11,806
	3-4	4.00	5.903	11,758	-4,703	-4,703	7,884	12,986	-11,806
	4-5	3.90	5.903	11,177	-4,7032	-1,736	7,133	10,920	-12,012
Type 6	1-2	3.70	5.903	10,101	-1,736	-5,879	7,907	12,986	-11,806
	2-3	4.00	5.903	11,758	-5,879	-4,703	7,271	12,986	-11,806
	3-4	4.00	5.903	11,758	-4,703	-4,703	7,884	11,806	-11,806
	4-5	3.90	5.903	11,177	-4,7032	-4,940	7,133	11,510	-11,510
	5-7	4.10	5.903	12,352	-4,940	-4,940	8,283	12,101	-12,101
	7-9	3.80	5.903	10,612	-4,9408	-1,852	5,913	11,215	-11,215
Type 7	1-2	3.70	5.903	10,101	-1,515	-5,879	7,907	10,920	-12,012
	2-3	4.00	5.903	11,758	-5,879	-4,703	7,271	12,986	-11,806
	3-4	4.00	5.903	11,758	-4,703	-4,703	7,884	12,986	-11,806
	4-5	3.90	5.903	11,177	-4,7032	-4,940	7,133	11,510	-11,510
	5-7	4.10	5.903	12,352	-4,940	-4,940	8,283	12,101	-12,101
	7-9	3.80	5.903	10,612	-4,9408	-5,879	5,913	11,215	-12,336
	9-12	2,93	5.903	10,060	-5,879	-1,591	7,864	9,541	-8,647

Tableau III.7.Sollicitations à l'ELS des poutrelles des planchers étages courants

Type de poutrelles	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 1	6-8	4.10	4.264	8,922	-1,338	-1,338	8,030
Type 2	5-6	2.60	4.264	3,587	-1,338	-4,461	1,863
	6-8	4.10	4.264	8,922	-4,461	-1,338	6,468
Type 3	4-5	3.90	4.264	8,073	-1,210	-4,036	5,853
	5-6	2.60	4.264	3,587	-4,0365	-4,461	1,863
	6-8	4.10	4.264	8,922	-4,461	-1,338	6,468
Type 4	1-2	3.70	4.264	7,296	-1,273	-4,246	4,901
	2-3	4.00	4.264	8,493	-4,246	-3,397	5,096
	3-4	4.00	4.264	8,493	-3,397	-1,273	5,520
Type 5	1-2	3.70	4.264	7,296	-1,273	-4,246	4,901
	2-3	4.00	4.264	8,493	-4,246	-3,397	5,096
	3-4	4.00	4.264	8,493	-3,397	-3,397	5,520
	4-5	3.90	4.264	8,073	-3,397	-1,273	4,994
Type 6	1-2	3.70	4.264	7,296	-1,273	-4,246	4,901
	2-3	4.00	4.264	8,493	-4,246	-3,397	5,096
	3-4	4.00	4.264	8,493	-3,397	-3,397	5,520
	4-5	3.90	4.264	8,073	-3,397	-3,568	4,994
	5-7	4.10	4.264	8,922	-3,568	-3,568	5,800
	7-9	3.80	4.264	7,665	-3,568	-1,338	4,348
Type 7	1-2	3.70	4.264	7,296	-1,273	-4,246	4,901
	2-3	4.00	4.264	8,493	-4,246	-3,397	5,096
	3-4	4.00	4.264	8,493	-3,397	-3,397	5,520
	4-5	3.90	4.264	8,073	-3,397	-3,568	4,994
	5-7	4.10	4.264	8,922	-3,568	-3,568	5,800
	7-9	3.80	4.264	7,665	-3,568	-3,832	4,348
	9-12	2.93	4.264	7,266	-3,832	-1,149	5,076

## III.2.1.5. Les sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux

Tableau III.8. Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux

Etage	Type de poutrelle	Etats limite						
		ELU				ELS		
		$M_a^{\max}$ (KN.m)		$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V^{\max}$ (KN)	$M_a^{\max}$ (KN.m)		$M_t^{\max}$ (KN.m)
		Rive	Interne			Rive	Interne	
Terrasse inaccessible	01	-2.116	-2.116	9.170	13.819	-1,544	-1,544	6.693
	02	-2.116	-8.464	9.170	13.819	-1.258	-5.025	6,951
	03	-2.116	-7.053	9.170	15,200	-1,544	-6,178	6,951
	04	-2,014	-6.714	8.754	14.830	-1, 470	-4.901	6.372
	05	-1,914	-6.714	8.754	14.830	-1,397	-4.901	6.372
	06	-1.817	-6.714	9.170	14.830	-1,326	-4.119	6.693
	07	-1.817	-6.714	9.170	14.830	-1,326	-4,119	6.693
étages Courants	01	-1,852	-1,852	8,283	13,916	-1,338	-1,338	8,030
	02	-1,852	-7,411	8,283	13,916	-1,338	-4,461	6,468
	03	-1,852	-7,411	8,283	13,916	-1,338	-4,461	6,468
	04	-1,736	-5,879	7,907	12,986	-1,273	-4,246	5,520
	05	-1,736	-5,879	7,907	12,986	-1,273	-4,246	5,520
	06	-1,852	-5,879	8,283	12,986	-1,338	-4,246	5,800
	07	-1,591	-5,879	8,283	12,986	-1,273	-4,246	5,800

## III.2.1.6. Ferrailage des poutrelles

On prend comme exemple de calcul une poutrelle de type 6 de l'étage courant, en utilisant les sollicitations maximales pour le ferrailage.

## a. Sollicitations maximales

## • A l'ELU

$$\checkmark M_t^{\max} = 8,283 \text{ KN.m}$$

$$M_{a,\text{rive}}^{\max} = -0.15 \times M_0^{\max} = -1,591 \text{ KN.m}$$

- ✓  $M_{a.interne}^{max} = -5,879 \text{ KN.m}$
- ✓  $V^{max} = 12,986 \text{ KN}$

• A l'ELS :

- ✓  $M_t^{max} = 5,800 \text{ KN.m}$
- ✓  $M_{a.rive}^{max} = -0.15 \times M_0^{max} = -1,273 \text{ KN.m}$
- ✓  $M_{a.interne}^{max} = 4,246 \text{ KN.m}$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont

$b = 65 \text{ cm}$

$h_0 = 4 \text{ cm}$

$h = 16 \text{ cm}$

$h_t = 20 \text{ cm}$

$b_0 = 10 \text{ cm}$

$d = 18 \text{ cm}$

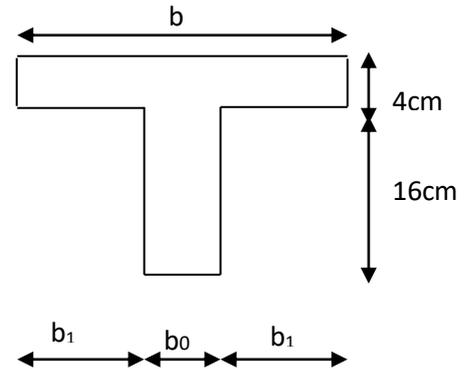


Figure III.9. Schéma d'une poutrelle

III.2.1.6.1. Calcul à l'ELU

A. Armatures longitudinales

A.1. En travée

Le moment équilibre par la table de compression :

$$M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{TU} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 59,072 \text{ KN.m.}$$

$$M_{TU} = 59,072 \text{ KN.m}$$

Si  $M_{tu} = 59.072 \text{ KN.m} > M_u = 8,283 \text{ KN.m} \Rightarrow$  la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre passe par la table de compression. Donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,283 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0.0277$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0,0277$$

$\mu_l > \mu_{bu} = 0,0277 \Rightarrow$  Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne

sont pas nécessaires ( $A'_s = 0$ ) et  $\epsilon_s = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0277}) = 0.0351$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0351) = 0.177 \text{ m}$$

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{travée} = \frac{8,283 \times 10^{-3}}{0,177 \times 348} = 1,344 \text{ cm}^2$$

### B. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 > A_s = 1,344 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  La condition de non fragilité est vérifiée.

On choisit :  $A_s = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

### A.2. Aux appuis

- Appuis de rives

$$M_{riv}^a = -1,591 \text{ KN.m}$$

La table de compression est tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire  $(b_0 \times h) = (0,10 \times 0,20) \text{ m}^2$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{1,591 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,0345$$

$\mu_{bu} = 0,0345 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  Le diagramme passe par le pivot « A »

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0345}) = 0,0438$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,0438) = 0,176 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{1,591 \times 10^{-3}}{0,174 \times 348} = 0,259 \text{ cm}^2$$

### Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0,259 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  La condition de non fragilité est vérifiée.

On choisit :  $A_s=1HA10=0,79cm^2$

• **Appuis intermédiaires**

$$M_{int}^a = -5,879 \text{ KN.m}$$

La table de compression est tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire  $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20)m^2$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,879 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.1277$$

$\mu_{bu} = 0,1277 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  Le diagramme passe par le pivot « A »

$$\xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1277}) = 0.171$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.171) = 0.167 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{5,879 \times 10^{-3}}{0.159 \times 348} = 1.011 \text{ cm}^2$$

**Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1.011 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  La condition de non fragilité est vérifiée.

On choisit :  $A_s=2HA10=1.57cm^2$

**B. Armatures transversales**

**B.1. Vérification vis-à-vis du cisaillement**

$$V^{\max} = 12,986 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ (Art A.5.1.2) [1].}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = \min(0,13 \times 25; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{12,986 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.721 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.721 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

Donc : y'a pas de risque de rupture par cisaillement

**B.2. choix des armatures transversales :**

Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales est donne par :

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right)$$

Avec :

$\phi_t^{\min}$  : diamètre minimale des armatures longitudinale ( $\phi_t^{\min} = 10 \text{mm}$ ).

$$\phi_t \leq \min \left( 10; \frac{200}{35}; \frac{100}{10} \right) = 5.714 \text{mm}$$

On choisit un étrier  $\Phi_6$   
 $A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{cm}^2$ .

**B.3. Espacement  $S_t$**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions Suivantes:

$$S_t \leq \min (0.9d, 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{cm}$$

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \dots\dots\dots \text{(Art A.5.1.2) [2].}$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible  $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$  (Flexion simple, armatures droites).

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (1.152 - 0.3 \times 2.1)} = 34.942 \text{cm.}$$

$$S_t \leq 34.942 \text{cm.}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.10} = 0.57 \text{m} = 57 \text{cm.}$$

On prend  $St = 15\text{cm}$ .

Les résultats des calculs de ferrailage des poutrelles des différents niveaux sont résumés dans les tableaux suivants :

### III.2.1.6.2. Plancher terrasse inaccessible

Tableau III.9. Ferrailage des poutrelles de la terrasse inaccessible

type	Position	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
		$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A(cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix de Section (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barre
01	Travée	0,0306	0,0389	0,177	1,487	1.41	2HA10=1.57	0.57	Etrier HA6
	App rive	0,007	0,008	0,180	0,336	0.22	1HA10=0.79		
	App inter	0,0070	0,0088	0,1806	0,336	0.22	1HA10=0.79		
02	Travée	0,0306	0,0389	0,177	1,487	1.41	2HA10=1.57		
	App rive	0,007	0,008	0,180	0,336	0.22	1HA10=0.79		
	App inter	0,0283	0,0348	0,1825	1,3326	0.22	2HA10=1.57		
03	Travée	0,0306	0,0389	0,177	1,487	1.41	2HA10=1.57		
	App rive	0,007	0,008	0,180	0,336	0.22	1HA10=0.79		
	App inter	0,0235	0,0291	0,1820	1,1129	0.22	2HA10=1.57		
04	Travée	0,0292	0,0371	0,177	1,418	1.41	2HA10=1.57		
	App rive	0,0067	0,0083	0,1806	0,3204	0.22	1HA10=0.79		
	App inter	0,0224	0,0277	0,1819	1,0600	0.22	2HA10=1.57		
05	Travée	0,0292	0,0371	0,177	1,418	1.41	2HA10=1.57		
	App rive	0,0064	0,0079	0,1805	0,3045	0.22	1HA10=0.79		
	App inter	0,0224	0,0277	0,1819	1,0600	0.22	2HA10=1.57		
06	Travée	0,0306	0,0389	0,177	1,487	1.41	2HA10=1.57		
	App rive	0,0060	-0,0075	0,1805	0,2891	0.22	1HA10=0.79		
	App inter	0,0224	0,0277	0,1819	1,0600	0.22	2HA10=1.57		
07	Travée	0,0306	0,0389	0,177	1,487	1.41	2HA10=1.57		
	App rive	0,0060	-0,0075	0,1805	0,2891	0.22	1HA10=0.79		
	App inter	0,0224	0,0277	0,1819	1,0600	0.22	2HA10=1.57		

## III.2.1.6.3. Planchers étages courants

Tableau III.10. Ferrailage des poutrelles des étages courants

Type	Sens	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
		$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A(cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix de Section (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barre
01	Travée	0,0276	0,0351	0,1774	1,341	1.41	2HA10=1.57	0.57	Etrier HA6
	App rive	0,0061	0,0077	0,1805	0,294	0.22	1HA10=0.79		
	App inter	0,0061	0,0077	0,1805	0,294	0.22	2HA10=1.57		
02	Travée	0,0276	0,0351	0,1774	1,341	1.41	2HA10=1.57		
	App rive	0,0061	0,0077	0,1805	0,294	0.22	1HA10=0.79		
	App inter	0,0247	0,0306	0,1822	1,168	0.22	2HA10=1.57		
03	Travée	0,0276	0,0351	0,1774	1,341	1.41	2HA10=1.57		
	App rive	0,0061	0,0077	0,1805	0,294	0.22	1HA10=0.79		
	App inter	0,0247	0,0306	0,1822	1,168	0.22	2HA10=1.57		
04	Travée	0,0264	0,0334	0,1775	1,2794	1.41	2HA10=1.57		
	App rive	0,0058	0,0072	0,1805	0,2763	0.22	1HA10=0.79		
	App inter	0,0196	0,0243	0,1817	0,9294	0.22	2HA10=1.57		
05	Travée	0,0264	0,0334	0,1775	1,2794	1.41	2HA10=1.57		
	App rive	0,0058	0,0072	0,1805	0,2763	0.22	1HA10=0.79		
	App inter	0,0196	0,0243	0,1817	0,9294	0.22	2HA10=1.57		
06	Travée	0,0276	0,0351	0,1774	1,341	1.41	2HA10=1.57		
	App rive	0,0061	0,0077	0,1805	0,294	0.22	1HA10=0.79		
	App inter	0,0196	0,0243	0,1817	0,9294	0.22	2HA10=1.57		
07	Travée	0,0276	0,0351	0,1774	1,341	1.41	2HA10=1.57		
	App rive	0,0053	0,0066	0,1804	0,253	0.22	1HA10=0.79		
	App inter	0,0196	0,0243	0,1817	0,9294	0.22	2HA10=1.57		

## III.1.7. Vérifications

- Vérifications des poutrelles à l'ELU
  - Vérification à l'effort tranchant
    - a) Vérifications des armatures longitudinales ( $A_l$ ) à l'effort tranchant ( $V_u$ )
- En appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \left( 15,20 \times 10^{-3} - \frac{9.17 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right) = -1.19 \text{ cm}^2$$

Avec :  $A_L=2\text{HA}10=1.57$ .

$A_l \geq -1.19 \text{ cm}^2$ .....Condition est vérifi ée.

On a pris le moment au niveau de l'appui intermédiaire avec son signe négatif(-), donc a ce niveau  $V_u$  est négligeable devant l'effort du moment  $M_u$ .

**-Au niveau de l'appui de rive**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 15.20 \times 10^{-3} = 0.437 \text{ cm}^2$$

Avec :  $A_l=1\text{HA}10=0.79$ .

$A_l \geq 0,437 \text{ cm}^2$ .....Condition est vérifi é .

Les résultats des vérifications des armatures longitudinales à l'effort tranchant sont donnés au tableau suivant :

**Tableau III.11.** Vérifications des armatures longitudinales à l'effort tranchant

Type	Plancher	$V_u(\text{KN})$	$A_l$ adoptée	$A_l (\text{cm}^2)$	observation
01	Terrasse inaccessible	13.819	0.79	0.357	Vérifiée
	Etages courants	13,916	0.79	0.335	Vérifiée
02	Terrasse inaccessible	13.819	0.79	0.357	Vérifiée
	Etages courants	13,916	0.79	0.335	Vérifiée
03	Terrasse inaccessible	15,200	0.79	0.390	Vérifiée
	Etages courants	13,916	0.79	0.367	Vérifiée
04	Terrasse inaccessible	14,830	0.79	0.367	Vérifiée

	<b>Etages courants</b>	12,986	0.79	0.367	Vérifiée
<b>05</b>	<b>Terrasse inaccessible</b>	14,830	0.79	0.367	Vérifiée
	<b>Etages courants</b>	12,986	0.79	0.367	Vérifiée
<b>06</b>	<b>Terrasse inaccessible</b>	14,830	0.79	0.367	Vérifiée
	<b>Etages courants</b>	12,986	0.79	0.367	Vérifiée
<b>07</b>	<b>Terrasse inaccessible</b>	14,830	0.79	0.367	Vérifiée
	<b>Etages courants</b>	12,986	0.79	0.367	Vérifiée

**b. Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table –nervure**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 4MPa) = \min(0,13 \times 25; 4MPa) = 3.25MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u \left( \frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times d \times b \times h_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{20.749 \times 10^{-3} \left( \frac{0.65-0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.354MPa$$

$$\tau_u = 1.354 MPa < \bar{\tau} = 3.25MPa$$

La condition est vérifiée, donc : y'a pas de risque de rupture par cisaillement.

Les résultats des vérifications de la jonction table –nervure sont donnés au tableau suivant :

**Tableau III.12. Vérifications de la jonction table –nervure**

Type	Plancher	V <sub>u</sub> (KN)	$\tau_u$	$\bar{\tau}$	$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$
<b>01</b>	<b>Terrasse inaccessible</b>	13.819	0,902	3.25	Vérifiée
	<b>Etages courants</b>	13,916	0,902	3.25	Vérifiée

02	Terrasse inaccessible	13.819	0,902	3.25	Vérifiée
	Etages courants	13,916	0,902	3.25	Vérifiée
03	Terrasse inaccessible	15,200	0,992	3.25	Vérifiée
	Etages courants	13,916	0,908	3.25	Vérifiée
04	Terrasse inaccessible	14,830	0,968	3.25	Vérifiée
	Etages courants	12,986	0,847	3.25	Vérifiée
05	Terrasse inaccessible	14,830	0,968	3.25	Vérifiée
	Etages courants	12,986	0,847	3.25	Vérifiée
06	Terrasse inaccessible	14,830	0,968	3.25	Vérifiée
	Etages courants	12,986	0,847	3.25	Vérifiée
07	Terrasse inaccessible	14,830	0,968	3.25	Vérifiée
	Etages courants	12,986	0,847	3.25	Vérifiée

### C .Vérification de l'effort tranchant dans le béton (Vérification de la bielle)

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

Avec  $a \leq 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$ .

Soit :  $a = 0,16 \text{ m}$

Donc :  $V_u \leq 0,267 \times 0,16 \times 0,10 \times 25 = 0,1068 \text{ MN}$

$V_u = 0,0207 \text{ MN} \leq 0,1068 \text{ MN}$  .....Condition est vérifiée.

#### ➤ Vérifications des poutrelles à l'ELS

Les vérifications à faire sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

#### ▪ Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu préjudiciable, donc la vérification n'est pas nécessaire.

#### ▪ Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

Avec :  $\sigma_{bc}^- = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$  (MPa)

## - En travée

$$M_{ser}=6,693 \text{ KN.m} ; A=3,05\text{cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0,65 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 3,05 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04) = -1,205 \times 10^{-4} \text{ m}^3.$$

$H = -120,5 \text{ cm}^3 < 0 \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la nervure  $\Rightarrow$  calcul d'une section en Te.

## Calcul de y

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

$$\frac{0,10}{2} \times y^2 + [(0,65 - 0,10) \times 0,04 + 15 \times 3,05 \times 10^{-4}] \times y - [(0,65 - 0,10) \times \frac{0,04^2}{2} + 15 \times 3,05 \times 10^{-4} \times 0,18] = 0$$

$$\Rightarrow y = 0,575 \text{ cm}$$

$$0,05Y^2 + 2,6575 \times 10^{-2}Y - 247,5 \times 10^{-3} = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) :  $Y = 0,057 \text{ m}$

## Calcul le moment d'inertie I

$$I = \frac{b}{3} y^3 - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2 + 15A' (d' - y)^2 = 0$$

$$A' = 0 : I = 14631,805 \text{ cm}^4$$

$$I = 14631,805 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6,693 \times 10^3}{14631,805} \times 0,575 = 0,236 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition est vérifié.

## - En appuis

## • Appuis intermédiaires

$$M_{ser} = 4,119 \text{ KN.m}$$

$$A = 2,26 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A \times (d - h_0)$$

$$H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 4.54 \times 10^{-5} m^3$$

$H = 45.4 cm^3 > 0 \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table de compression  $\Rightarrow$  calcul comme une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 14.945 cm.$$

### Calcul le moment d'inertie I

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 78967.97 cm^4$$

$$I = 78967.97 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{4.119 \times 10^3}{78967.97} \times 14.945 = 0.779 MPa$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa$  .....Condition est vérifié.

- **Appuis de rive**

$$M_{ser} = 1.326 KN.m$$

$$A = 0.79 cm^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A \times (d - h_0)$$

$$H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 0.79 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 3.541 \times 10^{-4} m^3$$

$H = 3.541 \times 10^{-4} m^3 > 0 \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table de compression  $\Rightarrow$  calcul comme une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ).

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 7.823 cm$$

- **Calcul le moment d'inertie I**

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 12695.784 cm^4$$

$$I = 12695.784 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{1.326 \times 10^3}{12695.784} \times 7.823 = 0.817 MPa$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$  .....Condition est vérifié.

Les résultats des vérifications à l'état limite de compression de béton sont donnés au tableau suivant :

**Tableau III.13.** Vérifications à l'état limite de compression de béton

Type	Plancher	Elément	M <sub>ser</sub>	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$	Observation
01	Terrasse inaccessible	Travée	6.693	1.57	11.859	6447.451	12.13	Vérifiée
		Appui int	-1,544	1.13	9.688	4202.03	10.197	Vérifiée
		Appui rive	-1,544	0.79	7.823	2823.194	3.485	Vérifiée
	Etages courants	Travée	8,030	1.57	11.859	6447.451	11.387	Vérifiée
		Appui int	-1,338	1.13	9.688	4202.03	9.535	Vérifiée
		Appui rive	-1,338	0.79	7.823	2823.194	3.258	Vérifiée
02	Terrasse inaccessible	Travée	6,951	1.57	11.859	6447.451	10.80	Vérifiée
		Appui int	-5.025	1.13	9.688	4202.03	8.874	Vérifiée
		Appui rive	-1.258	0.79	7.823	2823.194	3.034	Vérifiée
	Etages courants	Travée	6,468	3.05	11.859	6447.451	0.394	Vérifiée
		Appui int	6,468	1.57	9.688	4202.03	10.855	Vérifiée
		Appui rive	-4,461	0.79	7.823	2823.194	6.646	Vérifiée
03	Terrasse inaccessible	Travée	6,951	1.57	11.859	6447.451	1.521	Vérifiée
		Appui int	-6,178	1.13	9.688	4202.03	11.585	Vérifiée
		Appui rive	-1,544	0.79	7.823	2823.194	3.485	Vérifiée
	Etages courants	Travée	6,468	1.57	11.859	6447.451	13.879	Vérifiée
		Appui int	-4,461	1.13	9.688	4202.03	10.826	Vérifiée
		Appui rive	-1,338	0.79	7.823	2823.194	3.258	Vérifiée
04	Terrasse inaccessible	Travée	6.372	1.57	11.859	6447.451	1.354	Vérifiée
		Appui int	-4.901	1.13	9.688	4202.03	10.079	Vérifiée
		Appui rive	-1, 470	0.79	7.823	2823.194	3.034	Vérifiée
	Etages courants	Travée	5,520	1.57	11.859	6447.451	0.473	Vérifiée
		Appui int	-4,246	1.13	9.688	4202.03	1.268	Vérifiée
		Appui rive	-1,273	0.79	7.823	2823.194	0.594	Vérifiée
Terrasse inaccessible	Travée	6.372	1.57	11.859	6447.451	0.101	Vérifiée	
	Appui int	-4.901	1.13	9.688	4202.03	1.195	Vérifiée	
	Appui rive	-1,397	0.79	7.823	2823.194	0.533	Vérifiée	

05	Etages courants	Travée	5,520	1.57	11.859	6447.451	13.879	Vérifiée
		Appui int	-4,246	1.13	9.688	4202.03	10.826	Vérifiée
		Appui rive	-1,273	0.79	7.823	2823.194	3.904	Vérifiée
06	Terrasse inaccessible	Travée	6.693	1.57	11.859	6447.451	0.09	Vérifiée
		Appui int	-4,119	1.13	9.688	4202.03	0.055	Vérifiée
		Appui rive	-1,326	0.79	7.823	2823.194	0.311	Vérifiée
	Etages courants	Travée	5,800	1.57	11.859	6447.451	0.473	Vérifiée
		Appui int	-4,246	1.13	9.688	4202.03	1.268	Vérifiée
		Appui rive	-1,338	0.79	7.823	2823.194	1.239	Vérifiée
07	Terrasse inaccessible	Travée	6.693	1.57	11.859	6447.451	0.09	Vérifiée
		Appui int	-4,119	1.13	9.688	4202.03	0.055	Vérifiée
		Appui rive	-1,326	0.79	7.823	2823.194	0.311	Vérifiée
	Etages courants	Travée	5,800	1.57	11.859	6447.451	0.473	Vérifiée
		Appui int	-4,246	1.13	9.688	4202.03	1.268	Vérifiée
		Appui rive	-1,273	0.79	7.823	2823.194	1.239	Vérifiée

• Vérification de la flèche

Elle est évaluée selon les recommandations du **BAEL91** (Article B.6.5) et celle du **CBA93**.

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{20}{410} = 0.048 < \frac{1}{16} = 0,0625$  la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

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

$f_{pi}$  : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation (G+Q).

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible  $f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{410}{500} = 0.82cm$ .

- **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G$  La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.8 = 1.82 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 6.54 = 4.251 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65(6.54 + 1) = 4.901 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.82 \times 4.10^2}{8} = 2.798 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.251 \times 4.10^2}{8} = 6.536 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.901 \times 4.10^2}{8} = 7.536 \text{ KN.m}$$

- **Propriété de la section**

**Position de l'axe neutre**

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15(1.57 \times 18)}{10 \times 20 + (65 - 10)4 + 15 \times 1.57}$$

$$\Rightarrow y_G = 6.456 \text{ cm.}$$

**Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$**

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

$$I_0 = \frac{65 \times 6.456^3}{3} + \frac{10 \times (20 - 6.456)^3}{3} - \frac{(65 - 10) \times (6.456 - 4)^3}{3} + 15 \times 1.57 (18 - 6.456)^2$$

$$I_0 = 16978.658 \text{ cm}^4 \dots \dots \dots (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier+béton)})$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{1.57}{10 \times 18} = 0.0087$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{10}{65}) \times 0.0087} = 4.903 \dots \dots \dots \text{déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.4 \times 4.903 = 1.9612 \dots \dots \dots \text{Coefficient de déformation différée.}$$

**Calcul des déformations  $E_i$  et  $E_v$**

- ✓  $E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$  ..... Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
- ✓  $E_i = 32164.20$  MPa.
- ✓  $E_v = 1/3 \times E_i$  ..... Module de déformation longitudinale différée du béton.
- ✓  $E_v = 10721.40$  MPa

**Contraints ( $\sigma_s$ )**

$$y = 11.859 \text{ cm}; \quad I_0 = 16978.658 \text{ cm}^4; \quad I = 6447.451 \text{ cm}^4; \quad A_s = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{2.798 \times (0.18 - 0.11859)}{6447.451} 10^5 = 39.975 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{6.536 \times (0.18 - 0.11859)}{6447.451} 10^5 = 93.38 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{7.536 \times (0.18 - 0.11859)}{6447.451} 10^5 = 107.667 \text{ Mpa}$$

**Inerties fictives (If)**

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

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

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0087 \times 39.975 + 2.1} = 0.052$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0087 \times 93.38 + 2.1} = 0.313$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0169 \times 107.667 + 2.1} = 0.371$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 16978.658}{1 + 4.903 \times 0.052} = 3915.079 \text{ cm}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 16978.658}{1 + 4.903 \times 0.313} = 7368.514 \text{ cm}^4$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 16978.658}{1 + 4.903 \times 0.371} = 6625.199 \text{ cm}^4$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 16978.658}{1 + 1.9612 \times 0.313} = 11572.611 \text{ cm}^4$$

**Evaluation des flèches**

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

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = \frac{2.798 \times 4.05^2}{10 \times 32164.2 \times 3915.076} 10^5 = 0,0036m$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = \frac{6.536 \times 4.05^2}{10 \times 32164.2 \times 7368.514} 10^5 = 0,0045m$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = \frac{7.536 \times 4.05^2}{10 \times 32164.2 \times 6625.199} 10^5 = 0,0058m$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = \frac{6.536 \times 4.05^2}{10 \times 10721.4 \times 11572.611} 10^5 = 0,0086m$$

**La flèche totale  $\Delta f$**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (8.6 - 3.6 + 5.8 - 4.5) \times 10^{-3} = 6.3 \times 10^{-3} m$$

$$\Delta f = 0.63cm \leq f_{adm} = 0,82cm \dots \dots \dots \text{Donc la condition de flèche est vérifiée.}$$

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

**III.2.1.8. Détails de Ferrailage des poutrelles**

**Tableau III.14** Les schémas de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse inaccessible			
Etages Courants			

### III.2.1.9. Etude de la dalle de compression

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

On utilise un treillis soude HA de nuance  $f_e=400\text{Mpa}$ .

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures parallèle aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : 5HA6/ml=1.41 cm<sup>2</sup> pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles

Avec :  $St=20\text{cm} \leq 20\text{cm}$ .....Condition est vérifiée.

2HA6/ml=0.57 cm<sup>2</sup> pour les armatures parallèles aux poutrelles

Avec :  $St=20\text{cm} < 30\text{cm}$ ..... Condition est vérifiée.

D'où on opte : un treillis soudé TS  $\Phi 6$  (20×20)

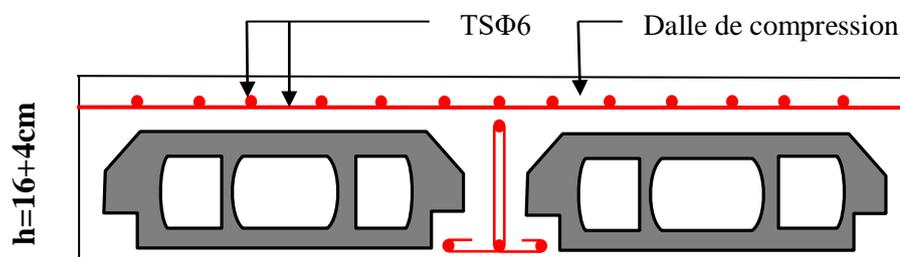


Figure. III.10. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

## III.2.3. Dalles pleines

### III.2.3.1. Introduction

Les dalles pleines sont des plaques horizontales minces en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, ces plaques peuvent être reposées sur deux ou plusieurs appuis comme elles peuvent être assimilées à des consoles.

Dans le cas de notre projet, on a utilisé les dalles pleines dans :

- les Balcons
- Le Plancher

- Ascenseur

Ces dernières ont une épaisseur de 12cm et ils se réparties en trois types :

1. Dalle sur un seul appui.
2. Dalle sur deux appuis.
3. Dalle sur trois appuis
4. Dalle sur quatre appuis

On appelle :

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau entre nus d'appuis.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau entre nus d'appuis.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Si :  $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$  La dalle travail selon un seul sens (flexion principale suivant  $L_x$ ).

$\rho > 0.4 \Rightarrow$  La dalle travail selon deux sens  $L_x$  et  $L_y$ .

### III.2.3.2. Dalle sur un seul appui :

Une dalle sur un seul appui : c'est le balcon de type console (Dalle sur un seul appui).

On a :  $L_x=0.90m$

Ce type de dalle se calcule comme une console.

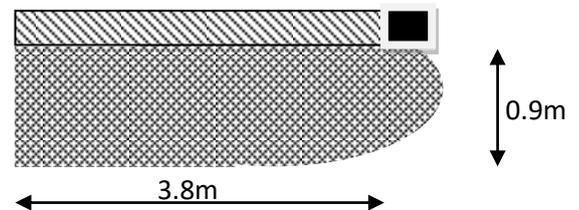


Figure.III.11.dalle sur un seul appui.

### III.2.3.2.1.Evaluation des charges

Charges permanentes :  $G = 4.36 \text{ KN/m}^2$ .

Charge d'exploitation :  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ .

Charge du garde de corps :  $P = 2.85 \text{ KN/m}^2$ .

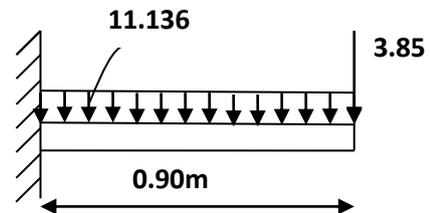


Figure. III.12.schéma statique de la dalle

➤ Les sollicitations à l'ELU

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_u = 1.35 \times 4.36 + 1.5 \times 3.5 = 11.136 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P = 1.35 \times 2.85 = 3.85 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Mu = -\frac{Pu \times l^2}{2} - P \times l$$

$$Mu = -\frac{11.136 \times 0.90^2}{2} - 3.85 \times 0.90 = -7.97 \text{ KN.m}$$

$$Mu = -7.97 \text{ KN.m}$$

$$Vu = \frac{Pu \times l}{2} + P$$

$$Vu = \frac{11.136 \times 0.90}{2} + 3.85 = 8.86 \text{ KN}$$

$$Vu = 8.86 \text{ KN}$$

### III.2.3.2.2. Calcul de Ferrailage

Sens x-x :

#### ✓ Les armatures principales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On à :  $b = 100\text{cm}$ ,  $e = 12\text{cm}$ ,  $d = 10\text{cm}$ ,  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$  et  $f_e = 400\text{Mpa}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.0266 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

Donc pas d'aciers comprimé

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0337$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.177 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0.0691 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc : } f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z \times f_s} = \frac{7.97 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 1.289 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Tableau III.15.** Ferrailage de la dalle en console

	$M_u(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z(\text{m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2 / \text{ml})$
<b>Armatures principales</b>	7,97	0,0266	0,0337	0,177	1.289	2HA10 = 1.57

Sens y-y :

✓ Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.289}{4} = 0.322 \text{ cm}^2, \text{ Soit } A_r = 1\text{HA}8 = 0.50 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

✓ Espacement des armatures :

$$S_{TX} \leq \min(33\text{cm}, 3 \times e) = \min(33\text{cm}, 3 \times 12) = 33\text{cm} : \text{ soit } : S_{TX} = 20\text{cm}.$$

$$S_{TY} = \min(45\text{cm}, 4 \times e) = \min(45\text{cm}, 4 \times 12) = 45\text{cm} : \text{ soit } : S_{TY} = 25\text{cm}.$$

✓ Vérifications:[BAEL91]

✓ l'effort tranchant

$$b = 100 \text{ cm}, d = 10 \text{ cm}, V_u = 8.86 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}.$$

$$\tau_u = \frac{8.86 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.0738 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ Les sollicitations à l'ELS

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = 4.36 + 3.5 = 7.86 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P = 2.85 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_{ser} = 5.75 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

Position de l'axe neutre :

$$A = 1.57 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A(y - d)^2 = 0 \Rightarrow y = 2.624 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A(y - d)^2 = 2672.506 \text{ m}^4$$

**Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} ,$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.089 \times 10^{-3}}{2672.506} \times 0.02624 = 4.01 \text{Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

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

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

✓ **Etat limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait

$$\sigma_s = \frac{h}{l} = \frac{0.12}{0.72} = 0.194 > \left(\frac{1}{16}\right) = 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{1.375 \times 10^{-4}}{0.1 \times 0.10} = 0.005 > \frac{2.4}{f_e} = 0.006 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} .$$

Avec :

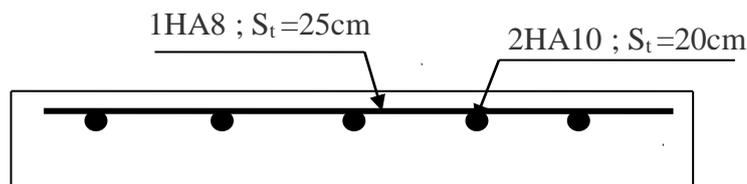
$$M_{0s} = \frac{q_s \times l^2_x}{2} = \frac{8.86 \times 0.9^2}{2} = 3.588 \text{KN.m.}$$

Donc :

$$\frac{h}{l} = 0.194 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{4.089}{10 \times 2.037} = 0.2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.2.3.2. »Schéma de Ferrailage**



**Figure III.13. Schéma de ferrailage de la dalle en console**

**III.2.3.3. Dalle pleine sur deux appuis**

**III.2.3.3.1. Calcul de ferrailage**

Charges permanentes :  $G = 4.36 \text{ KN/m}^2$ .

Charge d'exploitation :  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ .

L'épaisseur :  $e=12 \text{ cm}$ .

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.20}{3.45} = 0.92 > 0,4$$

$\rho > 0,4 \Rightarrow$  (La dalle travaille sur deux sens  $l_x$  et  $l_y$ )

$$P_U = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_U = 1.35 \times 4.36 + 1.5 \times 3.5 = 11.136 \text{ KN/m}^2$$

$$P_S = G + Q$$

$$P_S = 4.36 + 3.5 = 7.86 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.20}{3.45} = 0.92 \Rightarrow \mu_x = 0.0437; \mu_y = 0.8251 \quad (\text{BAEL voir annexe 2})$$

$$M_{ov}^x = \mu_x P_U l_x^2 = 0.0437 * 11,136 * 3,20^2 = 4,98 \text{ KN.ml}$$

$$M_0^y = \mu_y * M_0^x = 0,8251 * 4,98 = 4,11 \text{ KN/m}^2$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section ( $b \times e$ )  $\text{m}^2$ .

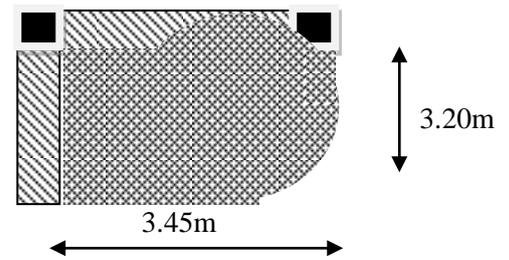


Figure.14. Dalle pleine sur deux appuis

Tableau III.16. Ferraille des balcons sur 2 appuis

Type	Position	M(KN*m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A(cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix de Section (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Dalle pleine sur deux appuis	Travée x-x	4,233	0,0141	0,0178	0,1787	0,6806	1,23	2HA10=1.57	25
	Travée y-y	3,082	0,0103	0,0129	0,1790	0,4945	0,96	2HA10=1.57	25
	Appuis x-x	1,494	0,0049	0,0062	0,179	0,2391	1,23	2HA10=1.57	25
	Appuis y-y	2,055	0,0068	0,0086	0,1793	0,3292	0,96	2HA10=1.57	25

III.2.3.3.2. Vérifications:[BAEL91] :

✓ l'effort tranchant

$b = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 12 \text{ cm}$ ,  $V_{ux} = 10,227 \text{ KN}$  ;  $V_{uy} = 8,170 \text{ KN}$ .

$$V_{ux} = \frac{Pu \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \quad V_{ux} = \frac{11,136 \times 3,2}{2} \times \frac{3,45^4}{3,2^4 + 3,45^4} = 10,227 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{Pu \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \quad V_{uy} = \frac{11,136 \times 3,45}{2} \times \frac{3,20^4}{3,2^4 + 3,45^4} = 8,170 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu \max}{b \times d} < \bar{\tau} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} .$$

$$\tau_u = \frac{10.227 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.00123 \text{Mpa} < \bar{\tau} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ **condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{cm}^2 < A_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Les sollicitations à l'ELS**

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = 4.36 + 3.5 = 7.86 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$M_{ov}^x = \mu_x P_u l_x^2 = 0.0437 * 7,86 * 3,20^2 = 3,517 \text{KN.ml}$$

$$M_0^y = \mu_y * M_0^x = 0,8251 * 3,517 = 2,902 \text{KN} / \text{m}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$A = 1.57 \text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A(y - d)^2 = 0 \Rightarrow y = 2.624 \text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A(y - d)^2 = 2672.506 \text{m}^4$$

**Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} ,$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.089 \times 10^{-3}}{2672.506} \times 0.02624 = 4.01 \text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

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

$$\text{On à : Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; \left( 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.6 \text{MPa.}$$

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

$$\sigma_s = 15 \frac{4.089 \times 10^{-3}}{2672.506} (0.10 - 0.02624)^2 = 1440.994 \text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \min(266.66; 201.63) = 201.63 \text{Mpa}$$

Avec :  $\eta=1.6$

$$\sigma_s < \overline{\sigma_{bc}} = 201.63 \text{ Mpa}$$

✓ **Etat limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait

$$\sigma_s = \frac{h}{l} = \frac{0.12}{0.72} = 0.194 > \left(\frac{1}{16}\right) = 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{1.375 \times 10^{-4}}{0.1 \times 0.10} = 0.005 > \frac{2.4}{f_e} = 0.006 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

Donc :  $\frac{h}{l} = 0.194 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{4.089}{10 \times 2.037} = 0.2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Schéma de Ferrailage**

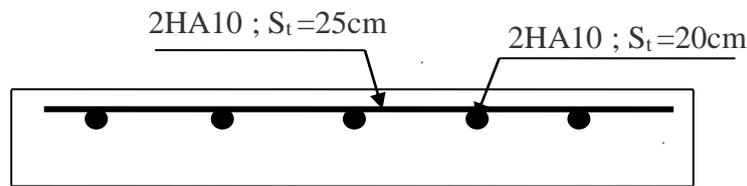


Figure III.15. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis

**III.2.3.4. Dalle pleine sur trois appuis**

Notre projet comprend plusieurs dalles pleines sur trois appuis (5 types) qui se présentent comme des balcons ; dans notre cas on va choisir le balcon plus défavorable

L'épaisseur :  $e = 12 \text{ cm}$ .

**III.2.3.4.1. Calcul de Ferrailage**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.45}{3.70} = 0.39 < 0,4$$

$\rho < 0,4 \Rightarrow$  (La dalle travaille sur un seul sens  $l_x$ )

$$P_U = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_U = 1.35 \times 4.36 + 1.5 \times 3.5 = 11.136 \text{ KN} / \text{m}^2$$

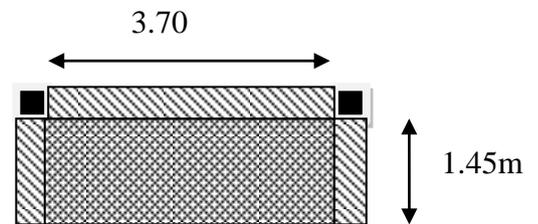


Figure.16. Dalle sur trois appuis

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = 4.36 + 3.5 = 7.86 \text{ KN/m}^2$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b x e) m<sup>2</sup>.

**Tableau III.17. Ferraille des balcons sur 3 appuis**

type	M(KN*m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A(cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix de Section (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Dalle pleine sur Trois appuis	8,073	0,0269	0,0342	0,177	1,306	1,23	2HA10=1.57	25

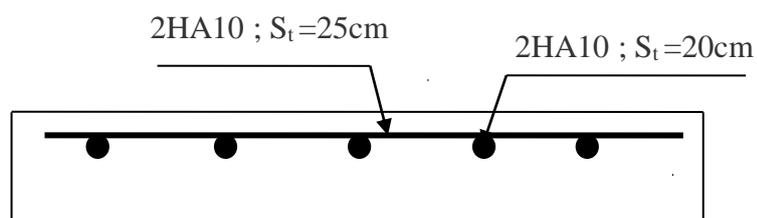
**Tableau III.18. Vérification l'effort tranchant**

Vu (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$0,07f_c28/\gamma_b$	observation
16,14	0,086	0,161	Vérifiées

**Tableau III.19. Vérification des contraintes dans le béton**

Sens	P(KN/m)	Mser(KN*m)	Y(m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)	observation
x-x	7,86	11,98	0,0247	0,000017	6,83	15	Vérifiées

#### III.2.3.4.2. Schéma de Ferrailage



**Figure III.17. Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis**

### III.2.4. Ascenseur

#### III.2.4.1. Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 6 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes

- ✓  $l=1,60$  m
- ✓  $L=2,30$  m
- ✓  $H=2,20$  m
- ✓  $PM=15$  KN
- ✓  $DM=43$  KN
- ✓  $P_{personnes}=4,5$  KN
- ✓  $F_c=50$  KN
- ✓  $v=0,63$

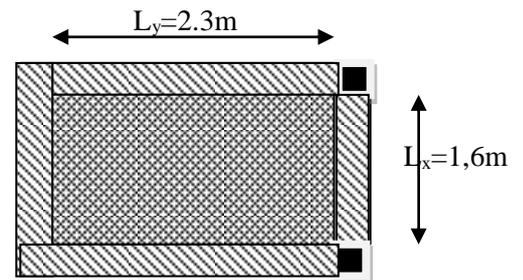


Figure III.18: dalle pleine pour ascenseur.

Avec : **l**, **L**, **H** sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

**F<sub>c</sub>** : La charge due a la cuvette

**PM** : Charge due à l'ascenseur

**DM** : charge due à la salle des machines

**P<sub>personnes</sub>** : la charge nominale

**V** : vitesse de levage

#### III.2.4.2. Etude de la dalle pleine de la locale machinerie

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc son épaisseur est  $\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow 3.5 \leq e \leq 4.0$

avec  $l_x = 160$  cm

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de  **$h_0=15$  cm.**

On doit calculer la surface d'impact  $U \times V$

$$U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h$$

$$V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h$$

$a_0$  U → Dimensions suivant le sens x - x

$b_0$  V → Dimensions suivant le sens y - y

Avec

( $\mathbf{a}_0 \times \mathbf{b}_0$ ) : surface de charge =  $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

$\mathbf{h}$  : Espacement du revêtement (5cm)

$\epsilon_r$  : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé  $\epsilon_r=1$ )

$$\begin{cases} U = 110 \text{ cm} \\ V = 110 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} l_x = 160 \text{ cm} \\ l_y = 230 \text{ cm} \end{cases}$$

### III.2.4.2.1. Evaluation des charges et surcharges

-  $G_1 = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$

-  $G_2 = 22 \times 0,05 = 1,1 \text{ KN/m}^2$

-  $G_3 = F_c/s = 50 / 3,68 = \text{poids propre de la dalle et de revêtement } 13,58 \text{ KN/m}^2$

$$G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 + G_3 = 18,43 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{exp}} = 1 \text{ KN/m}^2$$

➤ **ELU**

**Tableau III.20.** Calcul des sollicitations

Qu	$\rho$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$	$M_{0y}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$M_{ax}$	$M_{ay}$
23,599	0,69	0.0697	0.4181	4,21	1,76	3,758	1,496	1,263	0,528

### III.2.4.2.2. Evaluation des moments sous charge concentrée

$M_x, M_y$  sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le **BAEL91**

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_y = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

$M_1$  et  $M_2$  : données par l'abaque de **PIGEAUD**..... **[ANNEXE III]**

$$U/l_x = 110/160 = 0,687 \quad \rho = l_x/l_y = 0,69 \quad V/l_y = 110/230 = 0,47$$

D'où  $M_1 = 0,105$   $M_2 = 0,033$

On a  $G = \Delta m + P_m + P_{\text{personnes}} = 43 + 15 + 4,5 = 62,5 \text{ KN}$

$$q_u = 1,35 \times G \Rightarrow q_u = 84,375 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} Mx1 = qu * M1 = 84,375 * 0,105 = 8,85 \text{ KN} * m \\ My1 = qu * M2 = 84,375 * 0,033 = 2,78 \text{ KN} * m \end{cases}$$

### III.2.4.2.3. Les moments réels

$$\begin{cases} Mx1 = 0,85 * 8,85 = 7,52 \text{ KN} * M \\ My1 = 0,85 * 2,78 = 2,363 \text{ KN} * M \\ Mx1 = 0,5 * 8,85 = 4,425 \text{ KN} * M \end{cases}$$

### $M_2^x$ et $M_2^y$ du système

La superposition des moments donne

$$\begin{cases} Mx = Mx1 + M_2^x = 7,52 + 3,758 = 11,278 \text{ KN} * m \\ My = My1 + M_2^y = 2,363 + 1,496 = 3,859 \text{ KN} * m \end{cases}$$

$$Ma = 4,425 + 1,263 = 5,688 \text{ KN} * m$$

### III.2.4.3. Ferrailage de la dalle

Tableau III.21. Ferrailage de la dalle ascenseur

1er Type de dalle	sens	M (KN*m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	Acal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadop (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
En travée	x-x	11,278	0,0377	0,048	0,176	1,835	1,10	4HA12=4,52	25
	y-y	3,859	0,0129	0,0162	0,178	0,62	1,04	4HA10=3,14	25
En appuis	x-x	5,668	0,0189	0,0239	0,178	0,913	1,10	4HA10=3,14	25

### III.2.4.4. Les vérifications

#### III.2.4.4.1. Vérification au poinçonnement

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que

$$Pu \leq 0,045 * U_c * h * f_{c28} / \gamma_b$$

Avec

**Pu:** La charge de calcul à l'état ultime

**Uc:** Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (110 + 110) = 440 \text{ cm}$$

$$Q_u = 84,37 \text{ KN} \leq 0,045 * 4,40 * 0,15 * 25000 / 1,5 = 495 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### III.2.4.4.2 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = V^{max} / b * d \leq \tau = 1,16 \text{ MPA}$$

$$\text{On a } U = V = 1,10 \text{ m} \Rightarrow V^U = Q_u / 3 * U \Rightarrow V^U = 84,37 / 3 * 1,1 = 25,56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 25,56 * 10^{-3} / 1 * 0,13 = 0,196 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,196 \leq \tau = 1,16 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**l'ELS**

**Tableau III.22.** les sollicitations à l'ELS

			Charge concentrée			Charge répartie				Superposition des moments	
v	M1	M2	Qs	Mx1	My1	ρ	qs	Mx2	My2	Mx	My
	0,089	0,073	62,5	3,639	2,886	0,86	17,81	5,56	4,56	9,19	7,446

**Tableau III.23.** Les moments corrigés à l'ELS

Mtx (KN*m)	Mty (KN*m)	Ma (KN*m)
7,8115	6,329	4,602

**sens x-x :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s * y - 15 d A_s = 0 \rightarrow y = 4,07 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 = 0,00007654 \text{ m}^4$$

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

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 4,15 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Sens y-y :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s * y - 15 d A_s = 0 \rightarrow y = 4,07 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 = 0,00007654 \text{ m}^4$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 3,36 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

On appuis sens x-x :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s \cdot y - 15dA_s = 0 \rightarrow y = 4,07 \text{cm}$$

$$I = by^3/3 + 15A(d - y)^2 = 0,00007654 \text{ m}^4$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 2,447 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

#### ❖ Etat limite de déformation

Sens x-x

$$e/l = 0,1 \geq \max [ 3/80 ; Mt/20 ] = 0,0424$$

condition vérifier

$$A_s / b \cdot d = 4,52 \cdot 10^{-4} / 1 \cdot 0,13 = 0,00347 \leq 2/fe = 2/400 = 0,005$$

condition vérifier

Sens y-y

$$e/l = 0,1 \geq \max [ 3/80 ; Mt/20 ] = 0,0424$$

condition vérifier

$$A_s / b \cdot d = 4,52 \cdot 10^{-4} / 1 \cdot 0,13 = 0,00347 \leq 2/fe = 2/400 = 0,005$$

condition vérifier

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

#### III.2.4.4. 3. Schéma de ferrailage

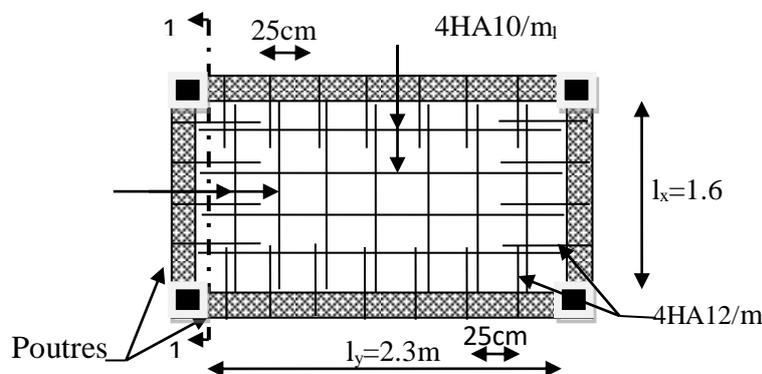


Figure III.19: schéma de ferrailage dalle de l'ascenseur.

#### III.2.4.5. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

- ✓ Les dimensions sont les mêmes (230×160 et e=15cm)
- ✓ Poids propre de la dalle et de revêtement = 3,75 KN/m<sup>2</sup>
- ✓ Poids propre de l'ascenseur = 16,81 KN/m
- ✓  $G^{tot} = G1 + G2 = 3,75 + 16,81 = 20,56 \text{ KN/m}$
- ✓  $p^{tot} = 1,35 \times 20,56 = 27,756 \text{ KN/m}$

$$\rho = l_x / l_y = 0,86 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

**III.2.4.5.1. Evaluation des moments à l'ELU**

$$M_0^x = \mu_x * p^{tot} * l_x^2 = 4,96 \text{ KN*m}$$

$$M_0^y = \mu_y * M_0^x = 3,50 \text{ KN*m}$$

$$M_a^x = -0,5 M_0^x = -2,48 \text{ KN*m}$$

$$M^x = 0,85 * M_0^x = 4,21 \text{ KN*m}$$

$$M^y = 0,85 * M_0^y = 2,98 \text{ KN*m}$$

**III.2.4.5.2. Ferrailage**

**Tableau III.24. Ferrailage de la dalle au dessous de l'ascenseur**

2eme Type de dalle	sens	M (KN*m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	cal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadop (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
En travée	x-x	4,21	0,020	0,026	0,118	1,022	1,28	4HA8	25
	y-y	2,98	0,014	0,018	0,119	0,71	1,20	4HA8	25
En appuis	x-x	2,48	0,012	0,015	0,119	0,59	1,23	4HA8	25

**III.2.4.5.3. Vérification de l'effort tranchant**

**Tableau III.25 Vérification de l'effort tranchant**

Vu(KN)	$\tau_u$ (MPA)	$0,07f_{c28}/\gamma_b$
17,57	0,157	1,16

**Tableau III.26 .Vérification des contraintes de béton**

Sens		Mser(KN*m)	Y(m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPA)	$\sigma_{adm}$ (MPA)	observation
Travée	x-x	3,57	0,024	0,0000323	2,10	15	Vérifiée
	y-y	2,83	0,024	0,0000323	2,10	15	Vérifiée
Appui	x-x	2,1	0,019	0,0000206	1,53	15	Vérifiée

### III.2.4.5.4 Etat limite de déformation

#### Sens x-x

$$e/l = 0,1 \geq \max [ 3/80 ; Mt/20 ] = 0,0424$$

condition vérifier

$$A_s / b \cdot d = 4,52 \cdot 10^{-4} / 1 \cdot 0,13 = 0,00347 \leq 2/fe = 2/400 = 0,005$$

condition vérifier

#### Sens y-y

$$e/l = 0,1 \geq \max [ 3/80 ; Mt/20 ] = 0,0424$$

condition vérifier

$$A_s / b \cdot d = 4,52 \cdot 10^{-4} / 1 \cdot 0,13 = 0,00347 \leq 2/fe = 2/400 = 0,005$$

condition vérifier

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

### III.2.4.5. 5. Schéma de ferrailage

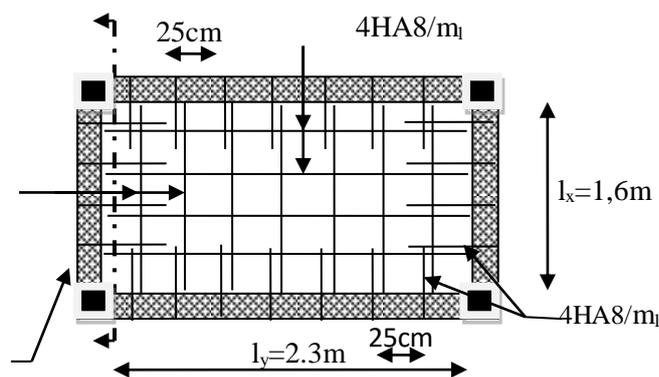


Figure III.20: schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.

## III.3. Etude des Escaliers

### III.3.1. Définition

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure nous avons un trois types escalier :

- Escaliers à deux volées pour tous les niveaux de la structure (seront étudiées) ;
- Escaliers à une volé juste au RDC ;
- Escaliers escargot en bois ou métallique pour les duplexes.

### III.3.2. Escalier Etudiées

Escaliers à deux volées pour tous les niveaux de la structure sauf les duplex

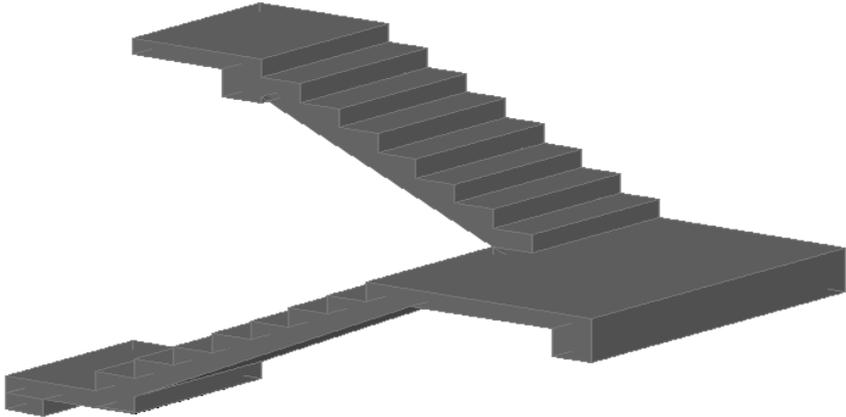


Figure III.21. Vue en 3D d'un escalier droit à deux volées

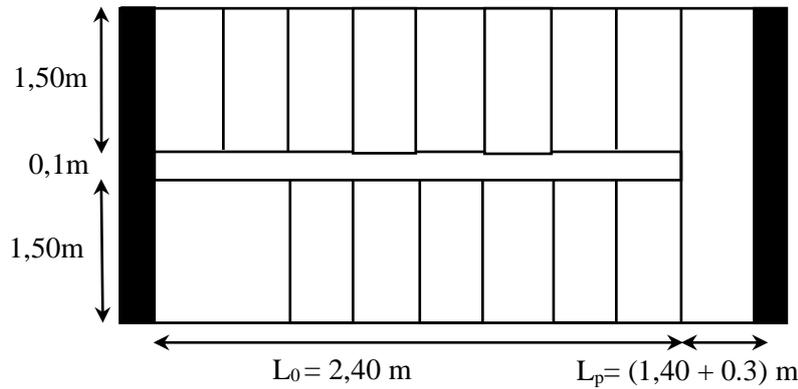


Figure III.22. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées

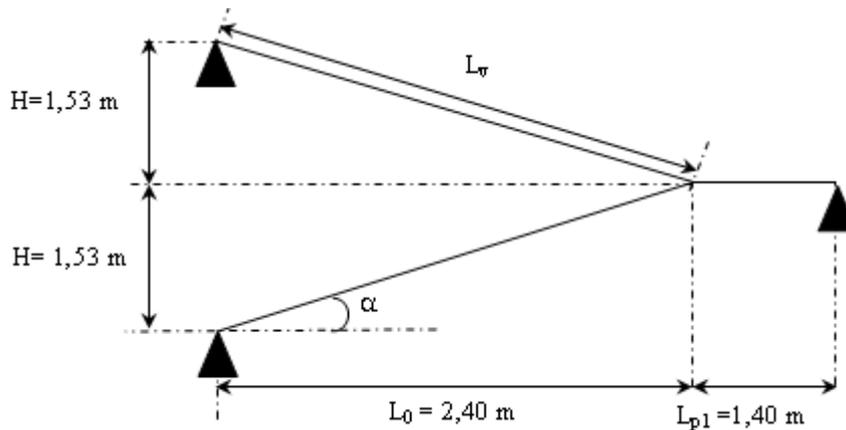


Figure III.23. Schéma de l'escalier droit à deux volées

### III.3.3. Coffrage des escaliers

#### III.3.3.1. La hauteur (h) et la largeur (g) des marches

- la hauteur des contre marches (h) se situe entre 14 et 18 cm.
- le giron (g), se situe entre 25 et 32 cm.

Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la formule de BLONDEL vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm} \quad (1)$$

Le nombre de contre marches (n) est donner par  $n = H/h$

On fixant la hauteur des contres marches h à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant :  $n = 153/17 = 9$  contres marches

$\Rightarrow$  le nombre de marche est  $(n - 1) = 8$  marches

$$g = \frac{L_0}{n - 1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

Ce qui donne d'après la formule (1) un giron  $g = 30 \text{ cm}$ , donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

**III.3.3.2. Angle de raccordement  $\alpha$**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1,53}{2,40}\right) = 32,52^\circ$$

**III.3.3.3. Epaisseur de la paillasse (e)**

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} & \Leftrightarrow 12,70\text{cm} \leq e \leq 19,05\text{ cm} \\ e \geq 11\text{ cm} & \dots \dots \dots \text{ pour 2 heures de coupe feu} \end{cases}$$

Avec  $L = L_v + L_{p1}$  : la longueur développée

$$L = \sqrt{1,53^2 + 2,40^2} = 2,85\text{m}$$

L'épaisseur de la volée est déduite des lois de prédimensionnement des dalles pleines

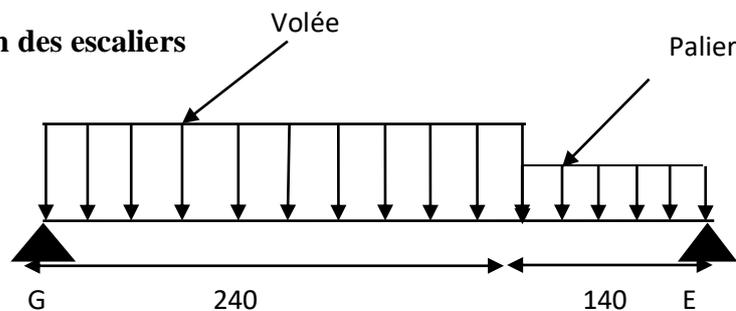
$$\frac{424}{30} \leq e \leq \frac{424}{30} \Rightarrow 14,18 \leq e \leq 21,30$$

Soit  $e = 15\text{ cm}$

**Tableau III.27 .dimensionnement d'escalier du bâtiment**

élément	H volé (m)	L volé (m)	L <sub>p1</sub> (m)	L (m)	L <sub>tot</sub> (m)	$\alpha$ (degré)	n	Giron (cm)	h (cm)	e (cm)
dimension	1,53	2,40	1,40	2,85	4,24	32,52	9	30	17	15

**III.3.4 .Modélisation des escaliers**



**Figure III.24.Modélisation des escaliers**

$$\begin{array}{l} \text{La volée} \\ \left\{ \begin{array}{l} G_v = 9,00\text{KN}/\text{m}^2 \\ Q_v = 2,5\text{KN}/\text{m}^2 \end{array} \right. \end{array} \qquad \begin{array}{l} \text{Le palier} \\ \left\{ \begin{array}{l} G_p = 5,25\text{KN}/\text{m}^2 \\ Q_p = 2,5\text{KN}/\text{m}^2 \end{array} \right. \end{array}$$

**➤ Calcul du chargement  
A l'ELU**

$$q_u = 1,35G_v + 1,5Q_v$$

$$q_{uv} = (1,35 \times 9 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 15,9 \text{ KN / ml}$$

$$q_{uv} = 15,90 \text{ KN / ml}$$

$$q_p = (1,35 \times 5,25 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 10,837 \text{ KN / ml}$$

$$q_p = 10,837 \text{ KN / ml}$$

A l'ELS

$$q_{sv} = G_v + Q_v$$

$$q_{sv} = (9 + 2,5) \times 1 = 11,5 \text{ KN / ml}$$

$$q_{sv} = 11,50 \text{ KN / ml}$$

$$q_p = (5,25 + 2,5) \times 1 = 7,75 \text{ KN / ml}$$

$$q_p = 7,75 \text{ KN / ml}$$

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 15,9 \times 2,40 + 10,83 \times 1,40$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 53,32 \text{ KN} .$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow (15,9 \times 2,40 \times 1,20) + (10,83 \times 1,40 \times 3,8) - (R_B \times 3,8) = 0$$

$$\begin{cases} R_B = 24,42 \text{ KN} \\ R_A = 28,90 \text{ KN} \end{cases}$$

#### ➤ Calcul des sollicitations

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents

$$0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$$

$$M(x) = 28,90x - 7,95x^2$$

$$T(x) = 15,90x - 28,90$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2,40) = 23,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(0) = -28,90 \text{ KN} \\ T(2,4) = 9,26 \text{ KN} \end{cases}$$

$$0 \leq x \leq 1,40 \text{ m}$$

$$M(x) = 24,42x - 5,42x^2$$

$$T(x) = 10,83x - 24,42$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,40) = 23,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(0) = -24,42 \text{ KN} \\ T(1,4) = -9,24 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2,25 \text{ m}$$

$$M^{\max} = M(x = 2,25) = 27,50 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.28.** Sollicitations dans les escaliers

Appui	Réaction (KN)		V (KN)	V <sub>max</sub> (KN)	M <sub>0</sub> max	
	ELU	ELS			ELU	ELS
<b>A</b>	28,90	18,88	24,42	24,42	28,90	19,56
<b>B</b>	24,42	19,56	19,56			

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

$$M_0 = M^{\max} = 27,50 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 27,50 = 23,38 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_0 = -0,5 \times 27,50 = -13,75 \text{ KN.m}$$

### III.3.5.Ferraillage des escaliers

le ferraillage se fait à la flexion simple avec  $M_t^{\max}$  pour une section  $(b \times h) = (1 \text{ ml} \times e)$  ; la même chose pour le ferraillage aux appuis avec  $M_a^{\max}$ .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.29.** Ferraillage de l'escalier

Position	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	A	Z(m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub>
<b>Travée</b>	23,38	0,097	0,128	0,124	5,41	1,56	5HA12=5,65	20
<b>Appui</b>	13,75	0,057	0,173	0,126	3,13	1,56	3HA12=3,39	33

#### III.3.5.1.Armature de répartition

On a des charges réparties  $\Rightarrow A_{\text{répartition}} = \frac{A_{\text{principales}}}{4}$

En travée :  $A_{\text{rep}} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Soit :  $A_{\text{rep}} = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $S_t = 33 \text{ cm}$

En appui :  $A_{rep} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Soit :  $A_{rep} = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $St = 33 \text{ cm}$

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

$$V^{max} = 24,42 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0,187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

➤ **Calcul à l'ELS**

➤ **vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) :

On doit vérifier  $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{max} = 24,68 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,85 M_s^{max} = 20,97 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,5 M_s^{max} = -12,34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau III.30.** Vérification du Ferrailage de l'escalier

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	20,97	4,956	13938,22	9,625	15	Vérifiée
Appui	-12,34	4,095	9758,94	6,60	15	Vérifiée

**III.3.6. Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

15/380=0,039<0,0625.....la condition n'est pas vérifiée

**III.3.6.1 Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements, j et p**

**g :** l'ensemble des charges permanentes.

**J :** l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

**P :** l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement

$$\text{Sous g : } \begin{cases} q_v^g = 8,50 \text{ KN/m} \\ \text{et} \\ q_p^g = 5,18 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^g = 0,85 \times 11,67 = 9,92 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous j : } \begin{cases} q_v^j = 6,32 \text{ KN/m} \\ \text{et} \\ q_p^j = 3,75 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^j = 0,85 \times 8,67 = 7,37 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous p : } \begin{cases} q_v^p = 11 \text{ KN/m} \\ \text{et} \\ q_p^p = 7,68 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^p = 0,85 \times 15,20 = 12,92 \text{ KN.m}$$

$$\rho = 0,0078 \quad ; \quad \begin{cases} \lambda_i = 2,69 \\ \lambda_v = 1,076 \end{cases} \quad ; \quad I_0 = 43770 \quad ; \quad \begin{cases} E_v = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

Calcul des  $\sigma_{st}$

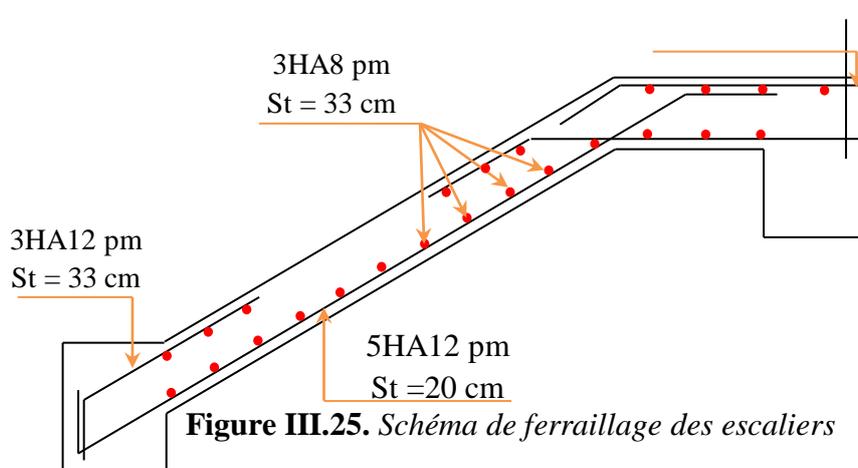
$$\sigma_{st}^g = 85,939 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{st}^j = 63,84 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{st}^p = 111,928 \text{ MPa}$$

Calcul des  $\mu$

$$\begin{cases} \checkmark \mu_g = 0,231 \\ I_{f_{gi}} = 77482,74 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = 177213 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = 52642,68 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = 193706,85 \text{ cm}^4 \end{cases} \quad ; \quad \begin{cases} \mu_j = 0,101 \\ \mu_p = 0,34 \end{cases} \quad ; \quad \begin{cases} f_{gv} = 0,064 \text{ cm} \\ f_{ji} = 0,0175 \text{ cm} \\ f_{pi} = 0,103 \text{ cm} \\ f_{gi} = 0,054 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 0,0955 < \bar{f} = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifiée}$$

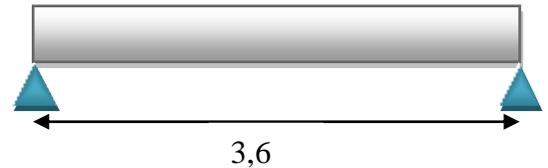
**III.3.7.Schéma de ferrailage**



**Figure III.25. Schéma de ferrailage des escaliers**

### III.4. Étude de la poutre palière

#### III.4.1 Dimensionnement.



➤ **Condition RPA.**

$$b \geq 20\text{cm} ; h \geq 30\text{cm} ; \frac{h}{b} \leq 4$$

➤ **Condition de BAEL**  $\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 24 < h < 36$

$$\text{On prend } \begin{cases} h = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

#### Les charges sur la poutre

$$g_0 = 0,35 * 0,3 * 25 = 2,62\text{KN/ml}$$

#### La charge transmise par l'escalier. C'est la réaction d'appui

✓ **ELU** :  $R_B = 24,42\text{KN/m}$

✓ **ELS** :  $R_B = 19,56\text{KN/m}$

#### Les sollicitations.

$$P_u = 1,35g_0 + R_B = 1,35 * 2,62 + 24,42 = 27,95\text{KN/m}$$

$$M_0 = \frac{P_u * L^2}{8} = \frac{27,95 * (3,60)^2}{8} = 45,29\text{KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 * 45,29 = 38,49\text{KN.m}$$

$$M_a = -0,5M_0 = -22,64\text{KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u * L}{2} = \frac{27,95 * 3,60}{2} = 50,32\text{KN}$$

#### Calcul à la flexion simple.

#### Calcul des armatures longitudinales.

**Tableau III.31** Calcul d'armatures longitudinales de la poutre palière.

	M(KN*m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
<b>En travée</b>	38,49	0,128	0,172	0,167	6,60	1,195
<b>En appui</b>	-22,64	0,075	0,091	0,186	3,48	1,195

➤ **Calcul des armatures transversales.**

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

$$At \geq \frac{0,4 \cdot b \cdot St}{f_e} = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$At \geq \frac{b \cdot St \cdot (\tau_u - 0,3 \cdot f_{c28})}{0,8 \cdot f_e} = 0,0139 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow At = 0,45 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul à la torsion.**

Le moment de torsion n'est autre que le moment de flexion du palier au niveau de l'appui.

$$M^t = M_{paill}^a = 22,64 \text{ KN.m}$$

Le moment est maximum à l'encastrement

$$M_T = M^t \cdot 0,5 = 11,32 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de la contrainte de cisaillement**

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section **BAEL[Art.5.4.2.2]**

- U : périmètre de la section
- $\Omega$  : air de contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- At : section d'acier

$$\emptyset = \min(h ; b) = 0,3 \text{ cm}$$

$$e = \emptyset / 6 = h / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$U = 2 \cdot [(h - e) \cdot (b - e)] = 1,1$$

$$\Omega = [b - e] \cdot [h - e] = 0,075$$

On doit vérifier que  $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = 0,58 \text{ MPa} ; \tau_t = \frac{M_{tors}}{2 \cdot \Omega \cdot e} = 5,43 \text{ MPa}$$

$$\tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_t^2} = \sqrt{0,58^2 + 5,43^2} = 5,46 \text{ MPa} > \tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau > \tau_{adm} \Rightarrow$  il y a le risque de rupture par cisaillement, on doit augmenter la section de la poutre palière (  $b \cdot h = (0,35 \cdot 0,45)$  )

**Tableau III.32** Calcul d'armatures longitudinales de la poutre palière.

	M(KN*m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
<b>En travée</b>	40,92	0,136	0,184	0,166	7,05	3,15
<b>En appui</b>	24,07	0,068	0,088	0,173	3,38	3,15

➤ **Calcul des armatures transversales.**

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

$$At \geq \frac{0,4 \cdot b \cdot St}{f_e} = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$At \geq \frac{b \cdot St \cdot (\tau_u - 0,3 \cdot f_{c28})}{0,8 \cdot f_e} = 0,0148 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow At = 0,52 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul à la torsion.**

Le moment de torsion n'est autre que le moment de flexion de la paillasse au niveau de l'appui.

$$M^t = M_{paill}^a = 24,07 \text{ KN.m} \quad \text{Le moment est maximum à l'encastrement}$$

$$M_T = M^t \cdot 1/2 = 12,035 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de la contrainte de cisaillement**

$$\emptyset = \min(h; b) = 35 \text{ cm}$$

$$e = \emptyset/6 = h/6 = 5,83 \text{ cm}$$

$$U = 2 \cdot [(h-e) \cdot (b-e)] = 2,28$$

$$\Omega = [b-e] \cdot [h-e] = 0,114$$

On doit vérifier que  $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = 0,39 \text{ MPa} \quad ; \quad \tau_t = \frac{M_{tors}}{2 \cdot \Omega \cdot e} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_t^2} = \sqrt{0,39^2 + 3,25^2} = 3,24 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

3,24 MPa <  $\tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa}$  : absence de risque de rupture par cisaillement, la section choisie de la poutre palière (  $b \cdot h = (0,35 \cdot 0,45)$  ) est vérifiée

➤ les armatures longitudinales

$$A_l = M_{tu} \cdot U \cdot \gamma_b / 2 \cdot \Omega \cdot f_e = 11,90 \text{ cm}^2$$

➤ les armatures transversales.

$$A_t = \frac{M_{tu} \cdot S_t \cdot \gamma_b}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} = 1,47 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

➤ choix d'armatures.

**En travée :**

$$A = 8,22 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

**En appui :**

$$A = 5,99 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

$A_t$  =Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot y / I \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$b \cdot y^2 / 2 + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

$$I = b \cdot y^3 / 3 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2$$

**Tableau III-33** Vérification de la flèche

	Mser(KN*m)	Y(m)	I* <sup>10<sup>-4</sup></sup> (m <sup>4</sup> )	σbc(MPA)	σadm(MP)	σbc < σadm
<b>Travée</b>	58,59	0,107	11,43	5,52	15	vérifiée
<b>appui</b>	34,46	0,090	8,15	5,52	15	vérifiée

❖ vérification de l'état limite de déformation

$$h / l = 0,5 / 4,14 = 0,12 > \max [ 1/16 ; M_t / M_0 \cdot 20 ] = 0,0625$$

**condition vérifier**

$$A_s = 15,31 \cdot 10^{-4} \leq 4,2 \cdot b \cdot d / f_e = 4,2 \cdot 0,45 \cdot 0,48 / 400 = 22,68$$

**condition vérifier**

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

### III.5. Etude de l'acrotère

### III.5. 1. Définition

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encadrée dans le plancher soumise à son poids propre ( $G$ ), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale ( $Q$ ) due à la main courante.

### III.5. 2. Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

### III. 5. 3. Evaluation des charges et surcharges

#### III. 5. 3.1 Les charges permanentes

➤ **Le poids propre :**

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \quad \text{Avec } S : \text{Surface de l'acrotère}$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1) \times 1/2 = 0.0685 \text{ m}^2.$$

$$\text{Le poids propre : } G = 25 \times 0.0685 \times 1 = 1.713 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc: } G = 1,713 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Enduit de ciment :**

- Enduit extérieure : ( $e=1,50\text{cm}$ )

$$G_1 = \rho \times e \times h = 20 \times 0.015 \times 0.6 = 0.18 \text{ KN/ml}$$

- Enduit intérieure : ( $e=2\text{cm}$ )

$$G_2 = \rho \times e \times h = 20 \times 0.02 \times 0.6 = 0.24 \text{ KN/ml}$$

$$\text{D'où : } G_T = G + G_1 + G_2 = 1,713 + 0,18 + 0,24 = 2,133 \text{ KN/ml.}$$

Donc la charge permanente totale est estimée à :  $G_T = 2,133 \text{ KN/ml}$ .

#### III. 5. 3.2 La charge d'exploitation:

La surcharge d'exploitation pour l'acrotère (selon le DTR BC 2.2) est:  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

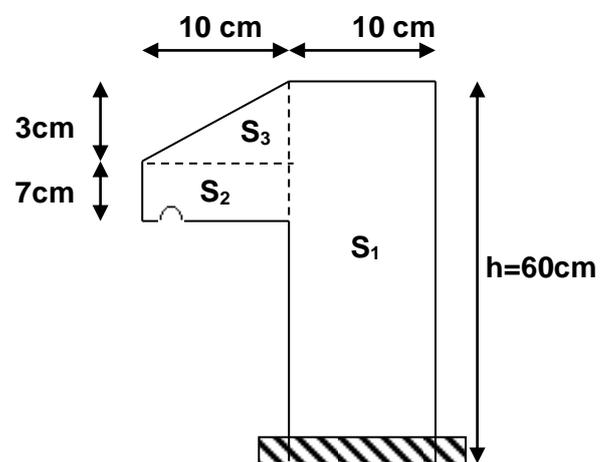


Figure. III.26. Coffrage Acrotère

✓ La force sismique horizontale  $F_p$  qui est donnée par la formule

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times G_t \dots\dots\dots \text{(RPA Article 6.2.3)}$$

Tel que :

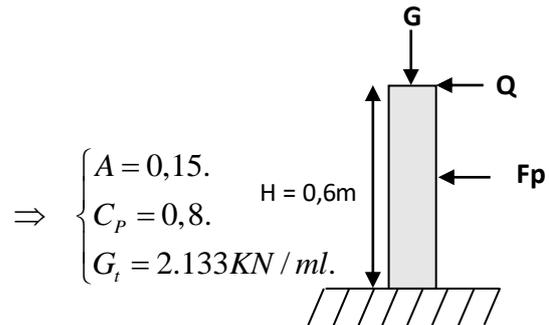
**A :** Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés. [Tab (4.1) du RPA99 ]

**C<sub>p</sub> :** Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 [Tab.( 6.1) du RPA99].

**G<sub>t</sub> :** poids de l'élément considéré.

✓ Pour notre cas :

- Groupe d'usage 2.
- Zone II<sub>a</sub> (Oued Ghir w Bejaia)



$$\Rightarrow \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ G_t = 2.133 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,133 \Rightarrow F_p = 1,024 \text{ KN.}$$

**III. 5. 4. Calcul des sollicitations**

**Figure .III. 27.** Les Sollicitations sur l'acrotère

Calcul du centre de gravité  $G(X_g; Y_g)$  :  $x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}$  et  $y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$

$$x_G = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,1/2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,1 + 0,1/2) + (0,1 \times 0,03) \times 0,5 \times (0,1 + 0,1/3)}{0,0685}$$

$$y_G = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,6/2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,5 + 0,07/2) + (0,1 \times 0,03) \times 0,5 \times (0,57 + 0,03/3)}{0,0685}$$

$$x_G = 0,0620 \text{ m} \quad y_G = 0,330 \text{ m}$$

Moment engendré par les sollicitations :

$$N_G = 2,133 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m.}$$

$$Q = 1 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1,024 \text{ KN} \Rightarrow M_{Fp} = 1,024 \times 0,330 \Rightarrow M_{Fp} = 0,340 \text{ KN.m}$$

**III.5. 5. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :** On a  $\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,879} = 0,313 \text{ m} \\ \frac{H}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ m} \end{cases}$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter  $e_a$  et  $e_2$

Telle que :

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

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

$e_a = \max(2 \text{ cm}; h / 250) = \max(2 \text{ cm}; 60/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}.$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Donc:} \quad \begin{cases} e_2 = 0.00864m \\ e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.342m \end{cases}$$

(BAEL 91 Article A.4.3.5)

$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$

$\phi$  : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanent, au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 1.2m$

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

**Tableau III.34.** Combinaison d'action de l'acrotère

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35×G + 1,5×Q	G+Q
N (KN)	2,133	2,879	2,133
M (KN.m)	0,94	0,9	0,6

### III.5. 6.Calcul à l'ELU

✓ Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composé sont

$$N_u = 2.879KN \quad ; M_u = N_u \times e = 2.879 \times 0.342 \Rightarrow M_u = 0.984KN.m;$$

### III.5. 7.Ferrailage

$h = 10 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0.986 + 2.879 \times \left( 0.08 - \frac{0.10}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.072 \text{ KN.m}$$

$M_{uA}$  : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.072 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.01179) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.0148;$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.07943 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.072 \times 10^{-3}}{0.07943 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.39 \times 10^{-4} - \frac{2.879 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.307 \text{ cm}^2$$

### III.5. 7.1. Vérification à l'E.L.U

#### ✓ La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$  On adopte :  $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

#### ✓ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### ✓ Espacement

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

2. Armatures de répartition :  $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

#### ✓ Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2.5; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.024 + 1 \Rightarrow V_u = 2.024 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.024 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.0253 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$  Vérifié (pas de risque de cisaillement)

#### ✓ Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} < 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = V_u / (0,9d \times \Sigma \mu_i)$$

(BAEL91 Article. A.6.1. 3)

$\Sigma\mu_i$ : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma\mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma\mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma\mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 2.024 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10048) \rightarrow \tau_{se} = 0.279 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91 Article. A.6.1, 21})$$

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement.

$$\tau_{se} < 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

### III. 5. 7. 2. Vérification à l'ELS

$$d = 0.08 \text{ m}; \quad N_{ser} = 2.133 \text{ KN}; \quad M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m};$$

$$\eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

#### Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times y_{ser} / I; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / I;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

#### ✓ Position de l'axe neutre

$$C = d - e_A$$

Tel que  $e_A$ : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.133} = 0.28 \text{ m}$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0.016 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0.05 - 0.28 = -0.231 \text{ m} = -23.1 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$p = -3c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b;$$

$$P = -3 \times (-0.231)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.08 + 0.231}{1} \Rightarrow P = -0.158 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$q = -2 \times (0.231)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 - 0.231)^2}{1} \Rightarrow q = -0.025 m^3$  En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (-0.025)^2 + \frac{4 \times (-0.158)^3}{27} = 4,06 \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta > 0 \rightarrow t = 0.5 \times (\sqrt{\Delta} - q) = 0.5 \times (6,376 \cdot 10^{-3} + 0.025) = 0.0156$$

$$\rightarrow z = t^{\frac{1}{3}} = (0.0156)^{\frac{1}{3}} = 0.25 m$$

$$\rightarrow y_c = z - \frac{p}{3 \times z} = 0.25 - \frac{-0.158}{3 \times (0.25)} = 0.46 m$$

$y_{ser} = 0.46 - 0.231 = 0.229 m$  (distance entre l'axe neutre et la fibre supérieur de la section)

$\Rightarrow y_{ser} = 0.229 m$ .

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.229^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.229) = 2.66 \times 10^{-2} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3} \times 0.229}{2.66 \times 10^{-2}} = 0.005 MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

Fissuration nuisible  $\Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201.6 MPa$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.133 \times 10^{-3}}{2.66 \times 10^{-2}} (0.08 - 0.229) = -0.179 MPa \leq \overline{\sigma}_s = 201.6 MPa$$

### III. 5. 8. schéma de ferrailage

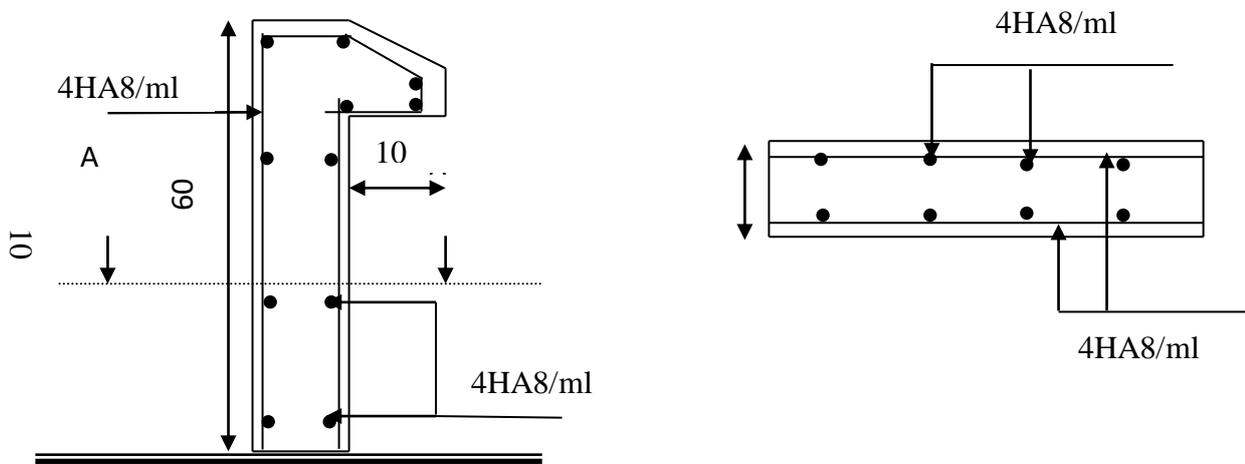
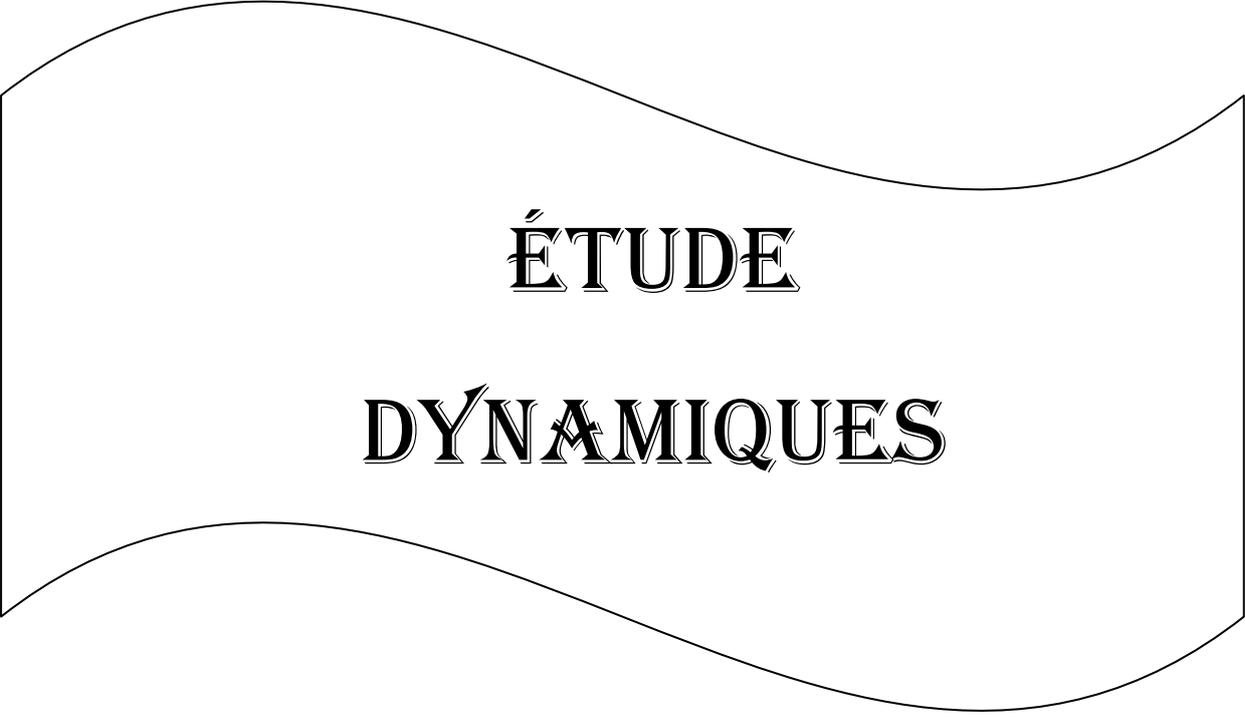


Figure .III.28. Schéma de ferrailage de l'acrotère





ÉTUDE  
DYNAMIQUES

## IV.1. introduction

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

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. L'étude a été faite avec le **ETABS. V.16** qui est un logiciel de calcul et d'analyse des structures.

## IV.2.Méthodes de calcul

Le règlement parasismiques algériennes (*RPA99/Version2003*) donnent deux méthodes de calcul :

1. Méthode statique équivalente
2. Méthode dynamique : qui se divise en deux méthodes :
  - ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
  - ✓ La méthode d'analyse par Accélérogrammes

## IV. 3.Méthode choisit

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée dans tous les cas, tous en justifiant au préalable les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées.

Dans notre étude, nous utiliserons la méthode dynamique spectrale, La méthode statique équivalente sera utilisée pour les vérifications de la condition du (RPA99V2003).

## IV.4-Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base)

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99 ( Article 4.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone ; d'après le tableau 4.1 de *RPA99/Version 2003* et suivant notre structure on aura :

- ✓ Groupe d'usage : 2(moyen importance).
- ✓ zone sismique :IIa⇒**A=0.15**

$D$  : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

Avec :  $\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule suivant :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \text{ Avec}$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique donné par le (Tableau 4.2)

$$\Rightarrow \xi = ((10+7)/2) = 8.5 \% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816$$

$T_1$  et  $T_2$ : période caractéristique relative au sol (Tableau 4.7)

On a le site est ferme de type (S2) donc :

$$[ T_1 = 0.15s$$

$$] T_2 = 0.4s$$

#### IV.4-1. Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99/Version2003 suivantes :

$$T_{\text{empirique } x,y} = \min \begin{cases} C_t h_n^{3/4} \\ \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule4-6)}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure  $h_N = 32.22m$

$C_T$  : Coefficient en fonction du système de contreventement **RPA99 (tableau 4.6)**.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé,  $C_T = 0,05$ .

$$T = 0.05 \times (32,22)^{3/4} = 0,67 \text{ s} \quad (I)$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante

$$T_{x,y} = 0,09 * h_n / (Lx, y)^{1/2}$$

$L_{X, Y}$  : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x=22,45 \text{ m} ; \quad L_y= 27.20 \text{ m.}$

✓ Calcul de la période suivant l'axe longitudinal (x) :

$$T_x = \frac{0.09 \times 32,22}{\sqrt{22,45}} = 0,61s \quad (II)$$

Comparant entre (I) et ( II) on prend le minimum défavorable :  $T_x=0,61s$

✓ Calcul de la période suivant l'axe transversal (y) :

$$T_y = \frac{0.09 \times 32,22}{\sqrt{27.20}} = 0,55s \quad (III)$$

Comparant entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable :  $T_y=0,55s$

$T_2 = 0.4s \leq T_{sx} \leq 3s \quad \text{donc : } D_x = 1.557$

$T_2 = 0.4s \leq T_{sy} \leq 3s \quad \text{donc : } D_y = 1.66$

**Q** : facteur de qualité

$Q = 1 + \sum_{i=1} p_q$  avec :  $P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait

ou non". Sa valeur est donnée au (tableau 4.4)

**Tableau IV.1. Valeurs des pénalités  $P_q$**

Critère Q	P <sub>q</sub> Selon x-x		P <sub>q</sub> Selon y-y	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
1) Condition minimale des files porteuses	Non	0.05	Non	0.05
2) Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3) Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4) Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0,05
5) Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6) Contrôle de la qualité de la construction	Oui	0	Oui	0

Ce qui donne :  $Q_x = 1,2 \quad Q_y = 1,2$

**R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement, il est donné dans (le tableau 4.3). Dans ce projet on a un contreventement mixte  $\Rightarrow R=5$

**W** : poids total de la structure.  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{RPA99 (Formule4.5)})$$

Avec :

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

$W_{Qi}$  : poids du aux charges d’exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation, est donné par le **RPA (tableau 4.5)** donc :  $\beta = 0.2$  (habitation)

A partir des résultats du logiciel **ETABS V.16** on a trouvé :  $W_{tot} = 39920,856 \text{KN}$ .

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{Sens X: } V_{st} = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 2237,21 \text{ KN}$$

$$\text{Sens Y: } V_{st} = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = 2385,01 \text{KN}$$

### IV.5-Méthode dynamique modale spectrale :

#### IV.5.1 Principe

Le principe de cette méthode est d’estimer les efforts sismiques engendrer pour chaque une des modes ainsi établir un spectre de réponse en se servant des expressions suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Avec :  $\eta$  : Facteur de correction d’amortissement.

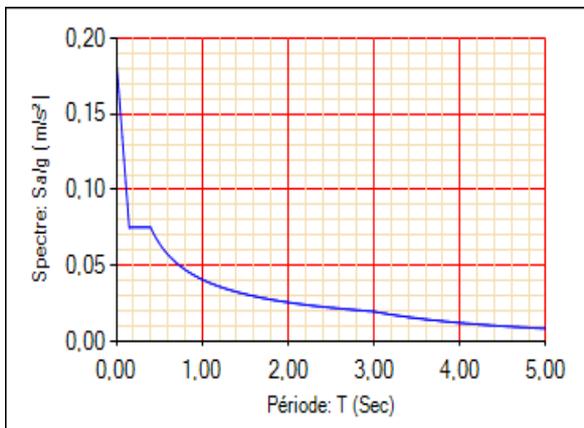


Figure IV.1 Spectre de réponse sens (x)

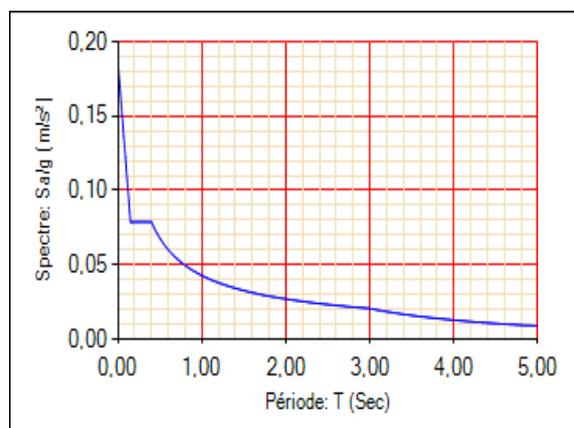


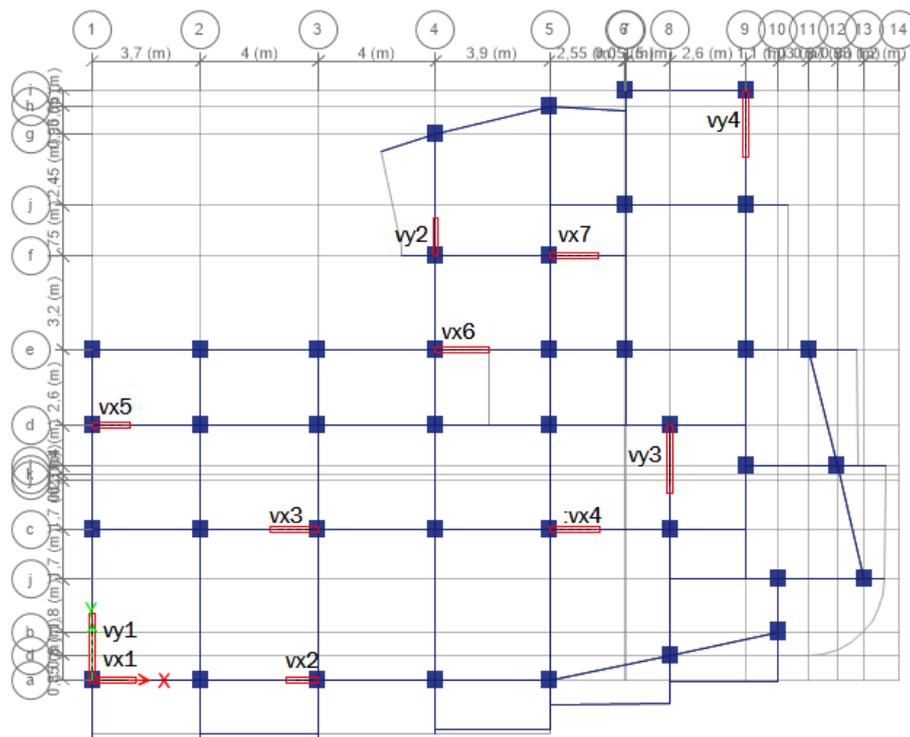
Figure IV.2 Spectre de réponse sens (y)

**IV.5.2.Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes**

- ✓ D’après l’article (3.4.4.a) les voiles de contreventement doivent reprendre au plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- ✓ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l’effort tranchant de l’étage.
- ✓ D’après l’article (4.2.4) les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel ETABS (2016) ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.
- ✓ D’après l’article (4.3.4) le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d’excitation doit être tel que :
  - la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ; ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

**IV.5.3.Disposition des voiles de contreventement**

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit au non vérification de l’interaction voiles-portiques .la disposition retenue est la suivante :



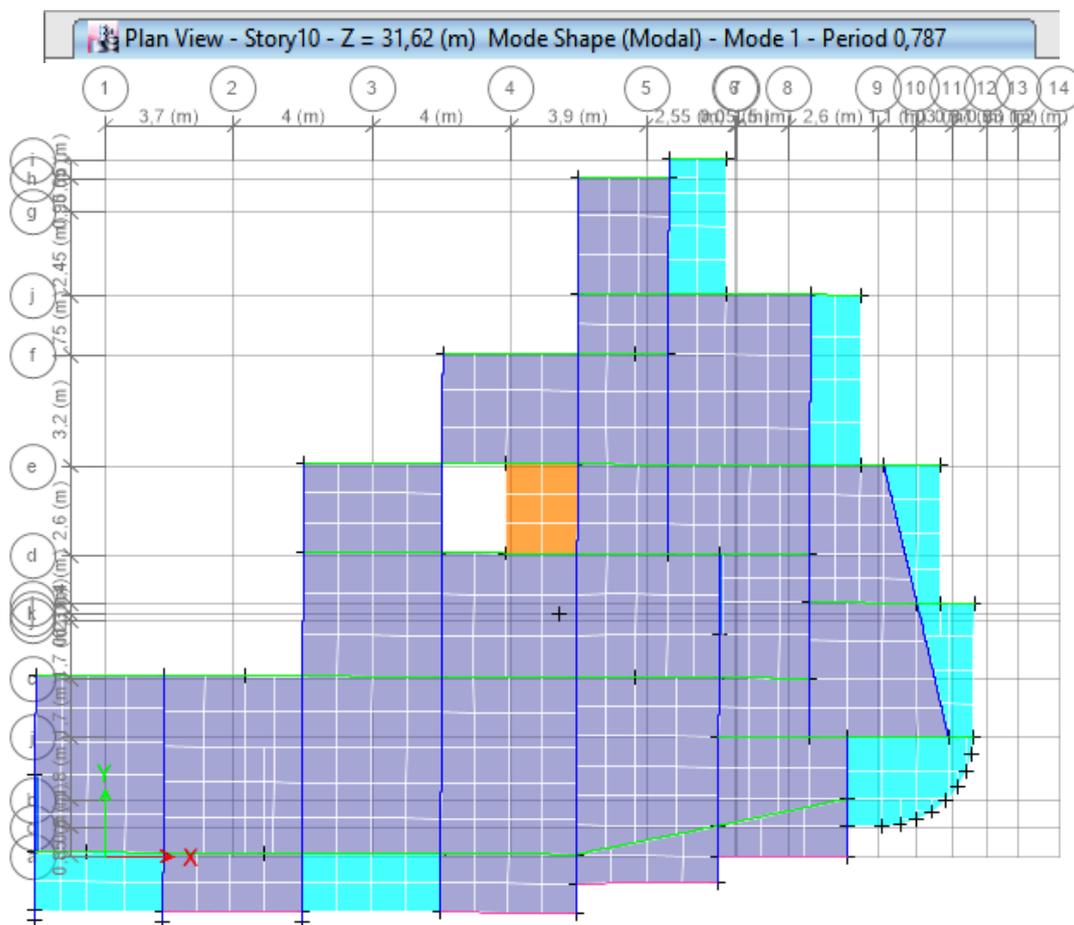
**Figure IV.3** Disposition des voiles

**IV.5.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS V.16**

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par la dynamique des structures en l'occurrence le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% ; le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

**Tableau IV.2** Période de vibration et taux de participation massique.

Modes	Période (s)	Masses modale Ux (%)	Masses modale Uy (%)	sum Ux (%)	sum Uy (%)
1	0,787	0,7596	0,0003	0,7596	0,0003
2	0,744	0,0004	0,7381	0,7601	0,7384
3	0,714	0,0004	5,701E-06	0,7605	0,7384
4	0,254	0,1214	0,0001	0,8819	0,7385
5	0,238	0,0005	0,1128	0,8824	0,8514
6	0,221	0,0001	0,0294	0,8824	0,8808
7	0,136	0,0487	0,0008	0,9311	0,8817
8	0,124	0,0015	0,0478	0,9326	0,9295



**Figure IV.4** mode 1 translation suivant X-X

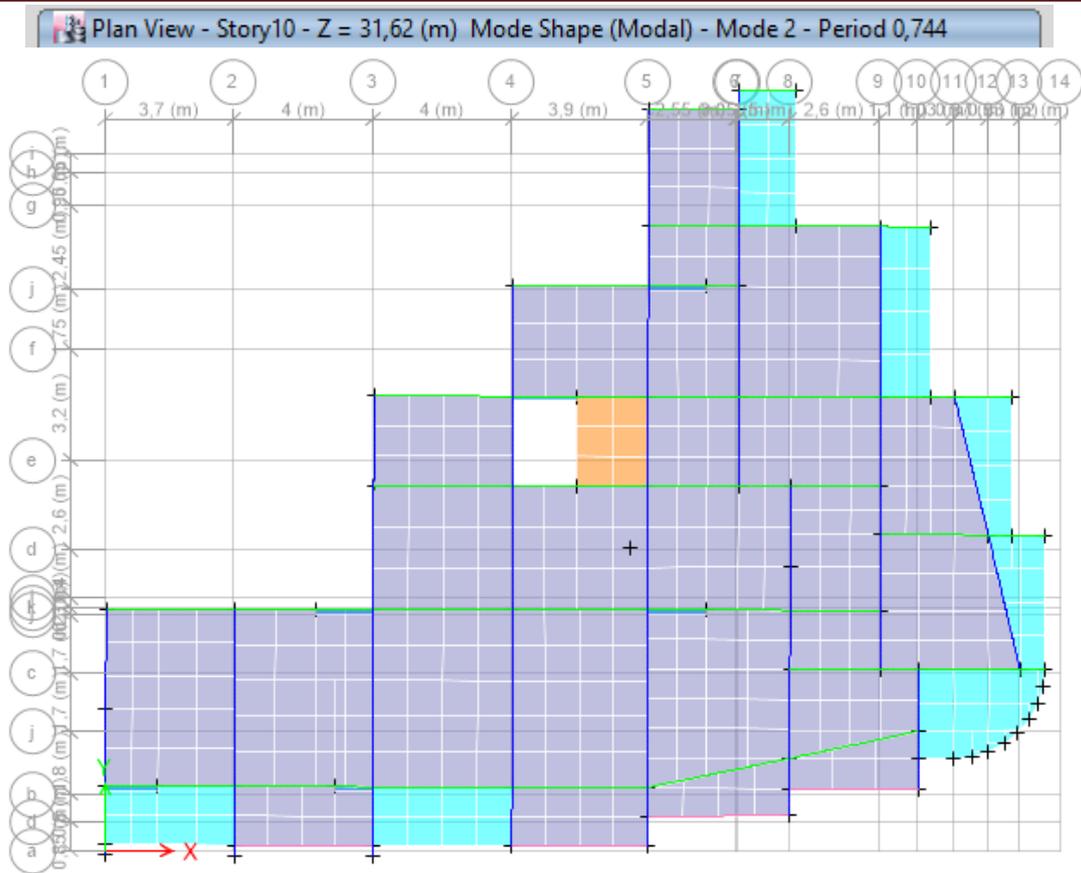


Figure IV.5 mode 2 translation suivant Y-Y

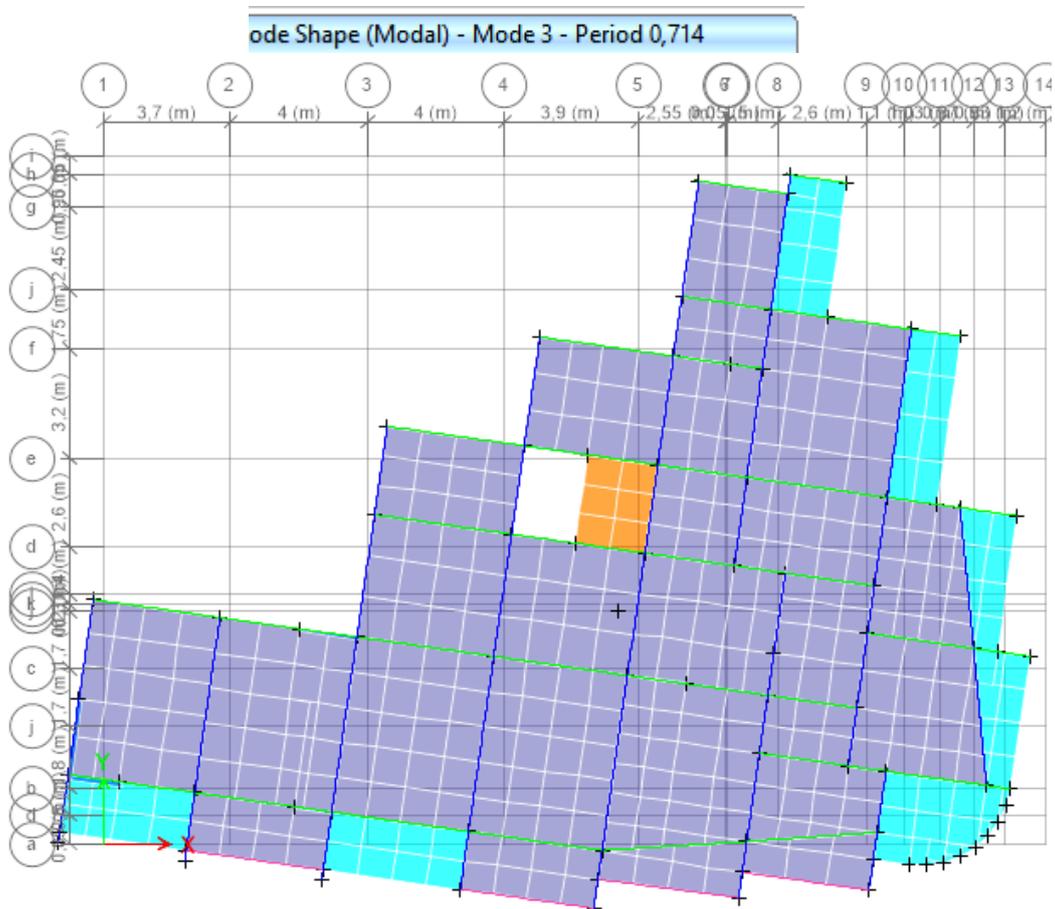


Figure IV.6 mode 3 rotation suivant Z-Z

## IV.5.5.vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version2003

## IV.5.5.1Vérification de l'interaction voiles portiques

## A. Sous charges verticales

Les RPA99/2003 (Art3.4.a) exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- 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.3** interaction voiles portique sous charge verticale

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
Étage 9	-3134,222	-736,9801	-3871,2021	80,96	19,04	<i>vérifiée</i>
Étage 8	-6008,445	-1489,1461	-7497,5911	80,14	19,86	<i>vérifiée</i>
Étage 7	-9440,706	-2352,9488	-11793,654	80,05	19,95	<i>vérifiée</i>
Étage 6	-12950,83	-3224,9963	-16175,826	80,06	19,94	<i>vérifiée</i>
Étage 5	-16705,13	-4032,4749	-20737,604	80,55	19,45	<i>vérifiée</i>
Étage 4	-20452,51	-4845,4106	-25297,921	80,85	19,15	<i>vérifiée</i>
Étage 3	-24348,52	-5579,9734	-29928,494	81,36	18,64	<i>vérifiée</i>
Étage 2	-28375,42	-6311,7309	-34687,190	81,80	18,20	<i>vérifiée</i>
Étage 1	-32533,09	-6991,3835	-39524,475	82,31	17,69	<i>vérifiée</i>
RDC	-36246,73	-8841,0451	-45087,775	80,39	19,61	<i>vérifiée</i>

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

## B. Sous charges Horizontales

Les RPA99/2003 (Art3.4.a) exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- 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 verticales sont présentés dans le tableau suivant :

**B.a. Dans le sens X-X (Ex):**

**Tableau IV.4** Vérification de l'interaction sous charges horizontales (X-X)

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
Étage 9	309,973	71,476	381,449	81,26	18,74	érfifiée
Étage 8	346,105	244,744	590,849	58,57	41,43	érfifiée
Étage 7	549,825	236,571	786,396	69,91	30,09	vérifiée
Étage 6	628,302	367,472	995,774	63,10	36,90	vérifiée
Étage 5	766,498	411,526	1178,02	65,07	34,93	vérifiée
Étage 4	808,391	528,434	1336,825	60,47	39,52	vérifiée
Étage 3	965,811	517,348	1483,159	65,09	34,91	vérifiée
Étage 2	996,936	608,203	1605,139	62,11	37,89	vérifiée
Étage 1	1078,5562	633,481	1712,037	62,99	37,01	vérifiée
RDC	488,302	1225,0643	1713,366	28,49	71,51	vérifiée

**B.b. Dans le sens Y-Y (Ey) :**

**Tableau IV.5** Vérification de l'interaction sous charges horizontales (Y-Y)

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
Étage 9	445,3464	125,7421	571,088	77,98	22,01	vérifiée
Étage 8	514,9094	173,7470	688,6564	74,78	25,22	vérifiée
Étage 7	648,7924	248,1371	896,9295	72,32	27,68	vérifiée
Étage 6	729,7304	324,2514	1053,98	69,23	30,77	vérifiée
Étage 5	908,336	333,1599	1241,50	73,19	26,81	vérifiée
Étage 4	943,3154	456,499	1447,188	65,18	34,82	vérifiée
Étage 3	1036,5071	503,8734	1540,383	67,29	32,71	vérifiée
Étage 2	1090,3985	578,476	1668,874	65,33	34,67	vérifiée
Étage 1	1154,1497	615,9321	1770,08	65,21	34,79	vérifiée
RDC	562,878	1248,7806	1811,658	31,07	68,93	vérifiée

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

#### IV.5.5.2. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue  $V_{dy} / V_{st}$  ne doit pas être inférieure à 80%, ces rapports est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau IV.6** Vérification de l'effort tranchant à la base

Sens	V <sub>dyn</sub> (KN)	V <sub>st</sub> (KN)	V <sub>dyn</sub> /V <sub>st</sub> >0,8	Observation
X-X	1813,7428	2237,21	0,810	Vérifiée
Y-Y	1953,2076	2385,01	0,818	Vérifiée

On remarque que  $V_{dyn} > 0,8V_{st}$  dans les deux sens.

**IV. 5.5.3 Vérification vis-à-vis des déplacements**

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

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

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$ .

$R$  : Coefficient de comportement ( $R=5$ ).

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

Le RPA99/2003 (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C.à.d. :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$ ; Avec :  $h_e$  la hauteur de l'étage.

**Tableau IV.7** Vérification des déplacements.

a) Sens X-X :

Niveaux	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$h_k$	$\Delta_k / h_k$	Observation
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	vérifiée
RDC	0,103	0,515	0	0,52	408,0	0,129	vérifiée
Étage 1	0,251	1,255	0,515	0,74	306,0	0,242	vérifiée
Étage 2	0,4185	2,0925	1,255	0,84	306,0	0,274	vérifiée
Étage 3	0,5904	2,952	2,0925	0,86	306,0	0,281	vérifiée
Étage 4	0,7573	3,787	2,952	0,83	306,0	0,273	vérifiée
Étage 5	0,9088	4,544	3,787	0,76	306,0	0,248	vérifiée
Étage 6	1,0415	5,2075	4,544	0,66	306,0	0,217	vérifiée
Étage 7	1,153	5,765	5,2075	0,56	306,0	0,182	vérifiée
Étage 8	1,2458	6,229	5,765	0,46	306,0	0,152	vérifiée
Étage 9	1,3194	6,597	6,229	0,37	306,0	0,120	vérifiée

a) Sens Y-Y :

Niveaux	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$h_k$	$\Delta_k/h_k$	Observation
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	vérifiée
RDC	0,0951	0,475	0,000	0,48	408,0	0,119	vérifiée
Étage 1	0,226	1,130	0,475	0,66	306,0	0,214	vérifiée
Étage 2	0,3831	1,916	1,130	0,79	306,0	0,257	vérifiée
Étage 3	0,5565	2,783	1,916	0,87	306,0	0,283	vérifiée
Étage 4	0,7316	3,658	2,783	0,88	306,0	0,286	vérifiée
Étage 5	0,8946	4,473	3,658	0,81	306,0	0,266	vérifiée
Étage 6	1,044	5,220	4,473	0,75	306,0	0,244	vérifiée
Étage 7	1,1744	5,872	5,220	0,65	306,0	0,213	vérifiée
Étage 8	1,2922	6,461	5,872	0,59	306,0	0,192	vérifiée
Étage 9	1,3933	6,967	6,461	0,51	306,0	0,165	vérifiée

Les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au 1% de la hauteur d'étage.

#### IV.5.5.4-Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

L'effet P- $\Delta$  (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

Avec :

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

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

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k :

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

$h_k$  : hauteur de l'étage k.

Si  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$  les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0.20$  la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.8** Vérification à L'effet P-Δ.

Niveaux	h <sub>k</sub> (cm)	Sens x-x				Sens y-y		
		P <sub>k</sub> (KN)	Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	Θ <sub>k</sub>	Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	Θ <sub>k</sub>
RDC	408	39920.856	0,52	1813,7428	0,028	0,48	1953,1731	0,024
Étage 1	306	34964.138	0,74	1760,0535	0,048	0,66	1892,0777	0,039
Étage 2	306	30696.892	0,84	1668,7677	0,050	0,79	1794,8715	0,044
Étage 3	306	26505.739	0,86	1550,7204	0,048	0,87	1672,5901	0,045
Étage 4	306	22427.512	0,83	1405,5757	0,043	0,88	1522,0973	0,042
Étage 5	306	18421.247	0,76	1236,9949	0,036	0,81	1344,9217	0,036
Étage 6	306	14414.981	0,66	1046,1797	0,029	0,76	1143,575	0,023
Étage 7	306	10562.655	0,56	826,2655	0,023	0,65	910,7273	0,024
Étage 8	306	6716.948	0,46	583,0937	0,017	0,59	648,4828	0,020
Étage 9	306	3542.419	0,37	333,7372	0,012	0,51	377,3485	0,015

On remarque que les valeurs de  $\Theta_k$  inférieure à 0.1 donc l'effet (P-Δ) n'a pas d'influence sur la structure est peut-être négliger.

#### IV.5.5.5-Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.3.1})$$

N<sub>d</sub> : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B<sub>c</sub> : Section de béton (section brute)

f<sub>cj</sub> : est la résistance caractéristique du béton

**Tableau IV.9** Vérification de l'effort normal réduit

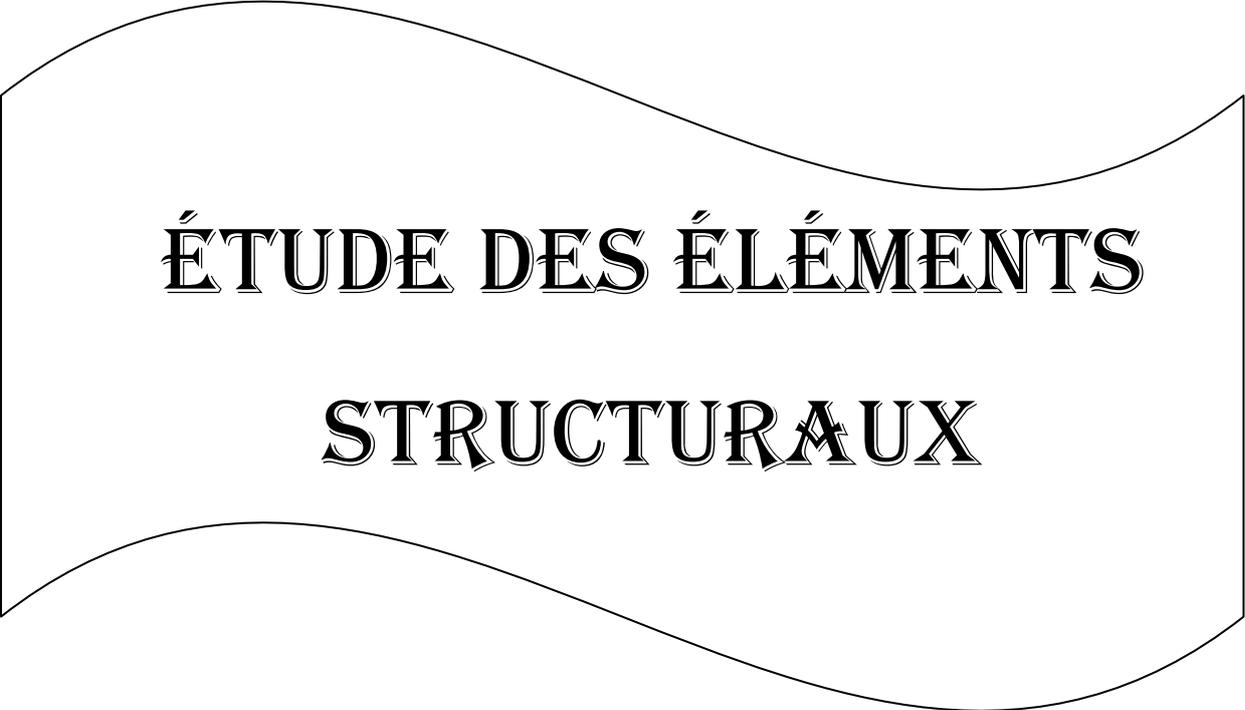
Niveau x	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	v	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )			
RDC ; R+1	60	55	3300	1930,4843	0,234	<b>vérifiée</b>
R+2 ; R+3	55	55	3025	1376,0832	0,182	<b>vérifiée</b>
R+4 ; R+5	55	50	2750	1024,1577	0,149	<b>vérifiée</b>
R+6 ; R+7	50	50	2500	678,7151	0,109	<b>vérifiée</b>
R+8 ; R+9	40	45	1800	341,7322	0,076	<b>vérifiée</b>

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

**IV.6-Conclusion**

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des démentions des éléments et des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales ainsi que les exigences de RPA99/2003, cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux





**ÉTUDE DES ÉLÉMENTS  
STRUCTURAUX**

## V.1 Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

## V.2 Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations. Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données de l'ETABS16.

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q$
- 3).  $G+Q+E$
- 4).  $G+Q-E$
- 5).  $0.8G+E$
- 6).  $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

Recommandations du RPA99 (version 2003)

### V.2 .1 Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets

$A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa).

$A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).

$A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).

$\Phi_{\min} = 12\text{mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales). La longueur minimale de recouvrement ( $L_{\min}$ ) est de  $40\Phi$  en zone **IIa**.

La distance ou espacement ( $St$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone **IIa**).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique)

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$

$$l' = 2 \times h \qquad h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right\} \text{ cm}$$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau.V.1.** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC+1 étages	55×60	26,4	132	198
2 et 3 <sup>ème</sup> étages	55×55	24,2	121	181,5
4 et 5 <sup>ème</sup> étages	50×55	22	110	165
6 et 7 <sup>ème</sup> étages	50×50	20	100	150
8 et 9 <sup>ème</sup> étages	40×45	14.4	72	108

### V.2 .2.Armatures transversale

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort

Tranchant ; il est pris égale à :

2.5 Si  $\lambda_g \geq 5$  ( $\lambda_g$  : l'élanement géométrique),

3.75 Si  $\lambda_g < 5$

Avec :  $\lambda_g = l_f / a$  ou  $\lambda_g = l_f / b$  ( $a$  et  $b$  sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

$t$  : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min}(10\Phi_{L\text{min}}, 15\text{cm})$  (en zones IIa).

Dans la zone courante :  $t \leq 15\Phi_{L\text{min}}$  (en zones IIa).

La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t/t.b_1$ , en % est donnée comme suit

Si  $\lambda_g \geq 5$  : 0.3%

Si  $\lambda_g \leq 3$  : 0.8%

Si  $3 < \lambda_g \leq 5$  : interpoler entre les valeurs précédentes

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\Phi_t$  (au minimum)

### V.2 .3.Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites

Directement du logiciel ETABS16. Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Tableau. V.2.Sollicitations dans les poteaux**

Section	Nmax	Mcor	Nmin	Mcor	Mmax	Ncor	$V_u$ (KN)
	$N$ (KN)	$M$ (KN.m)	$N$ (KN)	$M$ (KN.m)	$M$ (KN.m)	$N$ (KN)	
55×60	2210,94	5,356	-562.48	6.48	-85.29	1845.12	109.28
55×55	1735,33	-7,046	-95.33	4,81	-95.59	1234.64	109.62
50×55	1288,73	-11,967	-19.16	6.38	-90.26	649.55	94.23
50×50	858,20	-10,995	7.42	4,67	-72.30	375.40	70.51
40×45	435,33	-10,415	42.75	8.27	-58.33	179.58	42.22

### V.2 .4.Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux

#### ✓ Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

–  $N_{\text{max}} = 2210,94 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 5,35 \text{ KN.m}$  (ELU)

–  $M_{\text{max}} = -85,29 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 1845.12 \text{ KN}$  (ELA)

–  $N_{\text{min}} = -562,48 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 6,48 \text{ KN.m}$  (ELA)

#### ✓ Calcul sous $N_{\text{max}}$ et $M_{\text{cor}}$

$$d = 0,57\text{m}; d' = 0,03\text{m}.$$

$$N_{\max} = 2210,942 \text{ KN} \quad (\text{effort de compression}) \quad (\text{ELU})$$

$$M = 5,356 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0,0024\text{m}$$

$e_G < h/2 = 0,60/2 = 0,30\text{m} \rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA')

Il faut vérifier la condition suivante

$$(a) \leq (b)$$

$$a = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$b = N_u \times (d - d') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 602,31 \text{ KN.m}$$

$$a = 833,64$$

$$b = 591,59$$

$$a > b \text{ condition n est pas vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,602}{0,55 \times 0,57^2 \times 14,20} = 0,23$$

$$\mu_{bu} = 0,23 < \mu_1 = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0,343$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,49 \text{ m}.$$

$$A_t = \frac{M_t}{z * f_{st}} = \frac{0,602}{0,49 * 348} = 35,24 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_t - \frac{N}{f_{st}} = 35,24 - \frac{2,210}{348} = -28,28 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul sous Mmax et Ncor**

$$M = -85,92, \text{ KN.m} \quad N = 1845,12 \text{ KN}$$

$e_G = 0,04 < h/2 = 0,60/2 = 0,30\text{m} \rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA')

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 584,10 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier la condition suivante

(a)  $\leq$  (b)

$$a = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} = 1084,31 \text{ KN.m}$$

$$b = N_u \times (d - d') - M_{ua} = 448,26 \text{ KN.m}$$

$a > b$  condition n est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_b = 0,175 < \mu_1 = 0,39 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,242 \quad z = 0,514 \text{ m} \quad A_1 = 24,8 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - N / f_{st} = 24,8 \cdot 10^{-4} - 1,845 / 348 = -19,49 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

#### ✓ Calcul sous $N_{min}$ et $M_{cor}$

$$M = 6,48 \text{ KN.m} \quad N = -562,48 \text{ KN (traction)}$$

$e_G = 0,011 < h/2 = 0,60/2 = 0,30 \text{ m} \rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA')

$$e_1 = (h/2 - d') + e_G = 28,1 \text{ cm}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = 25,9 \text{ cm}$$

$$A_1 = N \times e_2 / f_{s10} (d - d') = 6,74 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = N \times e_1 / f_{s10} (d - d') = 7,31 \text{ cm}^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux :

**Tableau V.3** Ferrailage longitudinales des poteaux

Niveau	Sec (cm)	Type de section	Acal (cm <sup>2</sup> )	Amin RPA (cm <sup>2</sup> )	Aadopte (cm <sup>2</sup> )
RDC+etage1	55×60	SPC	7,31	26,4	4HA20+8HA16=28,65
étages 2,3	55×55	SPC	1,30	24,2	4HA20+8HA14=24,89
étages 4,5	50×55	SPC	0	22	8HA16+4HA14=22,24
étages 6,7	50×50	SPC	0	20	4HA16+8HA14=20,36
étages 8,9	40×45	SPC	0	14,4	4HA14+8HA12=15,21

#### V.2 .5. Armatures transversales

##### - Exemple de calcul poteau RDC (55\*60)

$$L_f = 0,7 \quad L_0 = 0,7 \times 3,68 = 2,57$$

$$\lambda_g = l_f/a \text{ ou } l_f/b = 2.57/0.55 = 4.67 < 5 \rightarrow p = 3.75$$

$$A_t = 3,75 \times 109.28 \times 10^{-3} \times 0,15 / (0.6 \times 400) = 2.56 \text{ cm}^2$$

- **La longueur de recouvrement :**

$$L_r \geq 40\phi_1^{\max} = 80 \text{ cm}$$

- **Espacement**

$$\text{Dans la zone nodale : } t \leq \min(10 \phi_1^{\min}; 15 \text{ cm}) \Leftrightarrow 15 \text{ cm}$$

$$\text{Dans la zone courante } t \leq 15 \phi_1^{\min} \Leftrightarrow 10 \text{ cm}$$

- **Quantité d'armatures minimales :**

$$\text{On a } 3 < \lambda_g = 4,67 < 5$$

$$\text{Après interpolation } A^{\min} = 0,384\% (b \times t) = 0,384\% (55 \times 15) = 3,17 \text{ cm}^2$$

**Tableau V.4.** ferrailage transversales des poteaux

Niveau	RDC		2,3 éme	4,5éme	6, 7éme	8,9 éme
	1er étage		Étages	Étages	Étages	Étages
Section (cm <sup>2</sup> )	55×60		55×55	50×55	50×50	40×45
Ø <sub>l min</sub> (cm)	1,6	1,6	1,4	1,4	1,4	1,2
L <sub>0</sub> (cm)	368	266	266	266	266	266
L <sub>r</sub> (cm)	258	186	186	186	186	186
λ <sub>g</sub>	4,69	3,38	3,38	3,72	3,72	4,65
p	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
Vu (kn)	109.28	109.28	109.62	94.23	70.51	42.22
Lr (cm)	80	80	80	64	64	56
S <sub>t</sub> zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
S <sub>t</sub> zone courante cm	15	15	15	15	15	15
A <sup>t</sup> <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	2.79	2.79	2.8	2.65	1,98	1.48
A <sup>t</sup> <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	3,17	3,17	3,17	2,88	2,88	2,08
A <sup>t</sup> <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.74			3.02		
Nombre des cadres	6HA10			6HA8		

**V.2 .6. Vérifications****V.2 .6.1. 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 (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

- **Critère de la stabilité de forme**

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots\dots\dots \text{Art (B.8.2.1)}$$

**As** : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

**Br** : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;

$$\gamma_b = 1.5 \qquad \gamma_s = 1.15$$

**α** : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs

**As** : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left( \frac{50}{\lambda} \right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha / 1.10$ .

L'élançement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \times l_f / b \quad \text{pour les sections rectangulaires.}$$

$$l_f = 0.7 l_0 \quad \text{longueur de flambement.}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveau	Section (m <sup>2</sup> )	lf (m)	i(m)	$\lambda$	$\alpha$	As (m <sup>2</sup> )	Br (m <sup>2</sup> )	Nd (KN)	Nmax (KN)	observation
RDC+ étage1	55×60	2,58	0,173	14,91	0,824	28,65	0,307	8220,14	2210,942	vérifiée
étages 2,3	55×55	1,86	0,158	11,77	0,831	24,89	0,280	7202,21	1735,334	vérifiée
étages 4,5	50×55	1,86	0,157	11,77	0,831	22,24	0,254	6435,45	1288,733	Vérifiée
étages 6,7	55×50	1,86	0,144	12,92	0,827	20,36	0,230	5863,05	858,209	Vérifiée
étages 8,9	40×45	1,86	0,129	14,41	0,822	15,21	0,163	4585,34	435,338	Vérifiée

### V.2 .6.2.Vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus

Sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = N_{ser}/S + M_{serG} \times v/I_{yy}' \quad \dots\dots\dots \text{Béton fibre supérieure}$$

$$\sigma_{bc} = N_{ser}/S - M_{serG} \times v'/I_{yy}' \quad \dots\dots\dots \text{Béton fibre inférieure}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \quad (\text{section homogène})$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \times (h/2 - V)$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s' \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau. V.6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	RDC+ 1 <sup>er</sup> étages	2,3 <sup>ème</sup> Étages	4,5 <sup>ème</sup> Étages	6, 7 <sup>ème</sup> Étages	8,9 <sup>ème</sup> Étages
Section (cm <sup>2</sup> )	55 * 60	55 * 55	50*55	50 * 50	40* 45
d (cm)	57	52	52	47	42
A (cm)	28,65	24,89	22,24	20,26	15.21
S (m <sup>2</sup> )	0,3730	0,3398	0,3084	0,2804	0,2406
V (cm)	33,11	30,19	30,15	27,38	23.97
V' (cm)	26,89	24,81	24,85	22,62	21.03
I <sub>yy'</sub> (m <sup>4</sup> )	0,0127	0,0096	0,0087	0,0065	0,0039
N <sub>ser</sub> (MN)	1,60485	1,25951	0,93565	0,62339	0,31689
M <sub>ser</sub> (Mn.m)	0,035732	0,026997	0,0258834	0,025859	0,023264
M <sub>serG</sub> (MN.m)	0,0885	0,0598	0,0507	0,0406	0,0356
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	6,63	5,45	4,85	4,01	2.23
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	2,24	2,20	1,37	0,45	0,33
σ <sub>bc</sub> (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

### V.2 .6. 3. Vérification des contraintes de cisaillements

D'après le RPA99 version 2003 article 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement conventionnelle

De calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la

Valeur limite suivante

$$\bar{\tau}_{bu} = p_d \times f_{c28}$$

Avec

$$p_d = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = Vu/b \times d$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant

Tableau. V.7. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	lf (cm)	λg	ρd	d (cm)	Vu (KN)	τbu (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
RDC+1	55x60	258	4,69	0,04	57	109.28	0,34	1	Vérifiée
2,3	55x55	186	3,38	0,04	52	109.62	0,38	1	Vérifiée
4,5	50x55	186	3,72	0,04	52	94.23	0,36	1	Vérifiée
6,7	50x50	186	3,72	0,04	47	70.51	0,30	1	Vérifiée
8,9	40x45	186	4,65	0,04	42	42.22	0,25	1	Vérifiée

**V.2 .6. 4. Disposition constructives**

Selon RPA99 (art 7.4.2.1) la longueur minimale de recouvrement est :

$L_r \geq 40 \cdot \varnothing$  en zone II

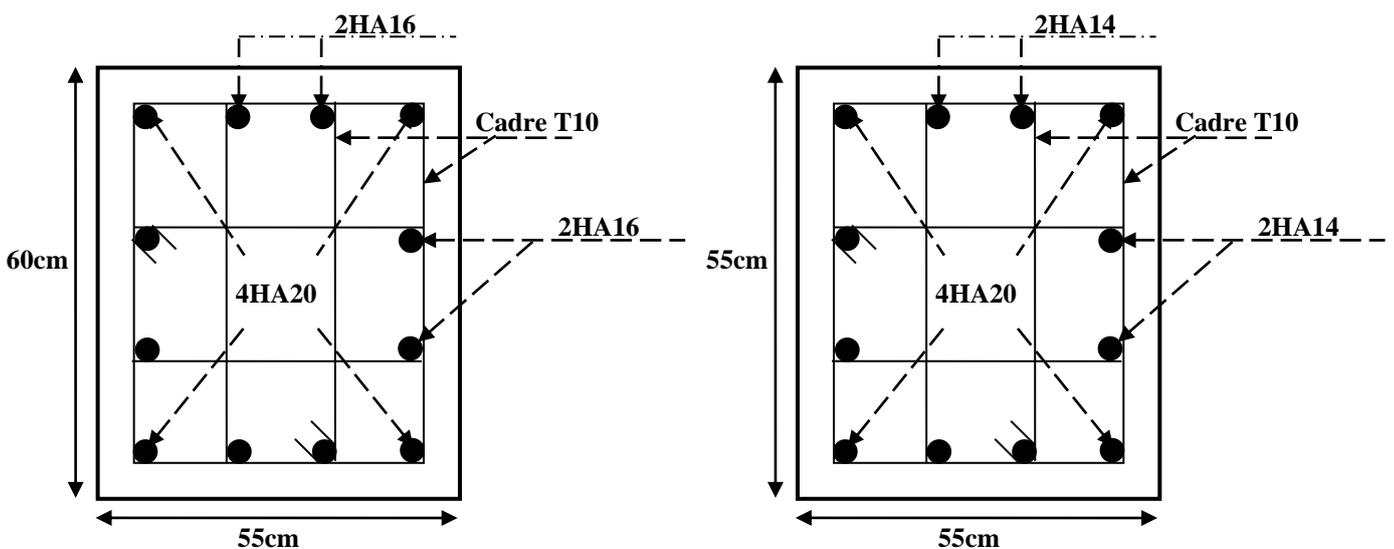
Pour  $\varnothing = 20 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 40 \cdot 20 = 80 \text{ cm}$  on adopte  $L_r = 80 \text{ cm}$

Pour  $\varnothing = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 40 \cdot 16 = 64 \text{ cm}$  on adopte  $L_r = 65 \text{ cm}$

Pour  $\varnothing = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 40 \cdot 14 = 56 \text{ cm}$  on adopte  $L_r = 60 \text{ cm}$

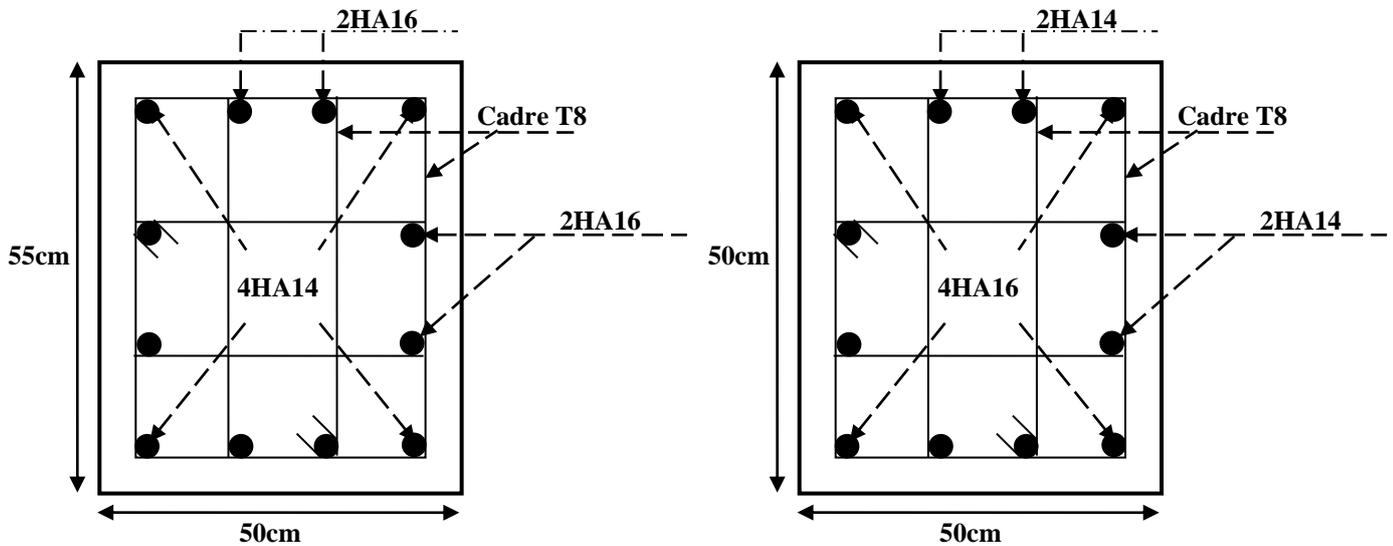
Pour  $\varnothing = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 40 \cdot 12 = 48 \text{ cm}$  on adopte  $L_r = 50 \text{ cm}$

- **Figure V.1.** Schéma de ferrailage des Poteaux.



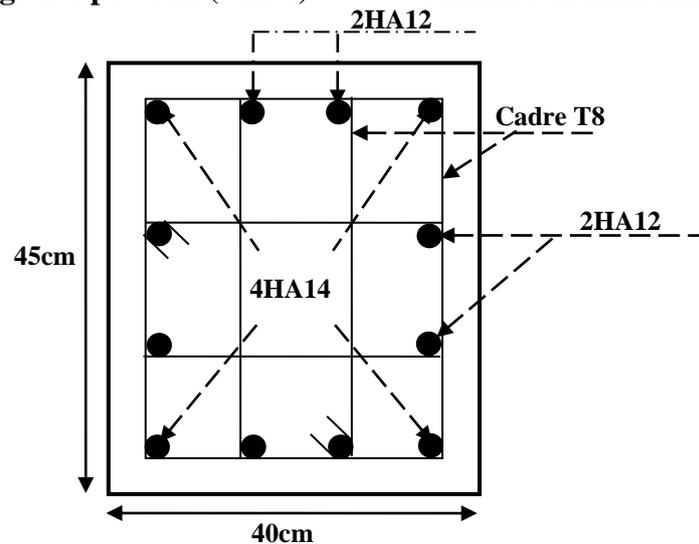
Schémas de ferrailage des poteaux (55x60)

Schémas de ferrailage des poteaux (55x55)



Schémas de ferrailage des poteaux (50x55)

Schémas de ferrailage des poteaux (50x50)



Schémas de ferrailage des poteaux (40x45)

### V.3. Étude des poutres

#### V.3. 1.Introduction

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99 Version 2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ETABS16 combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99 Version 2003 suivantes :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q$
- 3).  $G+Q+E$
- 4).  $G+Q-E$
- 5).  $0.8G+E$
- 6).  $0.8G-E$

### V.3. 2.Recommandations du RPA99

Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

Avec :  $\Phi$  max : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.1, avec des crochets à  $90^\circ$ . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\Phi l)$  en zone nodale,
- $St \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

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

La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

**Tableau V.8** Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99/ V2003

Type de poutre	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			zone nodale	zone de recouvrement
Principale	30 × 40	6	48	72
Secondaire	30 × 35	5,25	42	63

### V.3. 2.1.Ferraillage longitudinale

#### - Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferraillage la poutre principale (30×40) la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes

#### - Étage courant

$$M_t = 82.54 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -93.96 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 186.14 \text{ KN}$$

#### - Armatures en travée

$\mu_{bu} = M_t / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 82.54 / (0.3 \times 0.37^2 \times 18.47) = 0,108 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$  les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0,144$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0,348$$

$$A = \frac{M_t}{z * f_{st}} = 6,81 \text{ cm}^2$$

## - Armatures en appui

$$\mu_{bu} = 0,123 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0,165$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,345 \text{ m.}$$

$$A = \frac{M \alpha}{z * f_{st}} = 7,82 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

**Tableau V.9** Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niv	Type	Sectio	Localisatio n	M Kn.m	Vu Kn	Acal cm <sup>2</sup>	Amin cm <sup>2</sup>	N <sup>bre</sup> de barres
Étage courant	PP	30×40	Appuis	-93,96	186,14	7,82	6	3HA14+3HA12=8,01cm <sup>2</sup>
			Travée	82,54		6,81		3HA14+2HA12=6,88cm <sup>2</sup>
	PS	30×35	Appuis	-66,00	74,33	6,30	5,25	6HA12=6,79cm <sup>2</sup>
			Travée	59,23		5,65		3HA14+1HA12=5,75cm <sup>2</sup>
T. inaccessible	PP	30×40	Appuis	-88,91	98,64	7,53	6	3HA14+3HA12=8,01cm <sup>2</sup>
			Travée	44,37		3,59		4HA14=6,16cm <sup>2</sup>
	PS	30×35	Appuis	-48,10	63,77	4,61	5,25	3HA14+1HA12=5,75cm <sup>2</sup>
			Travée	33,52		2,60		3HA14+1HA12=5,75cm <sup>2</sup>

## - Vérification des armatures selon le RPA 99

Pourcentage maximum des armatures longitudinales

## - Poutre principale

$$\text{En zone courante : } A_{max} = 4\% b \times h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > \text{Adopté}$$

$$\text{En zone de recouvrement: } A_{max} = 6\% b \times h = 0,06 \times 30 \times 35 = 72 \text{ cm}^2 > \text{Adopté}$$

## - Poutre secondaires

$$\text{En zone courante : } A_{max} = 4\% b \times h = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 > \text{Adopté}$$

$$\text{En zone de recouvrement: } A_{max} = 6\% b \times h = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 > \text{Adopté}$$

- **Les longueurs de recouvrement**

$L_r > 40 \times \emptyset$  en zone II  $L_r > 40$

$\emptyset = 14\text{mm}$   $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$  on adopte  $L_r = 60\text{cm}$

$\emptyset = 12\text{mm}$   $L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm}$  on adopte  $L_r = 50\text{cm}$

- **Les diamètres des armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donné par  $\emptyset \leq \min\left(\emptyset_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right)$

$$\emptyset \leq \min(1,2 ; 1,14 ; 3)$$

$$\emptyset = 1,14 \text{ cm soit } \emptyset = 8 \text{ mm}$$

Donc on opte pour  $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T8 pour toutes les poutres principales et secondaires.

Calcul des espacements des armatures transversales Selon RPA99 Art (7.5.2.2)

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4} ; 12 \times \emptyset_t\right)$$

**Zone nodale**

- **Poutre principale**

$$S_t \leq \min(40/4 ; 12 \times 1,2) = 10\text{cm} \quad \text{soit } S_t = 10\text{cm}$$

- **Poutre secondaire**

$$S_t \leq \min(35/4 ; 12 \times 1,2) = 8,75 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 10\text{cm}$$

**Zone courante**

$$S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15\text{cm} \text{ pour la poutre principale}$$

$$S_t \leq h/2 = 35/2 = 17,5\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 15\text{cm} \text{ pour la poutre secondaire}$$

- **Vérification des sections d'armatures transversale**

- **Poutre principale**

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times h = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{min} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutre secondaire**

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times h = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{min} \text{ Condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes tangentielles**

Il faut vérifier tel que :

$$\tau_u \leq \tau_u^-$$

Tel que  $\tau_u = V_{max}/b \times d$  **BAEL91 (Art H.III.2)**

Fissuration peu nuisible  $\tau_u^- = \min(0.2 \times f_{c28}/\gamma_b; 5\text{Mpa}) \Rightarrow \tau_u^- = 3,33\text{Mpa}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.10. Vérification des contraintes tangentielles**

Poutres	Vu (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_u^-$ (MPa)	Observation
Principales	186.14	1.65	3,33	Vérifiée
Secondaires	74.33	0,77	3,33	Vérifiée

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

Appuis de rives  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (1)$

Appuis intermédiaires  $A_l > \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d}) \dots (2)$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

Poutres	$A_l$	$V_u$	$M_a$	$A_l^{riv}$	$A_l^{int}$	Observation
Principales	8.01	186.14	-93.96	5.35	-2.76	Vérifiée
Secondaires	6.79	74.33	-66,00	2.13	-4.73	Vérifiée

- **Vérification à l'ELS**

**État limite de compression du béton**

$$b \times y^2 / 2 + 15 \times A \times y - 15 \times A' \times d = 0$$

$$I = b \times y^3 / 3 + 15 [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times y / I$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

**Tableau V.12.** Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutre	Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> MPa	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
P.P	Appui	-52,84	12,33	74980,63	8.68	15	Vérifiée
	Travée	25,61	12,33	74980,63	4.21	15	Vérifiée
P.S	Appui	-26,04	10,99	51346.22	5.57	15	Vérifiée
	Travée	8,46	10,99	51346.22	1.81	15	Vérifiée

- **État limite de déformation (évaluation de la flèche)**

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

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0} \quad 3) \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

**Tableau. V.13.** Vérification de la flèche pour les poutres

	h <sub>t</sub>	B	L	A <sub>s</sub>	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4,2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
PP	40	30	5.15	6.88	0,077	0,071	0,0055	0,01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	4.10	5.75	0,085	0,06	0,0059	0,01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

- **Vérification des zones nodales**

**RPA99/2003 (Art 7.6.2)** exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

M<sub>s</sub> : Moment résistant dans le poteau inférieur. .

M<sub>n</sub> : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M<sub>w</sub> : Moment résistant gauche de la poutre.

M<sub>e</sub> : Moment résistant droite de la poutre

-Le moment résistant (M<sub>R</sub>) d'une section de béton dépend essentiellement :

Des dimensions de la section du béton.

De la quantité d'armatures dans la section du béton.

De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s ; \text{ Avec: } Z=0,9 \times h; \sigma_s = f_e / \gamma_s$$

**Tableau IV.14** Moments résistants dans les poteaux.

Niveau	h (m)	z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (kn.m)
RDC+etage1	0,6	0,54	28.65	538.39
étages 2,3	0,55	0,495	24.89	428.75
étages 4,5	0,55	0,495	22.24	383.10
étages 6,7	0,50	0,45	20.36	318.83
étages 8,9	0,45	0,405	15.21	160.27

**Tableau V.15** Moments résistants dans les poutres.

Niveau	Poutres principales				Poutres secondaires			
	h (m)	z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (kn.m)	h (m)	z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (kn.m)
<i>RDC+ Etage courant</i>	0,40	0,36	8.01	100.29	0,35	0,315	8.01	87.76
<i>Terrasse inacc</i>	0,40	0,36	6.79	85.02	0,35	0,315	5.75	63.03

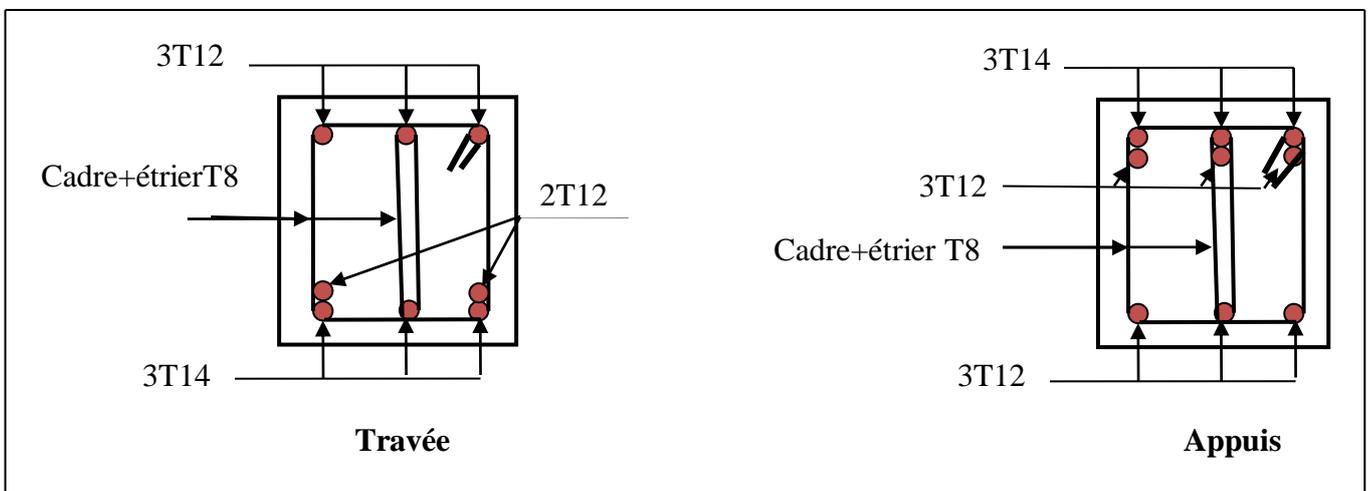
**Tableau IV.16** Vérification de la zone nodale

Niveau	MS	MN	MS+MN	Poutre	MW	ME	1.25 (MW+ME)	Observation
RDC+ Etage1	538.39	538.39	1076.78	PP	100.29	100.29	250.72	Vérifiée
				PS	87.76	87.76	219.40	
Etage 2,3	428.75	428.75	857.5	PP	100.29	100.29	250.72	Vérifiée
				PS	87.76	87.76	219.40	
Etage 4,5	383.10	383.10	766.2	PP	100.29	100.29	250.72	Vérifiée
				PS	87.76	87.76	219.40	

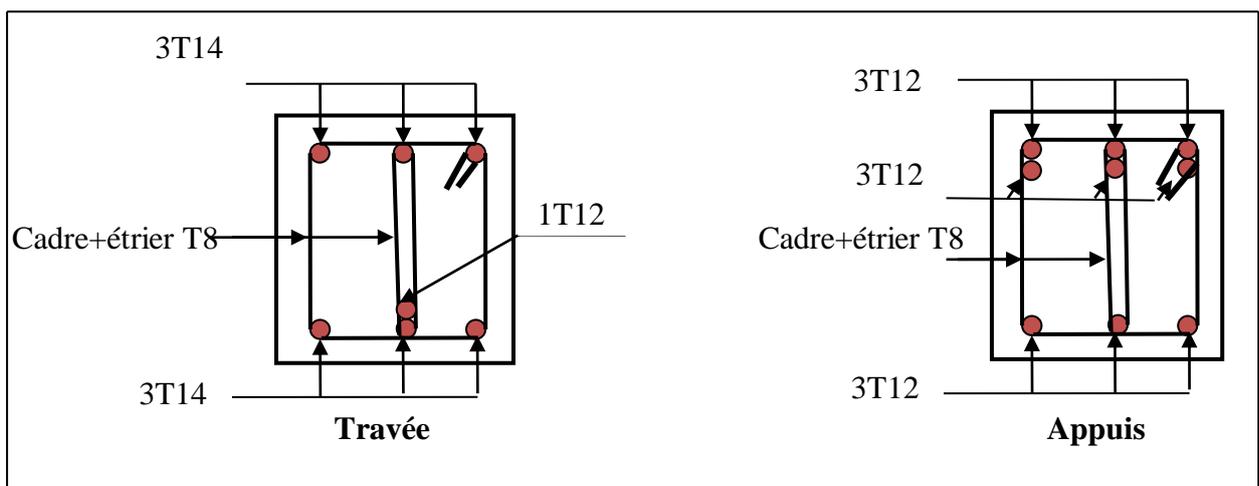
Etage 6,7,8	318.83	318.83	637.66	PP	100.29	100.29	250.72	Vérifiée
				PS	87.76	87.76	219.40	
Terrass inacc	0	318.83	318.83	PP	85.02	85.02	212.55	Vérifiée
				PS	63.03	63.03	157.57	

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieures aux moments résistants dans les poutres donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non dans les poteaux.

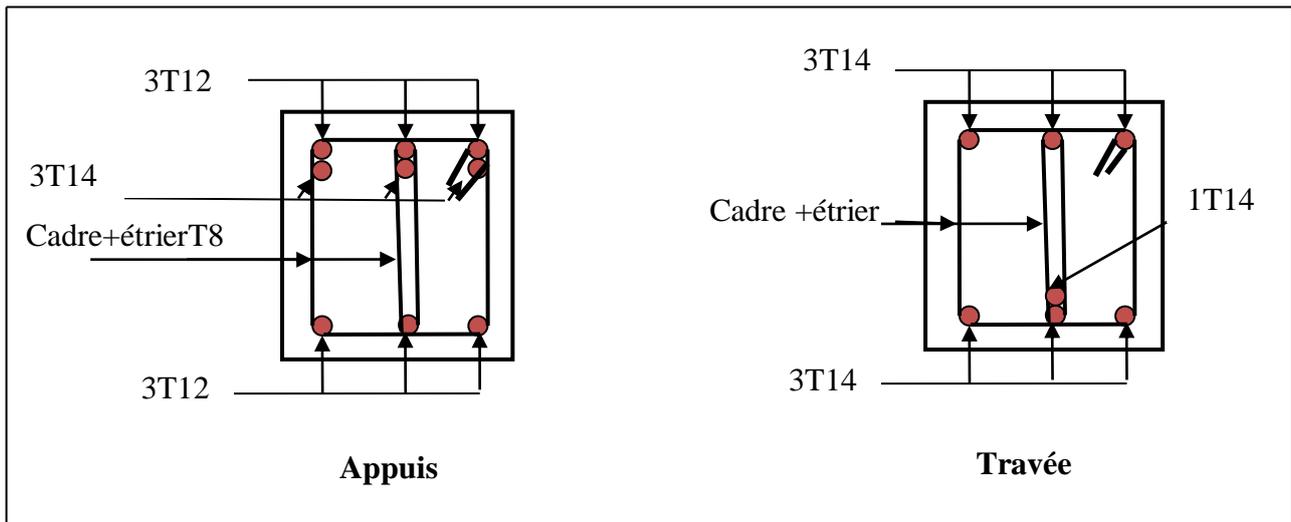
- **Figure V.2** Schémas ferrailage des poutres



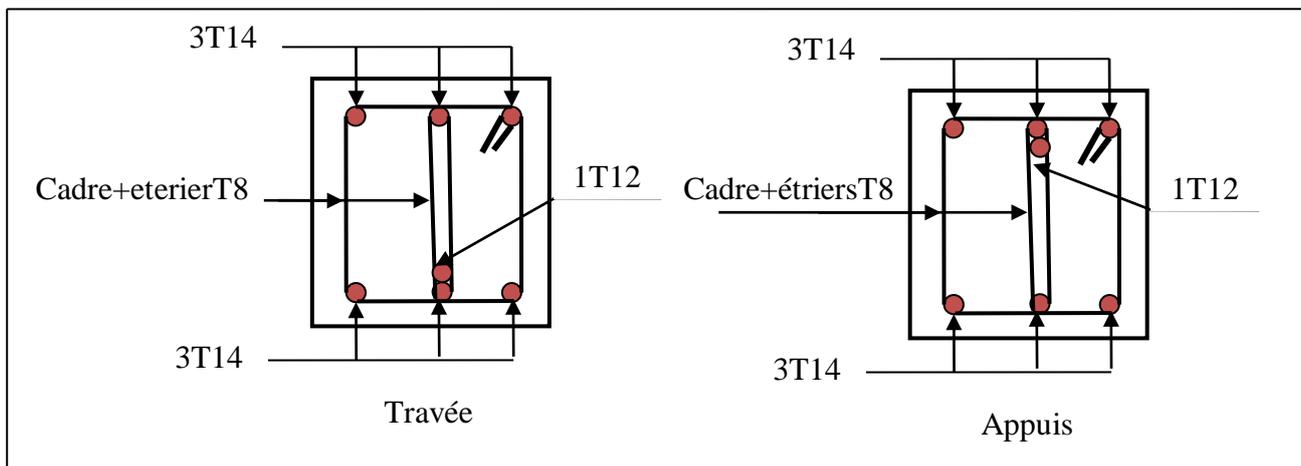
*Schémas de ferrailage des poutres principales étages courants*



*Schémas de ferrailage des poutres secondaire étage courant*



*Schémas de ferrailages des poutres principales terrasse inaccessible*



*Schémas de ferrailages des poutres secondaires terrasse inaccessible*

## V.4. Étude des voiles

### V.4. 1.Introduction

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont:

Rupture par flexion.

Rupture en flexion par effort tranchant.

Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes

1)  $1.35G+1.5Q$ 2)  $G+Q\pm E$ 3)  $0.8G\pm E$ - **Recommandations du RPA99****V.4. 2. Armatures verticales**

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est

$$A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec :

$l_t$  : longueur de la zone tendue,

$e$  : épaisseur du voile.

$$d = 0.9 h ; \quad d' = 0.1 h$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times e \times f_{c28} / f_e$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times l \times e$$

$$A = \max (A^{cal}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA})$$

**V.4. 2. Les armatures horizontales**

Disposée en deux nappes vers extrémité des armatures verticales. Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants pour empêcher leur flambant.

Elles sont calculées selon la formule suivante :

$$A_h^{cal} = A_v^{adop} / 4$$

$$A_h^{\min} = 0.15\% \times e \times h$$

$A_v^{cal} / \text{face}$  : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{V\min}^{BAEL}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v\min}^{RPA}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

$A_v^{adop} / \text{face}$  : Section d'armature verticale adaptée par face.

Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.

$S_t$  : Espacement.

$A_H^{\min}$  /face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

$A_H^{cal}$  /face : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

$A_H^{adap}$  /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.

#### V.4. 3.Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m<sup>2</sup> au moins.

#### V.4. 4.Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{VJ} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de tractions dus au moment de renversement.

#### V.4. 5.Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

##### - Le pourcentage minimal d'armatures

$A_{\min} = 0,15\% \times b \times h$  Dans la zone extrême de voile ;

$A_{\min} = 0,10\% \times b \times h$  Dans la zone courante du voile.

Le diamètre des barres (horizontales et verticales)  $\emptyset < a/10$

L'espacement  $S_t = \min(1,5 \times a; 30cm)$  avec  $a$  : épaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m<sup>2</sup>

##### Les longueurs de recouvrement

40 $\emptyset$  Pour les barres situées dans zone tendus

20 $\emptyset$  Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

#### Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS16, les résultats des sollicitations max de calcul dans le voile Vx4=1.7m sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.17.** Sollicitations maximales dans le voile Vx4

	Nmax et (Mcors)		Nmin (Mcors)		Mmax	Ncors	V
RDC	1862.78	-54.61	481.09	-96.34	-648.58	1035.56	166.06

1+2+3	1103.92	215.33	334.07	155.61	-504.99	739.06	108.49
4+5+6	627.36	-278.49	238.09	-348.41	-421.13	375.83	97.74
7+8+9	183.12	-311.55	56.91	-217.01	-311.55	183.12	70.05

**Sens Y-Y****Tableau V.18.** Sollicitations maximales dans le voile  $Vy1=2.25m$ 

	Nmax et (Mcors)		Nmin (Mcors)		Mmax	Ncors	V
RDC	1356.99	-1112.87	35.71	6.23	1298.19	106.87	365.33
1+2+3	813.19	98.48	266.35	177.37	704.54	308.35	147.84
4+5+6	546.62	-232.37	61.91	413.99	446.68	168.85	100.39
7+8+9	215.51	-62.15	28.11	309.55	354.78	62.41	70.39

**- Armatures longitudinales****Exemple de calcul**

On prend comme exemple  $Vx4(RDC) = 1.7m$

**-Nmax et Mcor**

$L = 1.7 m ; e = 0.20 m$

$d = 1.65m, d' = 5cm$

$f_{c28} = 25 Mpa$

acier Fe E400

$f_{bu} = 14.2Mpa$

$N^{max} = 1862.78(\text{compression}) \Rightarrow M^{cor} = -54.61KN.m$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{54.61}{1862.78} = 2.93cm < \frac{l}{2} = \frac{1.7}{2} = 85cm$$

$c$  à l'intérieur de la section

$$A = N_U (d - d') - M_{UA}$$

$$B = (0.337h - 0.81d')b.h.f_{bu}$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U \left( d - \frac{l}{2} \right) = 1544.82KN.m$$

$$A=1621.90 \text{ KN}$$

$$B = 12852.10 \text{ KN}$$

$A < B$  Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\text{Calcul de } \mu_{bu} : \mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times d^2 \times \epsilon} = \frac{1544.82 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1.65^2 \times 0.2} = 0,199 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \epsilon_{st} = \frac{3,5}{1000} \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,281 \Rightarrow \epsilon_{st} = 4,290 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1.46 \text{ m.}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{1544.82 \times 10^{-3}}{1.46 \times 348} = 30.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_s} = 30.31 - \frac{1832.78 \times 10^{-3}}{400} = -25.65 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

#### -Nmin et Mcor

$$N_{min} = 481.09 \text{ KN et } M_{cor} = 96.34 \text{ KN.m}$$

$$e_G = 0.20 \text{ m} < 0.85 \text{ m}$$

$$M_{ua} = 481.21 \text{ KN.m}$$

$$(A) = 336.46 \text{ KN}$$

$$(B) = 12852.10 \text{ KN}$$

$A < B$  : La section partiellement comprimée

$$\mu_{bu} = 0.062 ; \alpha = 0.08 ; z = 1.59 \text{ m}$$

$$A_s = -3.48 \text{ cm}^2 \text{ donc } A_s = 0 \text{ cm}^2$$

#### -Mmax et Ncor

$$M_{max} = 648.58 \text{ KN.m et } N_{cor} = 1035.56 \text{ KN}$$

$$e_G = 0.62 \text{ m} < 0.85 \text{ m}$$

$$M_{ua} = 1477.02 \text{ KN.m}$$

$$(A) = 179.87 \text{ KN}$$

$$(B) = 12852.10 \text{ KN}$$

A < B : La section partiellement comprimée

$$\mu_{bu} = 0.190; \alpha = 0.267; z = 1.47 \text{ m}$$

$$A_s = 2.9 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = N/B + (M \times Y) / I = 1035.56 \times 10^{-3} / 0.34 + (648.58 \times 10^{-3} \times 0.85) / 0.081 = 9.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = N/B - (M \times Y) / I = 1035.56 \times 10^{-3} / 0.34 - (648.58 \times 10^{-3} \times 0.85) / 0.081 = -3.76 \text{ MPa}$$

Soit  $L_t$  la longueur de la partie tendue.

$$L_t = \sigma_{\min} * L / (\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) = 0.46 \text{ m}$$

**-La quantité d'armatures minimales dans la zone tendue :**

$$A_V^{\min} = 0.2\% \times e \times L_t = 1.84 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 2.9 \text{ cm}^2$$

On feraille avec  $A_{cal}$ .

**-La quantité d'armatures minimales dans la zone comprimée :**

$$L_c = L - 2L_t = 0.78 \text{ m}$$

$$A_{min} = 0.1\% * e * L_c = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.15\% * e * L = 5.1 \text{ cm}^2 \text{ (en zone globale de voile par RPA)}$$

$$A_{min} = 0.23 * d * e * f_t / f_e = 3.98 \text{ cm}^2 \text{ (dans le voile par BAEL)}$$

**-Espacement des armatures verticales :**

$$S_t \leq (150e ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm en dehors de } L/10 \text{ de voile}$$

$$S_t = 10 \text{ cm en longueur } L/10 \text{ de voile}$$

**-Armatures horizontales :**

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$A_h / e * s_t \geq \tau_u / 0.8 * f_e$$

$$V_{\max} = 166.06 \text{ KN}$$

$$T_u = 1.4 * V / e * d = 0.70 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } S_t = 20\text{cm} \rightarrow A_h > 0.87\text{cm}^2 \text{ on adopte } 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte pour } A_h = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

**-Choix d'armatures verticales :**

$$\text{En zone tendu } A_{zt} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

En zone comprimée  $A_{zc} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.19 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile  $V_{X4}$  dans tous les niveaux**

Sens Y-Y

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	7 <sup>ème</sup> , 8 et 9 étages
Section ( $\text{m}^2$ )	0,20×1,7	0,15×1,7	0,15×1,7	0,15×1,7
$M(\text{KN})$	648.58	504.99	421.13	311.55
$N(\text{KN})$	1035.56	739.06	375.83	183.12
Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
$V(\text{KN})$	166.06	108.49	97.74	70.05
$\tau(\text{MPa})$	0.70	0.61	0.55	0,39
$\bar{\tau}=0.2f_{c28} \text{ MPa}$	5	5	5	5
$A_v^{cal}(\text{cm}^2)$	2.9	2.86	1.88	1.19
$A_v^{min}(\text{cm}^2)$	5.1	3,82	3,82	3,82
$A_v^{adop}(\text{cm}^2)$	5.65	4.39	4.39	4.39
$N^{barres} / \text{face}$	5HA12	4HA12	4HA12	4HA12
$S_t(\text{cm})$	10	10	10	10
$A_h^{cal}(\text{cm}^2) \geq$	0.87	0.56	0.51	0.36
$A_h^{min}(\text{cm}^2)$	0,5	0,4	0,4	0.4
$A_h^{adop}(\text{cm}^2)$	1.01	1.01	1,01	1.01
$N^{barres} / \text{face}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20

Tableau V.20 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile  $V_{YI}$  dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	7 <sup>ème</sup> , 8 et 9 étages
Section (m <sup>2</sup> )	0,20×2,25	0,15×2.25	0,15×2.25	0,15×2.25
$M(KN)$	1112.87	98.48	232.37	62.15
$N(KN)$	1356.99	813.19	546.62	215.31
Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
$V(KN)$	365.33	147.84	100.39	70.39
$\tau(MPa)$	1.16	0.62	0.42	0,29
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}(MPa)$	5	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	3.58	0	0	0
$A_v^{min}(cm^2)$	6.75	5.06	5.06	5.06
$A_v^{adop}(cm^2)$	9.05	5.65	5.65	5.65
$N^{barres}/face$	8HA12	5HA12	5HA12	5HA12
$S_t(cm)$	10	10	10	10
$A_h^{cal}(cm^2) \geq$	1.45	0.77	0.52	0.36
$A_h^{min}(cm^2)$	0,6	0,5	0,5	0.5
$A_h^{adop}(cm^2)$	1.57	1.01	1,01	1.01
$N^{barres}/face$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20

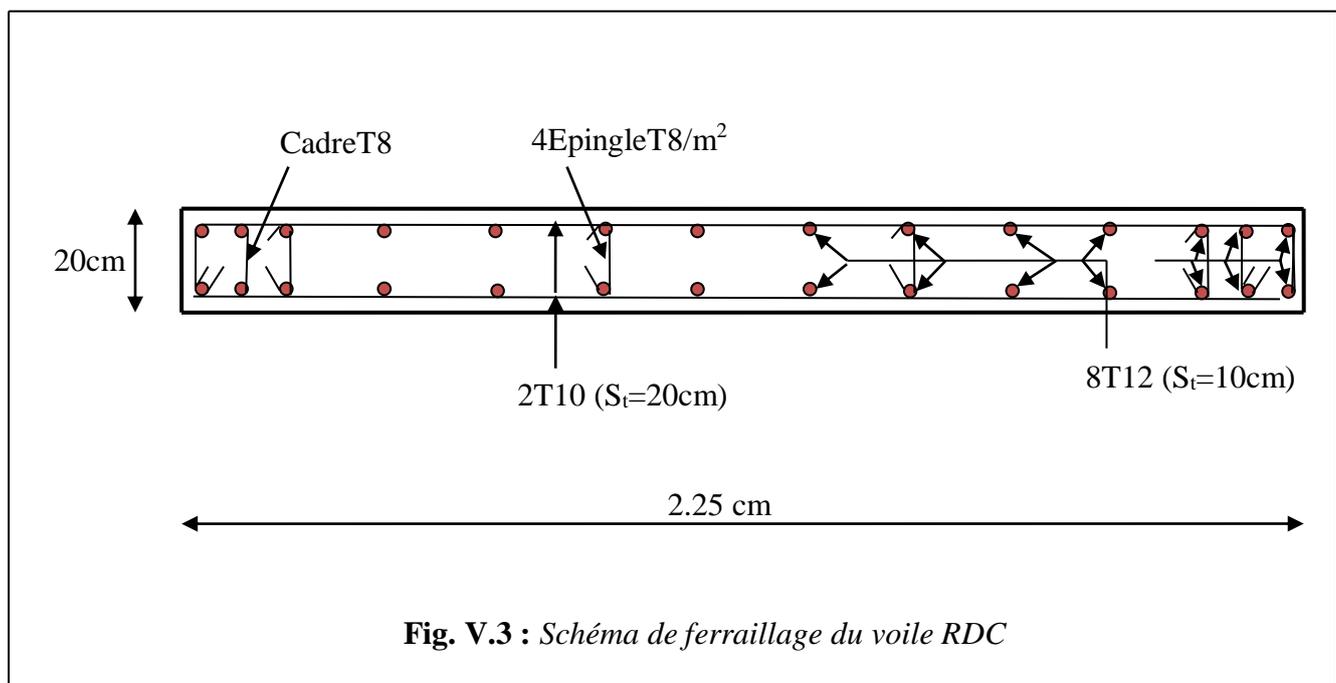


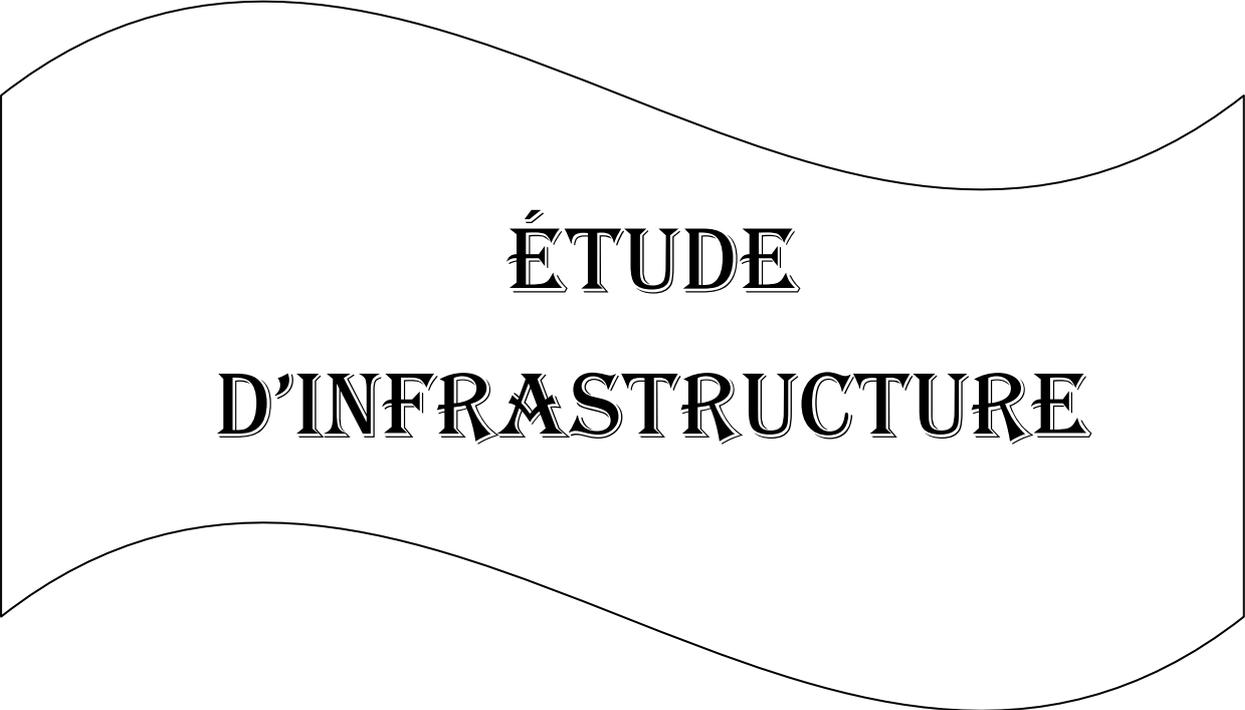
Fig. V.3 : Schéma de ferrailage du voile RDC

### V.5.CONCLUSION

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Pour ce qui concerne les poteaux courts (sont situé au croisement des planchers) on a disposé un ferrailage transversal important par rapport aux autres poteaux car l'élançement géométrique des poteaux court est plus petit.



**ÉTUDE  
D'INFRASTRUCTURE**

## VI.1 Introduction

Une fondation est un élément de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculer qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charge et évite les tassements différentiels.

## VI.2 Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ La charge transmise au sol.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

## VI.3 Vérification des différents types de fondation

### VI.3.1 Combinaisons d'actions à considérer

D'après le *RPA99 (Article 10.1.4.1)* les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :  $G + Q \pm E$  ;  $0.8 \times G \pm E$

### VI.3.2 Vérification des semelles isolées

LA vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par ETABS16

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol = 1.5 bar

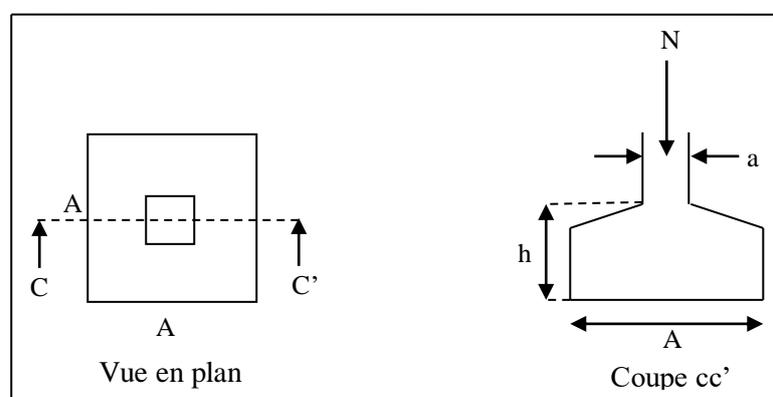


Figure VI.1 Semelle isolée.

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans cette structure donne un effort normal de l'ordre :  $N=1930.484$  KN sous la combinaison  $G+Q+E_x$ .

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

$$(A.B) \geq N/\sigma_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On a une semelle et un poteau homothétique

$$A/b=B/h \dots \dots \dots (2)$$

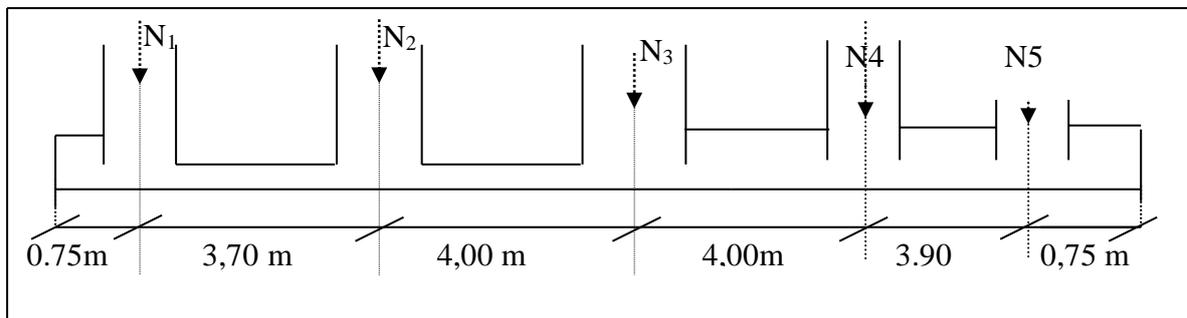
On remplace 2 dans 1 :

$$B \geq \sqrt{\frac{h}{b}} \times N/\sigma_{sol} = 3.74m$$

D'après le résultat, On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans ce cas ne convient pas.

**VI.3.3 Vérification des semelles filantes**

Choissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux.



**Figure VI.2 Semelle filante**

On doit vérifier :  $\frac{N}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$

Avec :

$N_1= 646.3371$  ;  $N_2 = 1219.5195$  ;  $N_3 =1195.4401$ ;  $N_4=1604.4857$  ;  $N_5 = 1573.7818$  KN

Avec :  $N = \sum N_i = 6239.54$  KN

$$\sum N_i = 6239.54 \text{KN}$$

$B \geq N/\sigma_{sol} \times L = 6239.54/(150 \times 15.60) = 2.66m$  on prend 2.75 m

On à la largeur de la semelle égale à 2,75 donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour ce cas sachant que l'entre axe entre le portique ci-dessus et celui adjacents est de 2,1m, donc on passe au radier général.

## VI.4 Étude du radier général

### VI.4.1. Définition

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol ;
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes ;
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

### VI.4.2. Prédimensionnement

#### ➤ La condition de coffrage

$L_{\max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$\text{Nervure} : h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} \quad L_{\max} = 5.15\text{m} \implies h_t = 51.5 \text{ cm}$$

$$\text{Dalle} : h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad L_{\max} = 5.15\text{m} \implies h_r = 25.75 \text{ cm}$$

#### ➤ La condition de raideur (rigidité)

Pour un radier rigide, il faut que  $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

$l_e$  : Longueur élastique.

$E$ : Module de Young.

$I$ : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1 ml.

$K$  : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc  $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4.10^4 \text{ KN/m}^3$

$$E = 3,21642 \times 10^7 \text{ KN/m}^2.$$

$b$  : Largeur de l'élément considéré par (ml).

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc :  $h_t \geq 75.5$  cm on opte pour  $h_t = 80$  cm et  $h_r = 30$  cm

➤ **La surface du radier**

$$S_{\text{rad}} \geq N_{\text{ser}} / \sigma_{\text{sol}}$$

$$N_{\text{ser}} : \text{donné par ETABS16} \Rightarrow N_{\text{ser}} = 45199.53 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow S_{\text{rad}} = 301.33 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } S_{\text{bat}} = 390 \text{ m}^2$$

Donc :  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 390 \text{ m}^2$  (Le radier ne comporte pas de débord).

### VI.4.3. Les vérifications nécessaires

➤ **Vérification au poinçonnement**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\mu_c$  : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$Q_u$  : charge de calcul à l'ÉLU pour l'élément vertical le plus sollicité.

$h_t$  : L'épaisseur totale de radier

$$\mu_c = (a+b+2ht) \times 2 = 2(0,55+0,60+2 \times 0,80) = 5,50 \text{ m}$$

$$2,21091 \text{ MN} \leq 0,045 \times 5,5 \times 0,80 \times 25 / 1,5 = 3,3 \text{ MN}$$

Donc la condition est vérifiée

➤ **Vérification au cisaillement**

D'après le CBA93 (article A.5.1.2.1.1), on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left( 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

On considère une bande de largeur  $b=1$  m

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2S} = 409.47 \text{ kn avec } N_u = 62009.59 \text{ kn}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 0.3 = 0.27 ; \tau_v = 409 / (1 \times 0.27) = 1,51 \text{ MPA} < 2.5 \text{ MPA}$$

C'est vérifié, donc pas de risque de cisaillement dans le radier.

➤ **Vérification de la contrainte du sol**

- Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. (DTR BC 2.33.1 (article : 3.5.4.1.(a)).

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol} \quad ; \quad \sigma_x = \frac{N'}{S} \pm \frac{M_x}{I_x} \times x_G \quad \text{et} \quad \sigma_y = \frac{N'}{S} \pm \frac{M_y}{I_y} \times y_G$$

A partir du programme **Socotec** on a :

$$I_x = 24959.66 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 14.29\text{m} \quad ; \quad I_y = 23309.78\text{m}^4, \text{ et } Y_G = 8.13\text{m}.$$

Avec :

$\sigma_{max}$  et  $\sigma_{min}$  : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

$N'$  : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$  : Moments sismiques à la base

**NB** : L'effort normal N et le moment doivent être à l'ELS

Donne:  $N' = 45,199 \text{ Mn}$  ;  $M_x = 34,095 \text{ Mn.m}$  ;  $M_y = 63,703 \text{ Mn.m}$  ;  $S = 390 \text{ m}^2$ .

**Sens XX:**

$$\sigma_{Max} = \frac{45,199}{390} + \frac{34,095}{24959.6} \times 14.29 = 0,151 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Min} = \frac{45,199}{390} - \frac{34,095}{24959.6} \times 14.29 = 0,112 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = 0,141 \text{ MPa} < 0,15 \text{ MPa}$$

**Sens YY :**

$$\sigma_{Max} = \frac{45,199}{390} + \frac{63,095}{23309.78} \times 8,13 = 0,153 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Min} = \frac{45,199}{390} - \frac{34,095}{23309.78} \times 8,13 = 0,109 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = 0,142 \text{ MPa} < 0,15 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée dans les deux sens.

#### VI.4.4. Ferrailage

##### a) La dalle du radier

La dalle sera calculée comme une dalle plein renversé, appuyé sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

$$L_x = 4\text{m} ; L_y = 5,15\text{m}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

$Q_u = N_u / S_{rad}$

$N_u = 62009.59 \text{ KN}$

$N_U$  : Est l'effort ultime.

Donc :  $Q_u = 62009.59 / 390 = 158.99 \text{ kn/m}^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,77 \geq 0.4$  la dalle travaille dans les deux sens

• **ELU :**

$\rho > 0,4 \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,5440 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Aannexe I}$

$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$                        $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$   
 $M_{0x} = 144,12 \text{ KN.m}$                        $M_{0y} = 78,40 \text{ KN.m}$

**Calcul des moments corrigés**

• **En appuis**

$M_x = M_y = 0.5 M_{0x} = -72.06 \text{ kn.m}$

• **En travée**

Sens x-x :  $M_x = 0.75 M_{0x} = 108.08 \text{ kn.m}$

Sens y-y :  $M_y = 0.85 M_{0y} = 66.64 \text{ kn.m}$

Le ferrailage se fait pour une section (b.h)= (1×0.3) et les résultats résumées dans le tableau suivant :

**Tableau VI-1** Section des armatures du radier.

		M(KN.m)	Acal (c m <sup>2</sup> )	Amin (c m <sup>2</sup> )	Aadpt (c m <sup>2</sup> )	Choix Des barres	ST (cm)
<b>Sens x-x</b>	<b>Travée</b>	108.08	14,95	3,01	16,08	8HA16	12.5
	<b>Appui</b>	72.06	10,43	3,01	10,78	7HA14	15
<b>Sens y-y</b>	<b>Travée</b>	66.64	9,18	3,01	9,24	6HA14	15
	<b>Appui</b>	72.06	10.43	3,01	10.78	7HA14	15

➤ **Condition de non fragilité**

On calcule  $A_{min}$  :

$\left. \begin{matrix} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0,4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$

On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$

$$\begin{aligned} h_r &= e = 30\text{cm} \\ b &= 100\text{cm} \\ \rho &= 0,77 \end{aligned} \quad \begin{cases} A_{\min}^x = 2,67\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 2,4\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 4) = 2,5\text{MPa}.$$

$$\ast V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{ly^4}{(lx^4 + ly^4)} = 265,13\text{KN}.$$

$$\tau_{ux} = \frac{265,13 \times 10^{-3}}{1 \times 0,30} = 0,88\text{MPa} < 1,25\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

$$\ast V_y = \frac{q_u \times ly}{2} \times \frac{lx^4}{(lx^4 + ly^4)} = 124,22\text{KN}.$$

$$\tau_{uy} = \frac{124,22 \times 10^{-3}}{1 \times 0,3} = 0,44\text{MPa} < 1,25\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

➤ **Verification a L'ELS**

$$\mu_x = 0,0661$$

$$\mu_y = 0,6710$$

$$N_{ser} = 45199.53\text{KN}$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{45199.53}{390} = 115.89\text{KN} / \text{m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times (L_x)^2 = 0,0661 \times 115,89 \times (4)^2 = 122,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 82,22\text{KN.m}$$

➤ **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 91,92 \text{ KN.m}.$$

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 69.90 \text{ KN.m}.$$

➤ **Moment en appui**

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5M_{0x} = -61.28\text{KN.m}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3f_e, 110\sqrt{\eta f_{ij}}) = 201,6 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.2 vérification des contraintes.

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	$M_t$	91.92	8,83	86012.8	10,69	290	15	201.6
	$M_a$	61.28	7,42	63590.3	8,10	288.04	15	201.6
y-y	$M_t$	69.90	7.08	56336.7	9,95	317.48	15	201.6
	$M_a$	61.28	7.42	63590.3	8.10	288.04	15	201.6

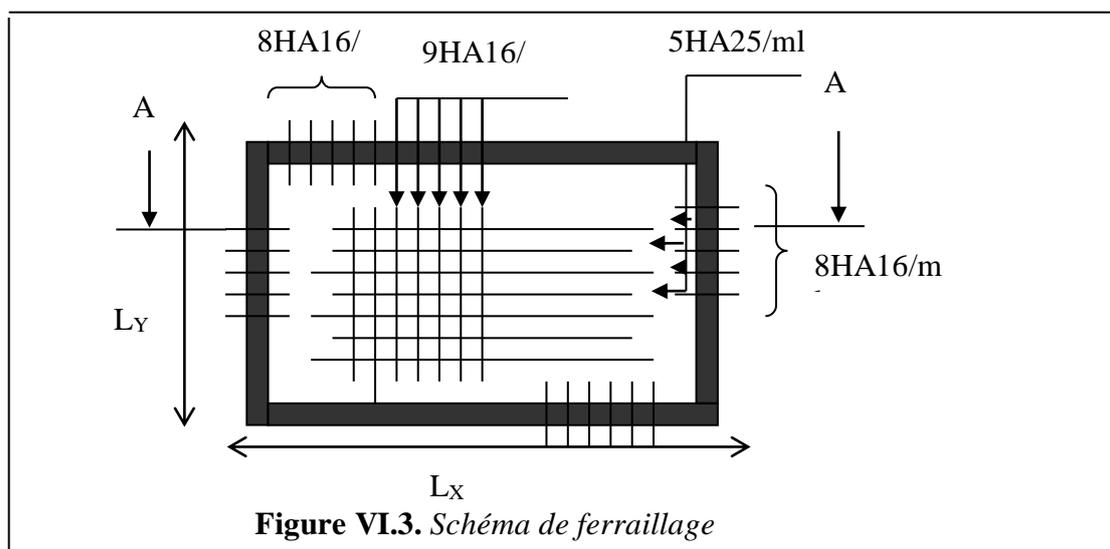
On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on recalcule la section de ferrailage à L' ELS.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau VI-3 Section des armatures du radier

Elément		Mser Kn.m	B 10 <sup>-2</sup>	A	Acal Cm <sup>2</sup>	Aadop Cm <sup>2</sup>
Travée	Xx	91.92	0.34	0.32	23.14	5HA25 /24.54
	Yy	69.90	0.26	0.28	17.33	9HA16 /18.10
Appui		61.28	0.22	0.27	15.42	8HA16/16.08

VI.4.5.Schéma de ferrailage



**b) Ferrailage des nervures**

**b.1. Les sollicitations sur les nervures**

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

**Tableau VI-4** Les sollicitations sur les nervures

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$
$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	

Avec :  $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$  ;  $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$

Avec :  $P$  charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

$q_u = 158,99 \text{ KN/m}^2$ ,  $q_s = 115,89 \text{ KN/m}^2$

**Calcul des sollicitations**

➤ **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

Les longueurs fictives :

$$l' = \begin{cases} l \\ 0,8 \times l \end{cases}$$

*travée de rive.*  
*Travée intermédiaire*

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0,15 \times M_0 \quad \text{Avec} \quad M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

➤ **Moments en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left( 1 - \frac{x}{l} \right) + M_d \left( \frac{x}{l} \right)$$

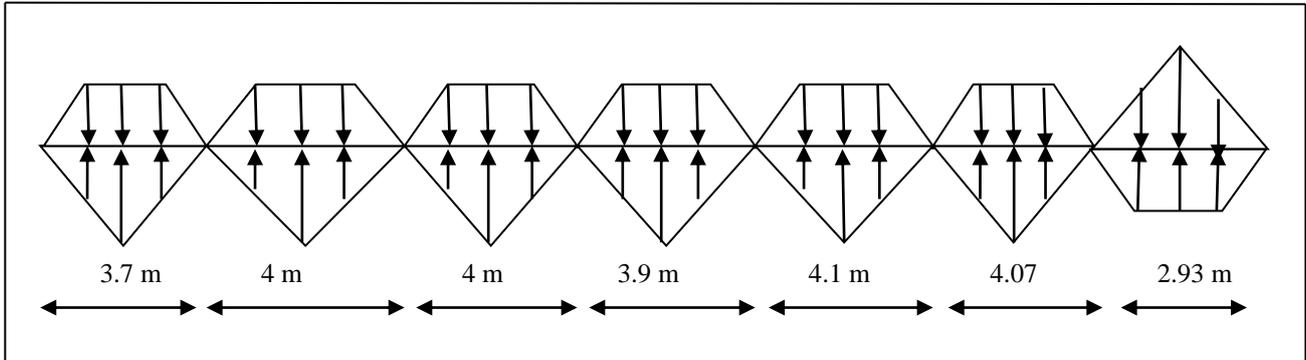
$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad \text{et} \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

**Effort tranchant**

$$V^{max} = Q_u \times L/2 + (M_g + M_d)/L$$

**Sens X-X :**



**Figure VI.4.** Schémas des sollicitations sur les nervures

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.5 :** Sollicitations de la nervure de radier sens X-X (ELU)

Travée	L(m)	L'(m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	X (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>u</sub> (KN)
<b>A-B</b>	3.7	3.7	397.97	0	-591.83	1.51	504.41	454.09
<b>B-C</b>	4.0	3.2	444.12	-591.83	-535.03	2.27	871.78	599.71
<b>C-D</b>	4.0	3.2	444.12	-535.03	-513.58	2.14	839.97	580.13
<b>D-E</b>	3.9	3.12	429.25	-513.58	-538.67	2.19	825.37	579.84
<b>E-F</b>	4.1	3.28	460.99	-538.67	-574.93	2.20	890.41	591.42
<b>F-G</b>	4.07	3.25	455.73	-574.93	459.31	2.09	844.52	577.66
<b>G-H</b>	2.93	2.93	337.26	-459.31	0	1.48	397.89	389.68

**Tableau VI.6 :** Sollicitations de la nervure de radier sens X-X (ELS)

Travée	L(m)	L'(m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	X (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
<b>A-B</b>	3.7	3.7	290.08	0	-431.91	1.51	367.89
<b>B-C</b>	4.0	3.2	323.72	-431.91	-389.92	2.27	635.34
<b>C-D</b>	4.0	3.2	323.72	-389.92	-374.26	2.14	612.18
<b>D-E</b>	3.9	3.12	312.89	-374.26	-392.55	2.19	601.53
<b>E-F</b>	4.1	3.28	336.01	-392.55	-413.06	2.20	645.77

<b>F-G</b>	4.07	3.25	332.18	-413.06	-334.81	2.09	664.02
<b>G-H</b>	2.93	2.93	245.84	-334.81	0	1.48	339.53

Sens Y-Y

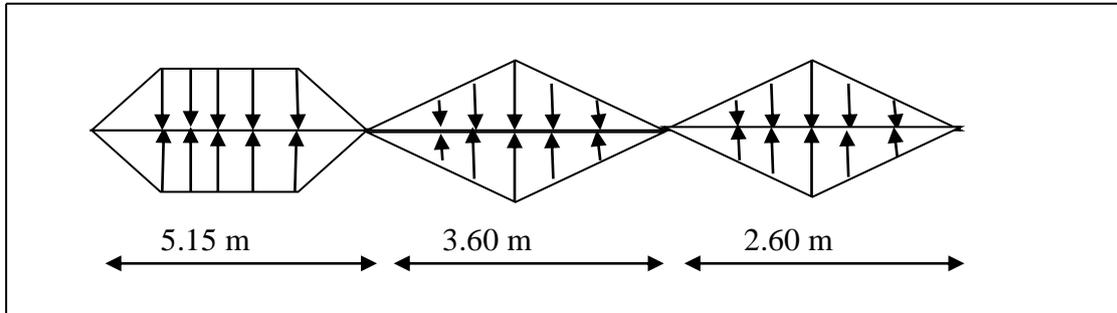


Figure VI.5. Schémas des sollicitations sur les nervures

Tableau VI.7 : Sollicitations de la nervure de radier sens Y-Y (ELU)

Travée	L (m)	L'	$P_u$ (KN/ m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	X (m)	$M_t^{max}$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
A-B	5,15	5.15	639.21	0	-1377.75	2.18	1097.86	676.92
B-C	3.60	2.88	281.68	-1377.75	-248.43	1.42	955.13	737.89
C-D	2.60	2.60	275.58	-248.43	0	1.11	273.84	302.23

Tableau VI.8 : Sollicitations de la nervure de radier sens Y-Y (ELS)

Travée	L (m)	L'	$P_u$ (KN/ m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	X (m)	$M_t^{max}$ (KN.m)
A-B	5,15	5.15	487.65	0	-1065.33	2.18	1069.10
B-C	3.60	2.88	278.14	-1065.33	-218.43	1.42	910.65
C-D	2.60	2.60	200.88	-218.43	0	1.11	221.01

3) ferrailage des nervures :

Sens X-X : Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=0.80\text{ m}$

$h_0=0.30\text{m}$

$b_0=0,60\text{m}$

$d=0.75\text{m}$

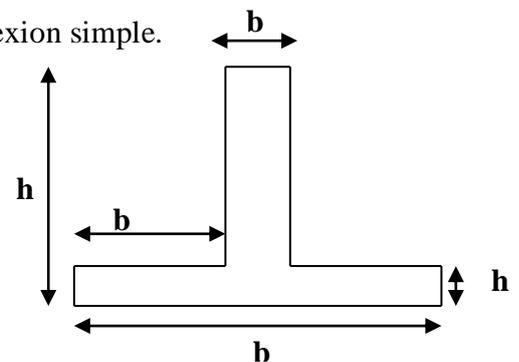


Figure. VI.6. Section à ferrailé.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y^{\min}}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{410}{10}; \frac{260}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0,41; 1,3)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0,4\text{m}$$

$$\text{Donc : } b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 0,40 + 0,6 = 1,4\text{m.}$$

**Sens Y –Y**

$$h = 0,80 \text{ m}$$

$$h_0 = 0,30\text{m}$$

$$b_0 = 0,60\text{m}$$

$$d = 0,75\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x^{\min}}{10}; \frac{l_y}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{2,93}{10}; \frac{5,15}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0,29; 2,57)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0,25\text{m}$$

$$\text{Donc : } b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 0,25 + 0,6 = 1,1\text{m.}$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.9. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X).**

Sens	Localisation	$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
X-X	Travée	890.41	35.57	12.67	<b>39.27</b>	<b>8HA25</b>
	Appui	591.83	23.31	12.67	<b>25.13</b>	<b>8HA20</b>

**Sens Y-Y**

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.10. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y).**

Sens	Localisation	$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
Y-Y	Travée	1097.86	43.81	9.96	<b>49.09</b>	<b>10HA25</b>
	Appui	1377.75	54.97	9.96	<b>55.92</b>	<b>5HA32+5HA20</b>

➤ **Vérifications**

**A l'ELU**

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\mu_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

Tableau VI.11 .Vérification de l'effort tranchant (ELS).

Sens	Vu (KN)	(MPa) $\tau_{bu}$	(MPa) $\tau_{bu}$	Observation
Sens X-X	599.71	0,57	2,5	Vérifiée
Sens Y-Y	739.89	0,89	2,5	Vérifiée

➤ **État limite de compression du béton**

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

➤ **Les contraintes dans l'acier**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63MPa$$

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63MPa$$

Tableau VI.12. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	664.02	21.26	2149601.06	6,56	15	249.73	201.63
	Appui	431.91	17.58	1496375.28	5.07	15	248.60	201.63
Y-Y	Travée	1069.10	25.69	2412092.71	11.38	15	327.83	201.63
	appui	1065.33	27.04	2654297.90	10.85	15	288.73	201.63

On remarque que les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées donc on doit recalculer les sections de ferrailage à L'ELS.

On aura :

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.13.section d'armatures des nervures

Sens		M <sub>ser</sub> (KN.m)	$\beta 10^{-2}$ (cm)	$\alpha$	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>ado</sup> (cm <sup>2</sup> )
X-X	Travée	664.02	0.41	0.31	<b>49.02</b>	<b>10HA25=49.09</b>
	Appui	431.91	0.27	0.26	<b>31.32</b>	<b>10HA20=31.42</b>
Y-Y	Travée	1069.10	0.85	0.41	<b>31.69</b>	<b>4HA20+4HA25=32.21</b>
	Appui	1065.33	0.85	0.41	<b>30.02</b>	<b>4HA20+4HA25=32.21</b>

➤ **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(22.85; 60; 20)$$

Soit  $\phi_t = 10\text{mm}$

➤ **Espacement des aciers transversaux**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l\min}\right) \Rightarrow S_t = \min(20; 12; 20) = 12\text{cm} \text{ Soit } S_t = 10\text{cm}.$$

**NB :** vu l'importance de la hauteur des nervures il est nécessaire de mettre des armatures de peau à fin d'éviter la fissuration de béton.

D'après le **CBA93 (art A.7.3)**  $A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml}$  par la hauteur des nervures.

Nous avons :  $h = 80\text{ cm}$  donc  $A_p = 2.4\text{cm}^2$

On adopte  $2\text{HA}14 = 3.08\text{ cm}^2/\text{face}$ .

➤ Schémas de ferrailage des nervures

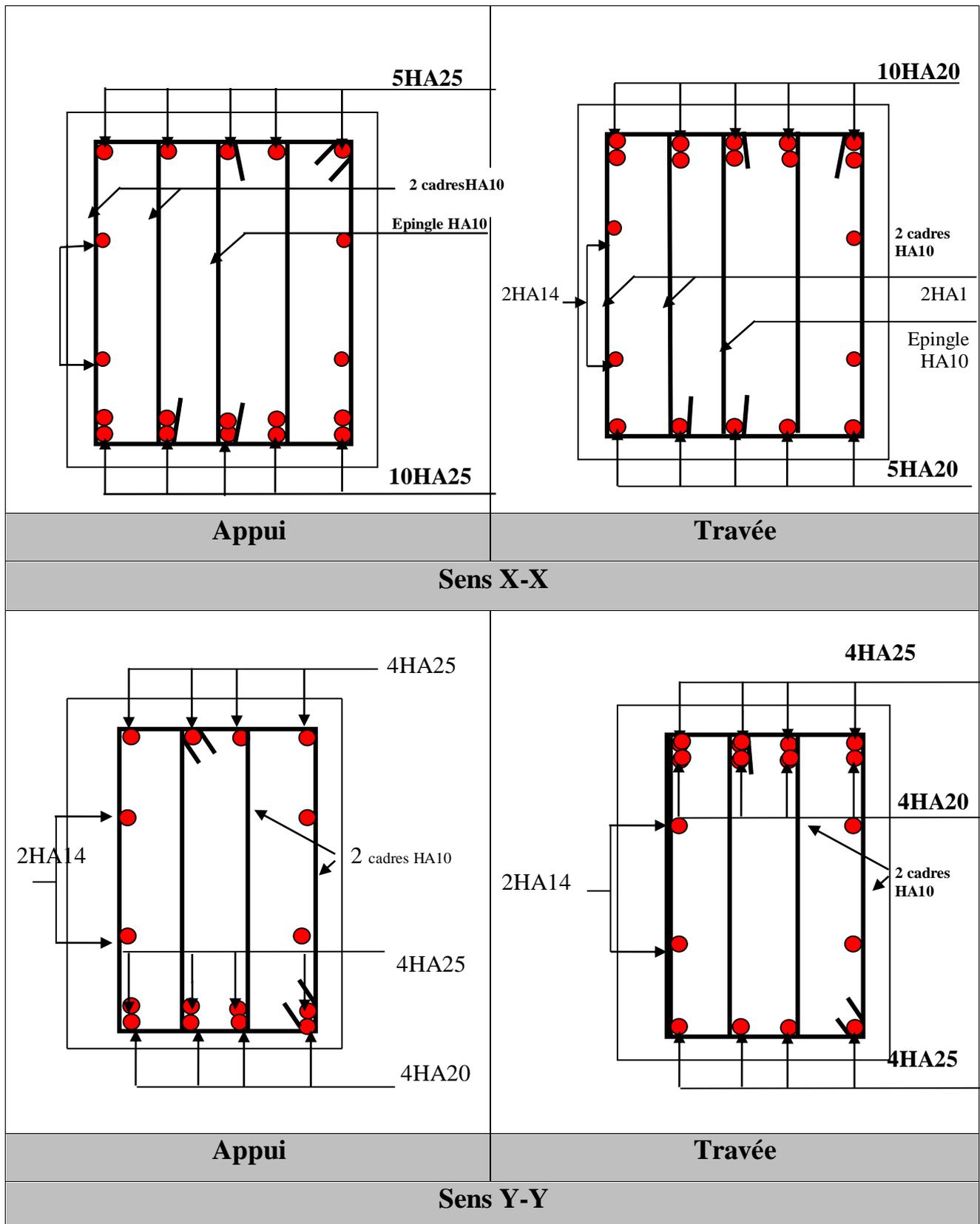


Figure VI.7. Schémas de ferrailage des nervures

### VI.5. Étude du voile périphérique

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, il est destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux.

#### a. Dimensionnement

Selon le RPA 99/version 2003(article 10.1.2)

$e \geq 15\text{cm}$  ; On prend  $e = 20\text{cm}$

#### b. Caractéristiques géotechniques du sol

D'après le rapport de sol on a :

L'angle de frottement interne :  $\varphi = 27.5^\circ$

La cohésion :  $C = 0.37 \text{ bar}$

Poids volumique des terres humides :  $\gamma_h = 20,95 \text{ KN/m}^3$

#### c. Évaluation des charges et surcharges

- La poussée des terres sur le rideau

$$G = \gamma_h \times h \times \left( \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) - 2 \times C \times \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow$$

$$G = 20.95 \times 3.06 \times \left( \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{27.5}{2} \right) \right) - 2 \times 37 \times \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{27.5}{2} \right)$$

$$G = 21.29 \text{ KN/m}^2$$

- Surcharges accidentelle :  $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{27.5}{2} \right) \Rightarrow Q = 3.68 \text{ KN/m}^2$$

#### e. Ferrailage du voile

Le voile s'appuie appuyé sur la structure (poteau – poutre) et la transmission des charges se fait comme une dalle pleine sur quatre appuis.

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\min} = 5.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\max} = 34.26 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 27.07 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.48 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

- À l'ELU

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0994 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} ; P_u = 27.07 \text{ KN/ml}$$

annexe 1.

$$M_x^0 = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x^0 = 10.76 \text{ KN.m} ; M_y^0 = \mu_y M_x^0 \Rightarrow M_y^0 = 2.69 \text{ KN.m}$$

#### -En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 9.15 \text{ KNm}$$

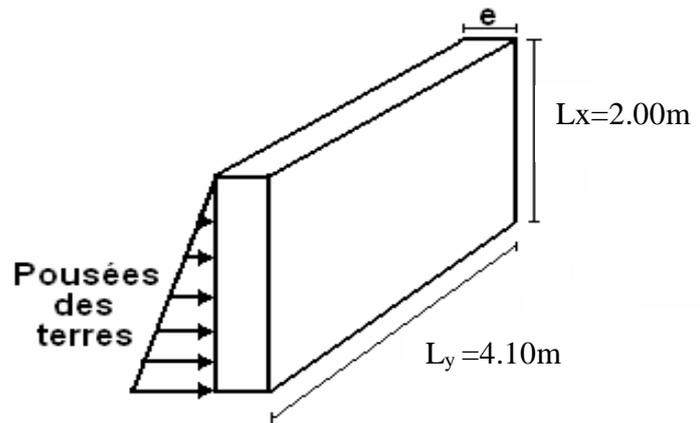


Figure VI.8: Voile périphérique.

Sens y-y' :  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 2.29KNm$

-En appui

Sens x-x' :  $M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 5.38KNm$

Sens y-y' :  $M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 1.35KNm$

• À l'ELS

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1026 \\ \mu_y = 0.3491 \end{cases} ; P_s = 19.64KN/ml \quad \text{annexe 1}$$

$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.06KNm$  ;  $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 2.81KNm$

-En travée

Sens x-x' :  $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.85KNm$

Sens y-y' :  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 2.39KNm$

-En appui

Sens x-x' :  $M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 4.03KNm$

Sens y-y' :  $M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 1.41KNm$

**Tableau VI.14:** tableau de ferrailage

Localisation		$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{adoptée} (cm^2/ml)$
En travée	Sens-x	0.035	0.044	0.176	2.63	5T10=3,93
	Sens-y	0.012	0.016	0.178	0.94	5T10=3,93
En appui	Sens-x	0.020	0.026	0.178	1.53	4T10=3,14
	Sens-y	0.0074	0.0094	0.179	0.55	4T10=3,14

• Vérification de la condition de non fragilité

$$\left. \begin{matrix} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.40 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \Rightarrow 0.0008 \times \frac{3-0.65}{2} \times 100 \times 20 = A_{min}^x = 1.88cm^2 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \Rightarrow 0.0008 \times 100 \times 20 = A_{min}^y = 1.6cm^2 \end{cases}$$

$A_{cal} < A_{min} \Rightarrow$  on ferraille avec  $A_{min}$

• Espacement des armatures :

Armatures //  $L_x$  :  $St = 20cm \leq \min(3e, 33 cm) = 33 cm$

Armatures //  $L_y$  :  $St = 20cm \leq \min(4e, 45 cm) = 45 cm$

• Vérification de l'état limite de compression du béton ;

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) < \min \left( \frac{1}{2} fe, 110 \sqrt{n.f_{28}} \right) = 10.8 MPa. \quad \text{(Fissuration très nuisible)}$$

Les résultats du calcul et vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.15: résultats de calcul et vérification à l'ELS.**

Localisation		Ms (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
En travée	Sens x-x	6.85	3.93	4.05	13686	3.72	15	192.32	201.63
	Sens y-y	2.39	3.93	4.05	13686	1.95	15	100.68	201.63
En appui	Sens x-x	4.03	3.14	3.67	11320	2.40	15	140.52	201.63
	Sens y-y	1.41	3.14	3.67	11320	1.25	15	73.56	201.63

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa.$$

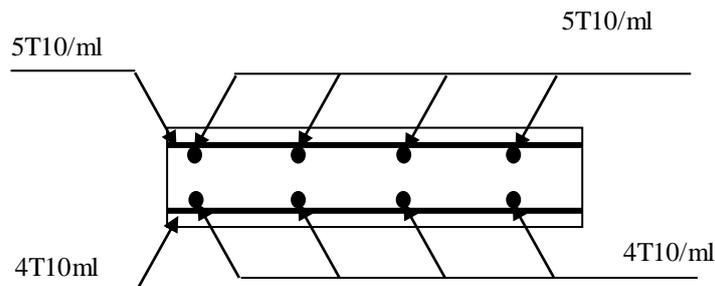
$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 18.04KN.$$

$$\tau_u = \frac{18.04 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} \Rightarrow \tau_u = 0.106MPa < 1.25MPa. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 21.83KN.$$

$$\tau_u = \frac{21.83 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} \Rightarrow \tau_u = 0.12MPa < 1.25MPa. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Schéma de ferrailage**



**Figure VI.9: Schéma de ferrailage du voile périphérique.**

**VI .6. Étude des Les longrines**

**VI .6. 1. Définition**

Les longrines sont des poutres de chaînage, de section rectangulaire, situées au niveau de l'infrastructure reliant les semelles.

**VI .6. 2. Rôle des longrines**

Elles ont pour rôle de :

- porter les murs de façades ;
- limiter les dallages ;
- solidariser les points d'appui d'un même bloc en s'opposant à leurs déplacements relatifs dans le plan horizontal.

### VI .6. 3. Dimensions minimales de la section transversale des longrines

$$b \times h = \begin{cases} 25 \times 30 : \text{Sites de catégorie } S_2 \text{ et } S_3. \text{ (C'est notre cas).} \\ 30 \times 30 : \text{Site de catégorie } S_4. \end{cases} \quad \text{RPA (Art 10.1.1.b)}$$

La hauteur  $h$  des longrines est définie par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad [1] \text{ (Art IV.2. 3)}$$

avec :

$L_{\max}$  : longueur maximale entre axes des longrines ;  $L_{\max} = 7,5$  m.

$$\Rightarrow \frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31.33 \leq h \leq 47 \text{ (cm)} \Rightarrow \text{Soit } \mathbf{h = 40 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm.}}$$

Les dimensions adoptées pour les longrines sont :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

### VI .6. 4. Calcul des longrines

RPA (Art 10.1.1.b)

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN.}$$

avec :

$N$  : c'est la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarités (poteaux) :

$\alpha$  : coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie du site considéré :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Site : } S_2 \\ \text{Zone : zone II} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha = 15$$

### VI .6. 5. Calcul des armatures

Le calcul des armatures en traction simple sera conduit selon les règles [B.A.E.L91] :

**a- Les armatures longitudinales( $A_l$ )**

BAEL (Art. A.4. 5. 33)

$$A_l \geq ( A_{(ELU)} ; A_{(ELS)} ).$$

avec :

$$\Rightarrow A_{(ELU)} : \text{section d'armatures calculée à l'état limite ultime : } A_{(ELU)} = \frac{F_{ELU}}{\sigma_s}$$

$$\diamond F_{ELU} = \frac{N_{Umax}}{\alpha} ; \text{ avec : } N_{Umax} : \text{ effort normal dans le poteau le plus sollicité à}$$

l'E.L.U.

$$\diamond \sigma_s = 348 \text{ MPa} : \text{ contrainte limite ultime de l'acier.}$$

$$\triangleright A_{(ELS)} : \text{ section d'armatures calculée à l'état limite de service : } A_{(ELS)} = \frac{F_{ELS}}{\sigma_s}$$

$$\diamond F_{ELS} = \frac{N_{Smax}}{\alpha} ; \text{ avec : } N_{Smax} : \text{ Effort normal dans le poteau le plus sollicité à}$$

l'E.L.S.

$$\diamond \sigma_s = 201.63 \text{ MPa} : \text{ Contrainte limite de service de l'acier.}$$

**b-Condition de non-fragilité****BAEL (Art.A.4. 2.1)**

$$A_{min} = b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 30 \times 35 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{5.51 \text{ cm}^2}.$$

**c-Minimum d'armature exigé par le RPA****RPA (Art.10.1.1.b)**

$$A_{min} = 0,6 \% b.d = 0,6\% 30 \times 35 = \mathbf{6.30 \text{ cm}^2}.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.16: Ferrailage longitudinal des longrines.**

$N_{Umax}$ (KN)	$F_{ELU}$ (KN)	$A_{(ELU)}$ (cm <sup>2</sup> )	$N_{Smax}$ (KN)	$F_{ELS}$ (KN)	$A_{(ELS)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min(B.A.E.L91)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min(RPA99)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
2110.94	140.72	6.19	1604.48	106.96	5.29	3.37	5.51	6.30	<b>6T12=6.79</b>

**b- Les armatures transversales ( $A_t$ )**

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \phi_{l \min}; \frac{b}{10} \right];$$

$$\text{Donc: } \phi_t \leq \min \left[ \frac{35}{35}; 1,2; \frac{30}{10} \right] = \min [ 1; 1,2; 3 ] = 1 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

On va choisir un cadre et un étriers  $\Rightarrow$  3 barres.

$$\text{Donc, on adoptera } 3HA8 \Rightarrow A_t = 1,51 \text{ cm}^2.$$

**c- Espacement****RPA (Art.10.1.1.b)**

$$s_t \leq \min [ 20 \text{ cm}; 15 \phi_{l \min} ]$$

$$s_t \leq \min [ 20 \text{ cm}; 15 \times 1,2_{\min} ] = \min [ 20 \text{ cm}; 18_{\min} ] = 18 \text{ cm.}$$

soit :  $s_t = 15 \text{ cm.}$ **VI .6. 6.Schéma de ferrailage des longrines**

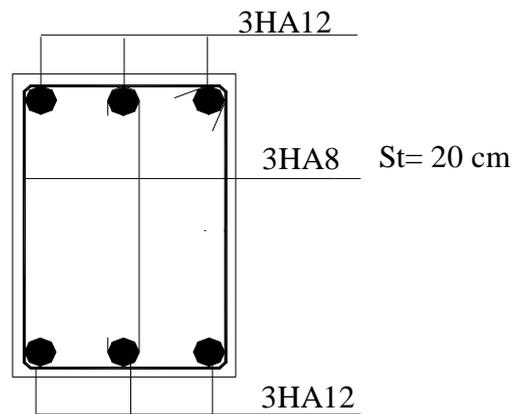


Figure VI.10: schéma de ferrailage des longrines.

## VI.7. Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vu la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles isolées et les semelles filantes, le radier est le type de fondation le plus adéquat.

# Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer et d'enrichir toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation de logiciel ETABS V16 et Auto-CAD; enfin on peut noter les points suivants :

1. Le prédimensionnement des éléments structuraux est une étape primordiale à la modélisation ;
2. Les planchers ne sont pas obligatoirement des éléments non structuraux, mais sont conçus pour résister aux forces qui agissent dans leurs plans et les transmettre aux éléments de contreventement ;
3. Les éléments non structuraux sont calculés de façon à éviter les dommages et à assurer la sauvegarde de la plupart des équipements ;
4. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel ;
5. La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, et l'irrégularité des deux sens est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes ;
6. Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux ;
7. La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé ;
8. Les méthodes numériques pour l'étude dynamique utilisées par les logiciels de calcul de structure donnent des valeurs optimales des efforts par rapport à celles obtenues par la méthode statique équivalente proposée par le RPA 99 version 2003. C'est pourquoi, le RPA préconise que la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  ;
9. La forme irrégulière du bâtiment est un facteur négatif qui a augmenté la complexité du comportement de la structure.
10. La réussite de l'ouvrage relève de la réussite du projet de fondation ; Selon le type d'ouvrage et son mode de conception, le sol peut constituer une base d'appuis pour l'ensemble de l'ouvrage ; la stabilité de l'infrastructure est assurée par un radier général.

Par ailleurs, ce projet a été précieux pour nous dans les débuts de notre carrière professionnelle à résoudre les problèmes quotidiens de calcul des structures.

L'intérêt pour nous a été donc double, apprendre à appréhender les problèmes complexes de calcul de structure et faire les premiers pas pour la résolution des questions pratiques concrètes.

## **Bibliographie**

Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.

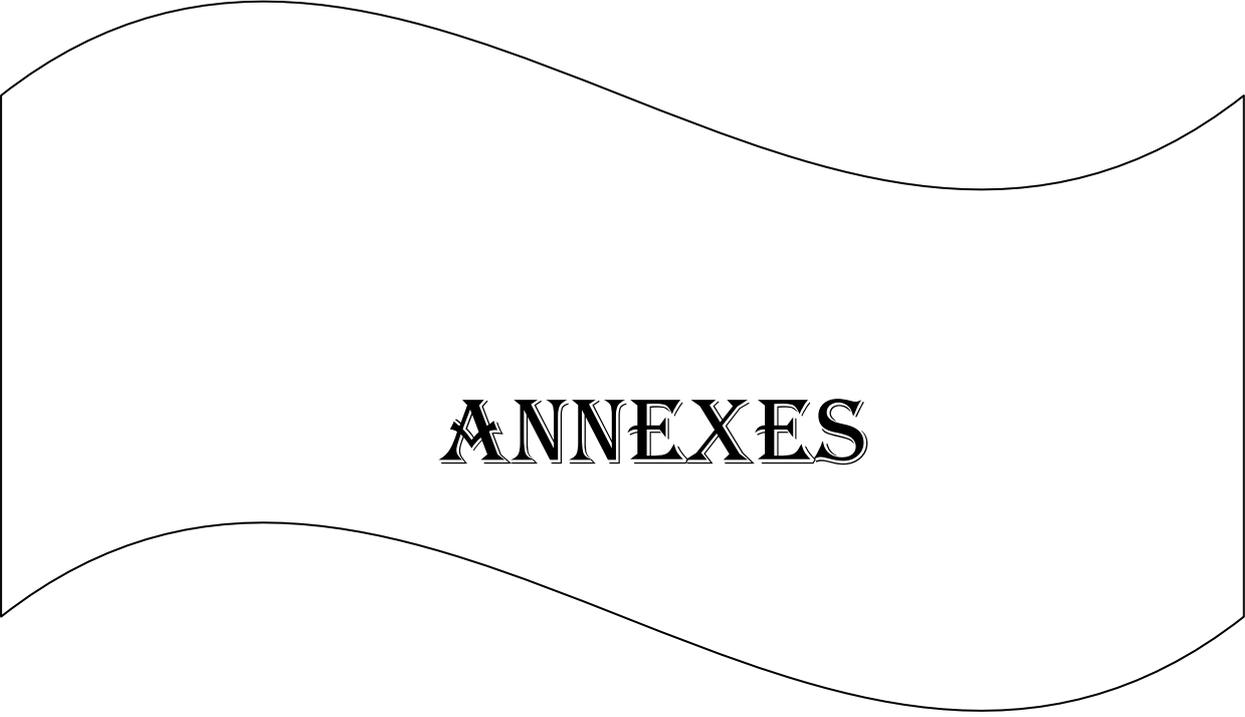
DTU BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites révisées 99 Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.

D.T.R .B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.

DTR BC 2.33.1 « Règles de calcul des fondations superficielles »

Anciens mémoires de fin d'études.



# ANNEXES

# Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
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
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	0.0596	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	0.0465	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

## Annexe 2

### Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$Lx \times Ly$

Avec  $Lx < Ly$ .

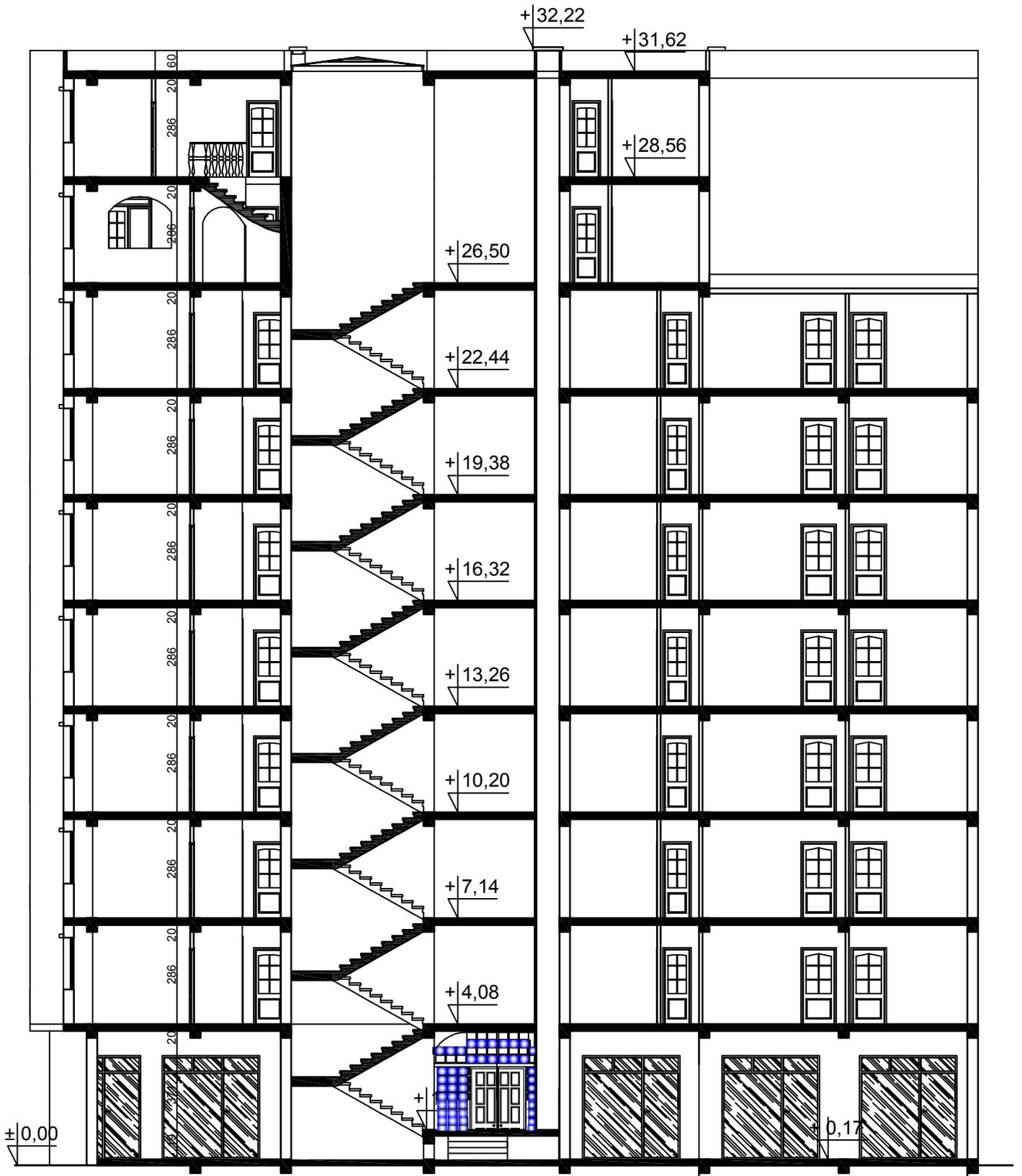
$\rho = 0.9$

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>	<b>0.0</b>	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	<b>0.1</b>	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	<b>0.2</b>	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	<b>0.3</b>	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	<b>0.4</b>	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	<b>0.5</b>	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	<b>0.6</b>	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	<b>0.7</b>	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	<b>0.8</b>	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	<b>0.9</b>	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
<b>1.0</b>	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	<b>0.1</b>	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	<b>0.2</b>	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	<b>0.3</b>	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	<b>0.4</b>	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	<b>0.5</b>	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	<b>0.6</b>	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	<b>0.7</b>	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	<b>0.8</b>	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	<b>0.9</b>	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
<b>1.0</b>	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

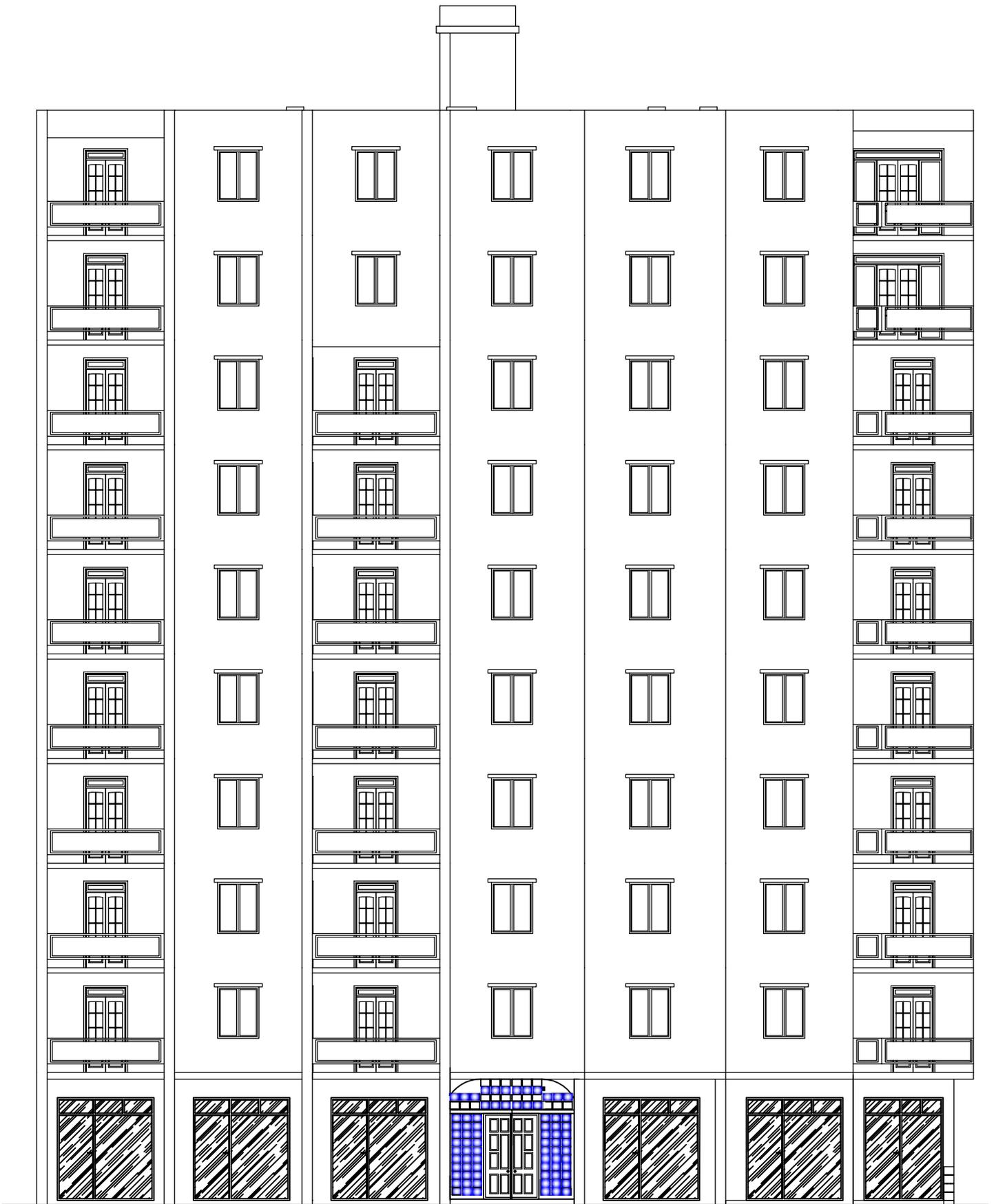
### Annexe 3

#### Tableau des Armatures (en Cm<sup>2</sup>)

<b>Ø</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	14.70	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

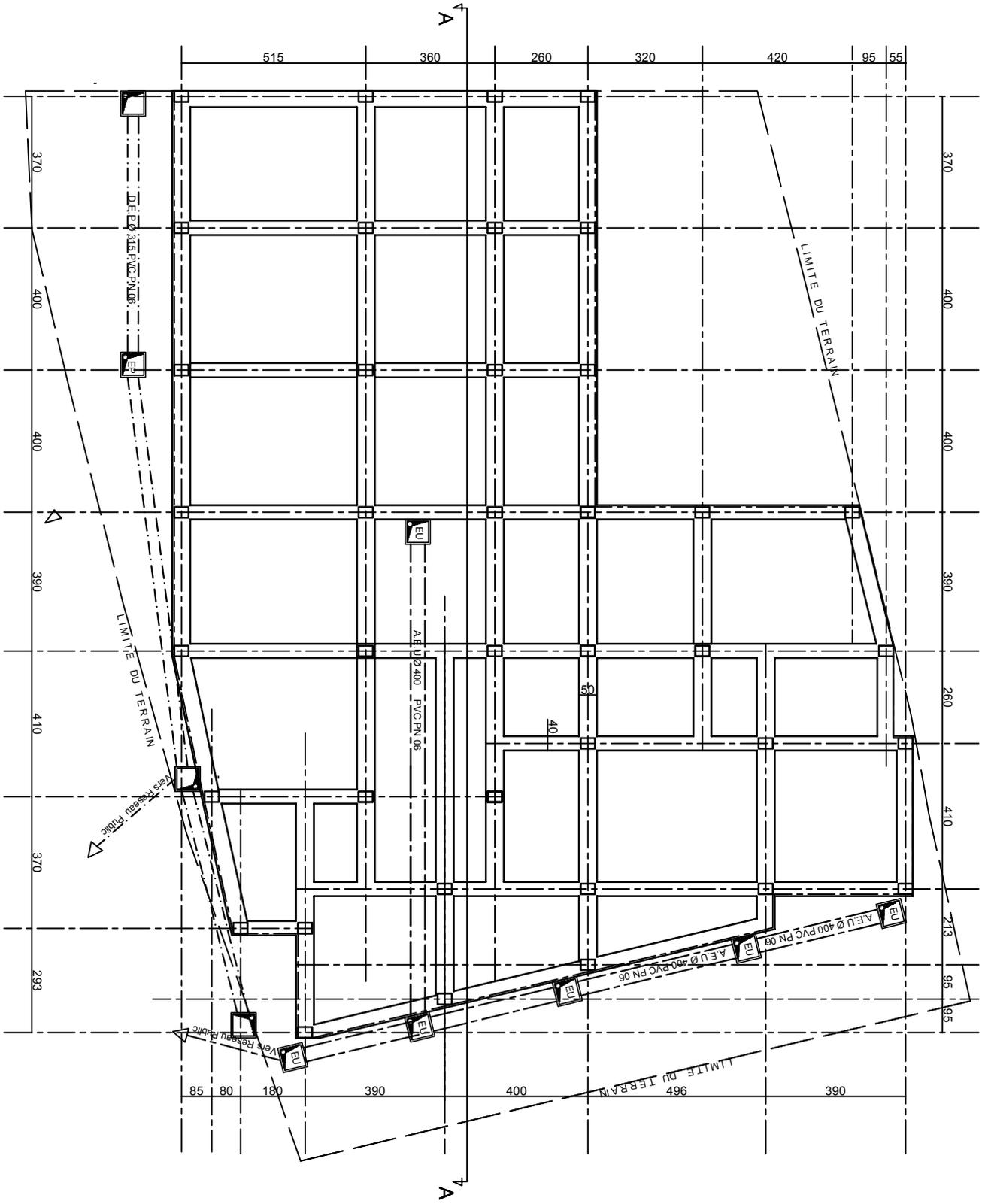


COUPE A-A

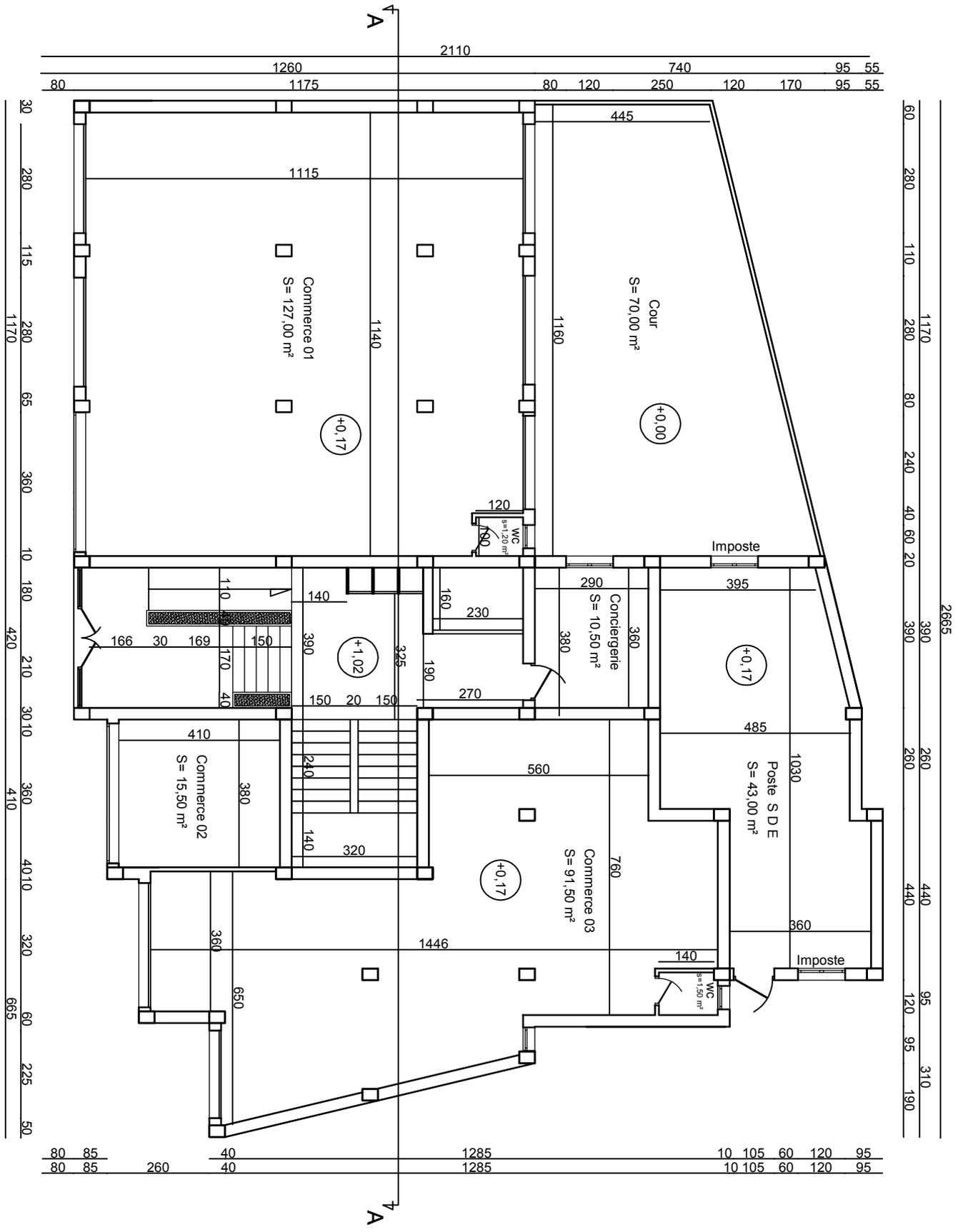


FACADE PRINCIPALE

# PLAN DES FONDATIONS



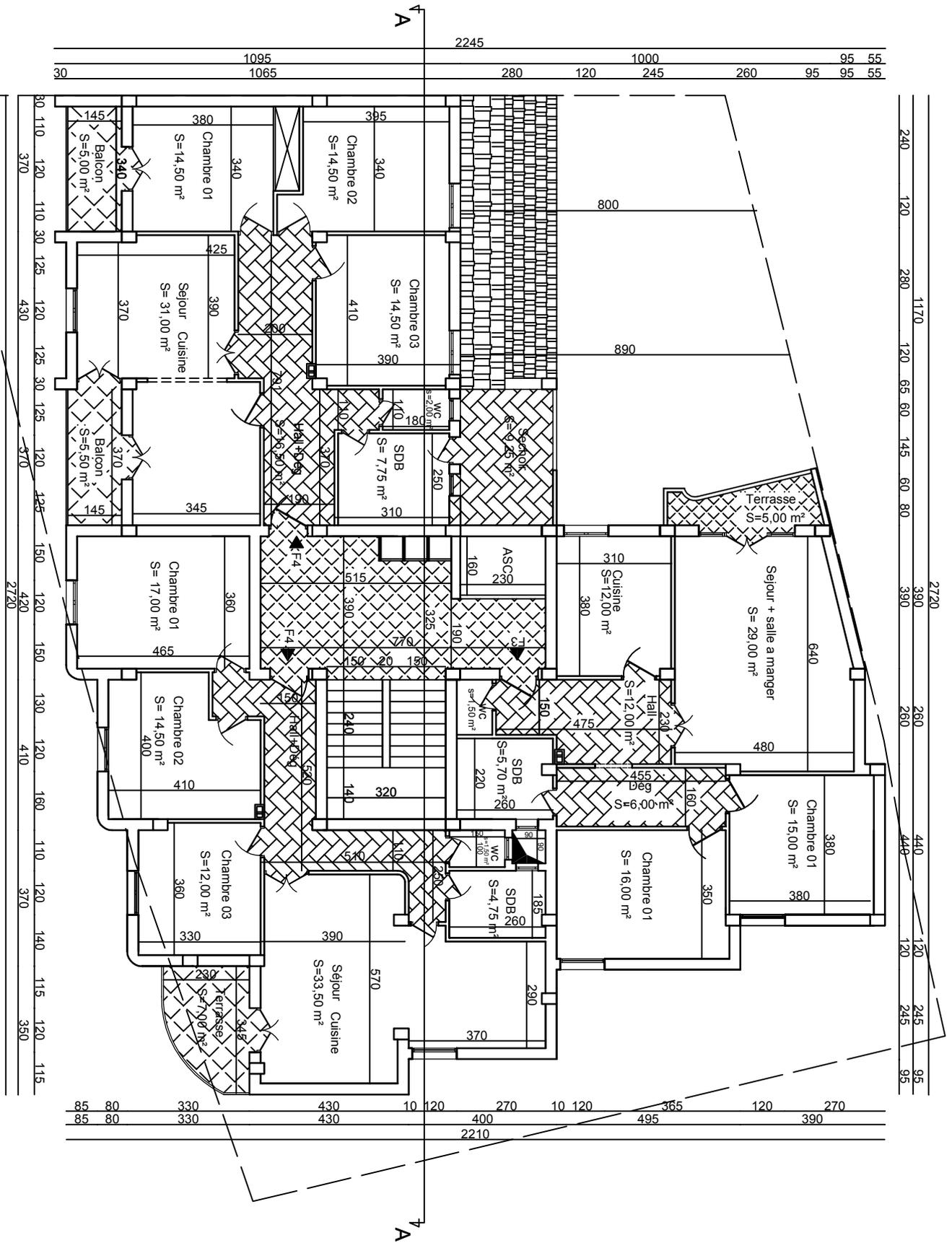
# PLAN RDC



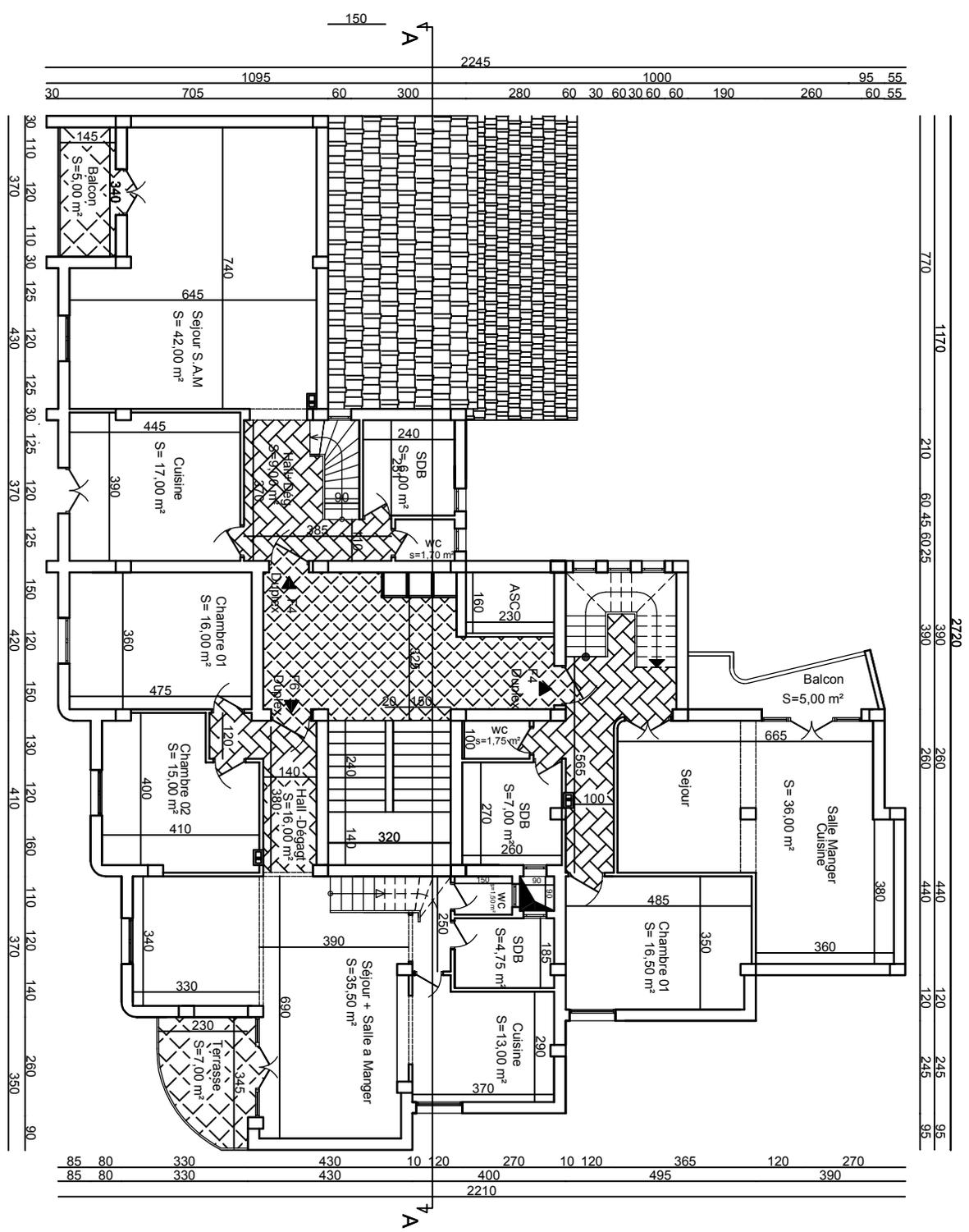




# PLAN ETAGE 06-07



# PLAN ETAGE 8 DUPLEX NIV 01



PLAN ETAGE 8 DUPLEX NIV 01

# PLAN ETAGE 8 DUPLEX NIV 02

