

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique  
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia  
Faculté de la technologie  
**Département de GENIE CIVIL**

# mémoire de fin d'études

**En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil**  
**Option : matériaux et structure**

## **Thème**

**Etude d'un bâtiment (R +9+Sous-sol) à usage  
d'habitation et Commercial.**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup>. MALEK Nassim**  
**M<sup>r</sup>. BOUAZZA Ghilas**  
**M<sup>r</sup>. BENLAKEHAL Nacer**

**Promoteur :**

**M<sup>r</sup>. OURABAH**

**Jury:**

**M<sup>r</sup>. BOUROUBA**  
**M<sup>lle</sup>. MEZIANI**

**PROMOTION 2012/2013**

## **REMERCIEMENTS**

*Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH tout puissant pour nous avoir guidés et aidés durant toute notre vie et durant ce travail.*

*Nous tenons aussi à remercier nos familles qui nous ont encouragé et soutenu durant notre parcours d'études.*

*Nous adressons nos remerciements à monsieur Ourabah .A, pour son encadrement, ses conseils, sa disponibilité.*

*Nos remerciements aux membres de jury qui ont accepté de juger ce travail.*

*Nous remercions également tous les enseignants qui ont contribué à assurer notre formation durant tout notre cycle universitaire.*

*En fin, à tous nos amis et ceux qui ont aidé à terminer ce modeste travail.*

**Nacer ; Ghilas et Nassim**

# Dédicaces

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

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.*

*Je le dédie aussi à :*

*Mon unique frère : Djoudi et mes sœurs : Samia, Lila et Linda, qui m'ont soutenus et crus en moi lors de mon parcours ainsi que ma chère amie Assia.*

*Ceux qu'on partagé ce travail avec moi Nacer, Nassim, à tous mes amis(es) : Yazid, coupins de chambre.*

*A mes tantes et à mes oncles.*

*Chaque cousins et cousines.*

*A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation.*

**B .Ghilas**

# Dédicaces

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

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.*

*A mon cher frère Farid et ma chère sœur Mounia.*

*A mes grands parents.*

*A mes tantes : Aicha, Karima, Meriem.*

*A chaque cousins et cousines.*

*A tous mes amis (es) de génie civil.*

*A mes meilleurs amis (es) et à tous ceux qui me sont chère en particulier  
Hala, Fatima, Nacer, Ghilas, Tarik, Fateh.*

**M.NASSIM**

# Dédicaces

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

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.*

*Je le dédie aussi à :*

*Mon unique frère : Djoudi et mes sœurs : Samia, Lila et Linda, qui m'ont soutenus et crus en moi lors de mon parcours ainsi que ma chère amie Assia.*

*Ceux qu'on partagé ce travail avec moi Nacer, Nassim, à tous mes amis(es) : Lyazid, copains de chambre.*

*A mes tantes et à mes oncles.*

*Chaque cousins et cousines.*

*A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation.*

**B .Ghilas**

# Liste des tableaux

<b>Tableau .II.1</b> : Pré dimensionnement d l'escalier des étages courants.....	<b>09</b>
<b>Tableau .II.2</b> : Évaluation des charges des acrotères.....	<b>12</b>
<b>Tableau .II.3</b> : évaluation des charges de l'Ascenseur.....	<b>12</b>
<b>Tableau. II.4</b> : Évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible.....	<b>13</b>
<b>Tableau .II.5</b> : évaluation des charges de la terrasse accessible.....	<b>13</b>
<b>Tableau. II.6</b> : Évaluation des charges du plancher étage courant et commercial.....	<b>13</b>
<b>Tableau. II.7</b> : Évaluation des charges de la dalle pleine.....	<b>13</b>
<b>Tableau .II.8</b> : Évaluation des charges des murs extérieures.....	<b>14</b>
<b>Tableau .II.9</b> : Évaluation des charges de pallier. ....	<b>14</b>
<b>Tableau. II.10</b> : Evaluation des charges de la volée .....	<b>15</b>
<b>Tableau. II.11</b> : récapitulatif d'évaluation des charges des volées.....	<b>15</b>
<b>Tableau .II.12</b> : Section des poteaux préalable.....	<b>15</b>
<b>Tableau. II.13</b> : poids propre des elements et des surfaces.....	<b>18</b>
<b>Tableau .II.14</b> :Descente des charges pour le Poteau <b>P1</b> .....	<b>21</b>
<b>Tableau .II.15</b> : poids propre des elements et les surfaces.....	<b>22</b>
<b>Tableau .II.16</b> : Descente des charges pour le Poteau <b>P2</b> .....	<b>24</b>
<b>Tableau .II.17</b> : efforts normaux dans les deux poteaux.....	<b>24</b>
<b>Tableau. II.18</b> : Vérification des poteaux à la compression simple.....	<b>25</b>
<b>Tableau .II.19</b> : Vérification des poteaux au flambement. ....	<b>27</b>
<b>Tableau. II.20</b> : sections des poteaux adoptées. ....	<b>27</b>

<b>Tableau .III.1</b> : Chargement sur les poutrelles.....	<b>31</b>
<b>Tableau.III.2</b> : Les différents types des poutrelles.....	<b>32</b>
<b>Tableau. III. 3</b> : Sollicitation du plancher sous sol.....	<b>35</b>
<b>Tableau. III.4</b> : Sollicitation du plancher étage courant+RDC.....	<b>36</b>
<b>Tableau III.5</b> : Sollicitation du plancher terrasse inaccessible.....	<b>37</b>
<b>Tableau III.6</b> : Sollicitation du plancher étage courant.....	<b>38</b>
<b>Tableau. III.7</b> : Sollicitation du plancher sous sol.....	<b>39</b>
<b>Tableau III.8</b> : Les sollicitations maximales.....	<b>40</b>
<b>Tableau III.9</b> : résume les sections d'acier retenues pour ferrailer les poutrelles.....	<b>48</b>
<b>Tableau. III.10</b> : Vérification des états limitent de compression du béton.....	<b>48</b>
<b>Tableau. III.11</b> : Vérification des états limite de déformation.....	<b>50</b>
<b>Tableau. III.12</b> : schémas de ferrailage des poutrelles.....	<b>51</b>
<b>Tableau.III.13</b> : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.....	<b>55</b>
<b>Tableau .III.14</b> : calcul de la flèche.....	<b>57</b>
<b>Tableau III.15</b> : Ferrailage de dalle sur 2 appuis.....	<b>59</b>
<b>Tableau III.16</b> : calcul des sollicitations.....	<b>61</b>
<b>Tableau. III.17</b> : ferrailage d'une dalle pleine sur 4 appuis .....	<b>62</b>
<b>Tableau.III.18</b> : Vérification des contraintes dans le béton.....	<b>63</b>
<b>Tableau III.19</b> : Sollicitation à l'E.L.U des escaliers.....	<b>64</b>
<b>Tableau .III.20</b> : Ferrailage des escaliers. ....	<b>64</b>
<b>Tableau III.21</b> : Vérification des contraintes.....	<b>66</b>

<b>Tableau III.22</b> : Sollicitation à l'E.L.U escalier type 1.....	<b>67</b>
<b>Tableau III.23</b> : ferrailage d'escalier type 1.....	<b>68</b>
<b>Tableau. III.24</b> : Vérification des contraintes.....	<b>69</b>
<b>Tableau. III.25</b> : sollicitations de palier de repos. ....	<b>71</b>
<b>Tableau. III.26</b> : Ferrailage de palier de repos.....	<b>71</b>
<b>Tableau. III.27</b> : Vérification de la contrainte d'adhérence.....	<b>71</b>
<b>Tableau III.28</b> : Vérification de l'état limite de compression du béton.....	<b>72</b>
<b>Tableau III .29</b> : calcul de la flèche.....	<b>72</b>
<b>Tableau III.30</b> : sollicitations de la poutre palière.....	<b>74</b>
<b>Tableau.III.31</b> : Ferrailage de la poutre palière.....	<b>74</b>
<b>Tableau.III.32</b> : Vérification de l'état limite de compression du béton.....	<b>75</b>
<b>Tableau.III.33</b> : sollicitations de la poutre brisée.....	<b>79</b>
<b>Tableau.III.34</b> : Ferrailage de la poutre brisée.....	<b>79</b>
<b>Tableau.III.35</b> : Vérification de l'état limite de compression du béton.....	<b>80</b>
<b>Tableau.III.36</b> : sollicitations de la poutre chainage.....	<b>83</b>
<b>Tableau.III.37</b> : Ferrailage de la poutre chainage.....	<b>84</b>
<b>Tableau.III.38</b> : vérification a l'ELU.....	<b>84</b>
<b>Tableau.III.39</b> : Vérification de l'état limite de compression du béton. . .	<b>85</b>
<b>Tableau.III.40</b> : calcul de la flèche de la poutre chainage.....	<b>86</b>
<b>Tableaux.III.41</b> : Caractéristiques des acrotères.....	<b>87</b>
<b>Tableau.III.42</b> : Combinaison d'action de l'acrotère .....	<b>88</b>
<b>Tableau.III.43</b> : Ferrailage de l'acrotère.....	<b>90</b>
<b>Tableau.III.44</b> : Ferrailage de l'ascenseur.....	<b>94</b>

<b>Tableau.III.45</b> : Ferrailage de la dalle de la salle de machine vérification.....	<b>97</b>
<b>Tableau IV. 1</b> : Valeurs des pénalités (Pq) .....	<b>103</b>
<b>Tableau IV.2</b> : Période et taux de participation.....	<b>108</b>
<b>Tableau IV.3</b> : Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	<b>110</b>
<b>Tableau IV.4</b> : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.....	<b>111</b>
<b>Tableau IV.5</b> : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	<b>112</b>
<b>Tableau IV.6</b> : Vérification de la résultante des forces.....	<b>112</b>
<b>Tableau .IV.7</b> : Vérification des déplacements.....	<b>113</b>
<b>Tableau IV.8</b> : Vérification a L'effet <b>P-Δ</b> .....	<b>114</b>
<b>Tableau V.1</b> : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	<b>117</b>
<b>Tableau .V.2</b> : Résumé des sollicitations minimales et maximales dans les poteaux.....	<b>119</b>
<b>Tableau .V.3</b> : Ferrailages adoptés pour les poteaux longitudinaux.....	<b>119</b>
<b>Tableau .V.4</b> : armatures transversales.....	<b>120</b>
<b>Tableau .V.5</b> : justification de l'effort normal réduit.....	<b>121</b>
<b>Tableau .V.6</b> : justification des contraintes dans le béton.....	<b>122</b>
<b>Tableau .V.7</b> : Vérification des contraintes tangentielles.....	<b>123</b>
<b>Tableau .V.8</b> : les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.....	<b>228</b>
<b>Tableau .V.9</b> : Ferrailage longitudinal.....	<b>228</b>
<b>Tableau .V.10</b> : Vérification des contraintes tangentielles.....	<b>130</b>
<b>Tableau .V.11</b> : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	<b>131</b>
<b>Tableau .V.12</b> : Vérification de l'état limite de compression du béton.....	<b>131</b>
<b>Tableau .V.13</b> : Vérification de la flèche pour les poutres.....	<b>132</b>
<b>Tableau .V.14</b> : les moments résistant dans les poteaux.....	<b>134</b>

<b>Tableau .V.15</b> : les moments résistant dans les poutres.....	<b>135</b>
<b>Tableau .V.16</b> : Vérification de la zone nodale dans différent étage.....	<b>135</b>
<b>Tableau .V.17</b> : sollicitations dans le voile $V_{x1}$ .....	<b>140</b>
<b>Tableau .V.18</b> : sollicitations dans le voile $V_{x2}$ .....	<b>140</b>
<b>Tableau .V.19</b> : sollicitations dans le voile $V_{x3}$ .....	<b>140</b>
<b>Tableau .V.20</b> : sollicitations dans le voile $V_{y1}$ .....	<b>141</b>
<b>Tableau .V.21</b> : sollicitations dans le voile $V_{y2}$ .....	<b>141</b>
<b>Tableau .V.22</b> : sollicitations dans le voile $V_{y3}$ . .....	<b>141</b>
<b>Tableau .V.23</b> : sollicitations dans le voile $V_{y4}$ .....	<b>142</b>
<b>Tableau .V.24</b> : Ferrailage du voile $V_{x1}$ .....	<b>143</b>
<b>Tableau .V.25</b> : Ferrailage du voile $V_{x2}$ .....	<b>143</b>
<b>Tableau .V.26</b> : Ferrailage du voile $V_{x3}$ .....	<b>144</b>
<b>Tableau .V.27</b> : Ferrailage du voile $V_{y1}$ .....	<b>144</b>
<b>Tableau .V.28</b> : Ferrailage du voile $V_{y2}$ .....	<b>145</b>
<b>Tableau .V.29</b> : Ferrailage du voile $V_{y3}$ .....	<b>146</b>
<b>Tableau .V.30</b> : Ferrailage du voile $V_{y4}$ .....	<b>146</b>
<b>Tableau .V.31</b> : Ferrailage de gousset.....	<b>148</b>
<b>Tableau .V.32</b> : Vérification des contraintes.....	<b>149</b>
<b>Tableau .VI.1</b> : Résumé des résultats de ferrailage de radier .....	<b>158</b>
<b>Tableau .VI.2</b> : vérification des contraintes de radier.....	<b>160</b>
<b>Tableau .VI.3</b> : Résumé des résultats de ferrailage et vérification des contraintes .....	<b>160</b>
<b>Tableau .VI .4</b> : Sollicitation à l'ELU de la nervure suivant le sens x-x.....	<b>163</b>
<b>Tableau .VI .5</b> : Sollicitation à l'ELU de la nervure suivant le sens y-y.....	<b>163</b>

<b>Tableau. VI.6 :</b> section des armatures de ferrailage des nervures de radier.....	<b>164</b>
<b>Tableau.VI.7 :</b> Vérification des cntraintes dans le béton et dans l'acier.....	<b>165</b>
<b>Tableau .VI.8:</b> Résumé des résultats de ferrailage à ELS des nervures .....	<b>166</b>
<b>Tableau .VI. 9 :</b> Section d'armatures du débord et vérification des contraintes.....	<b>168</b>
<b>Tableau .VI.10 :</b> Tableau du ferrailage du mur de soutènement.....	<b>170</b>
<b>Tableau .VI.11 :</b> Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	<b>172</b>
<b>Tableau.VI.12 :</b> Section des armatures à ELS.....	<b>172</b>

# Liste des figures

<b>Figure. II.1</b> : Plancher à corps creux.....	4
<b>Figure. II.2</b> : coupe transversale de poutrelle. ....	5
<b>Figure. II.3</b> : dalle pleine sur 2 appuis. ....	6
<b>Figure. II.4</b> : dalle pleine sur 3 appuis. ....	6
<b>Figure. II.5</b> :dalla pleine sur 4 appuis. ....	6
<b>Figure .II.6</b> : Schéma de l'escalier. ....	7
<b>Figure .II.7</b> : Schéma de l'escalier.....	7
<b>Figure .II.8</b> : Schéma statique de la 1 <sup>ème</sup> partie .....	7
<b>Figure .II.9</b> :Schéma statique de la 2 <sup>ème</sup> partie.....	8
<b>Figure .II.10</b> : Schéma de l'escalier.....	9
<b>Figure. II.11</b> : Schéma statique de l'escalier. ....	9
<b>Figure. II.12</b> : coupe de l'acrotère .....	9
<b>Figure. II.13</b> : ascenseur .....	10
<b>Figure .II.14</b> : Coupe verticale d'un voile.....	11
<b>Figure. II.15</b> : coupe de l'acrotère.....	12
<b>Figure .II.16</b> : surface afférente du poteau <b>P1</b> .....	17
<b>Figure .II.17</b> : surface afférente du poteau <b>P2</b> .....	22
<b>Figure III.1</b> : diagramme des efforts tranchants .....	29
<b>Figure III.2</b> : Schéma statique de poutrelle type 2.....	32
<b>Figure .III.3</b> : ferrailage de la dalle de compression.....	52
<b>Figure .III.4</b> : dalle sur 3 appuis.....	53

<b>Figure .III.5 :</b> Schéma de ferrailages de la dalle sur 3appuis.....	<b>58</b>
<b>Figure .III.6:</b> dalle sur 2 appuis.....	<b>58</b>
<b>Figure. III.7 :</b> Schéma de ferrailages de la dalle sur 2appuis.....	<b>61</b>
<b>Figure .III.8 :</b> dalle sur appuis 4 appuis.....	<b>61</b>
<b>Figure .III.9 :</b> Schéma de ferrailages de la dalle sur 4appuis.....	<b>63</b>
<b>Figure III.10 :</b> Escalier des étages courants.....	<b>64</b>
<b>Figure. III.11 :</b> Schéma de ferrailages.....	<b>67</b>
<b>Figure. III.12 :</b> volée des étages RDC.....	<b>67</b>
<b>Figure.III.13 :</b> Schéma de ferrailage de RDC.....	<b>70</b>
<b>Figure .III.14 :</b> Schéma statique du palier de repos.....	<b>70</b>
<b>Figure.III.15 :</b> Schéma de ferrailage de palier de repos.....	<b>73</b>
<b>Figure.III.16 :</b> Schéma statique de la poutre palière.....	<b>73</b>
<b>Figure. III.17 :</b> Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	<b>77</b>
<b>Figure.III.18 :</b> poutre brisée.....	<b>78</b>
<b>Figure.III.19 :</b> Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	<b>82</b>
<b>Figure .III.20 :</b> Schéma statique de la poutre chainage.....	<b>83</b>
<b>Figure.III.21 :</b> Schéma de ferrailage da la poutre chainage.....	<b>86</b>
<b>Figure.III.22 :</b> coupe de l'acrotère type2.....	<b>86</b>
<b>Figure.III.23 :</b> coupe de l'acrotère type1.....	<b>86</b>
<b>Figure.III.24 :</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère type 02 et 03.....	<b>92</b>
<b>Figure .III.25 :</b> Charge concentrée sur la dalle de la cage d'ascenseur .....	<b>96</b>
<b>Figure.III.24 :</b> Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.....	<b>100</b>
<b>Figure IV.1 :</b> Spectre de calcul.....	<b>106</b>

<b>Figure IV.2 : disposition des voiles .....</b>	<b>107</b>
<b>Figure. IV.3 :1<sup>er</sup> mode de déformation.....</b>	<b>108</b>
<b>Figure. IV.4 :2<sup>ème</sup> mode de déformation.....</b>	<b>109</b>
<b>Figure. IV.5 :3<sup>ème</sup> mode de déformation.....</b>	<b>109</b>
<b>Figure .V.1 : Zone nodale.....</b>	<b>117</b>
<b>Figure .V.2: Section du poteau.....</b>	<b>122</b>
<b>Figure .V.3 :schema de la disposition constructive des poteaux. ....</b>	<b>124</b>
<b>Figure .V.4 : Schéma de ferrailage des poteaux .....</b>	<b>125</b>
<b>Figure .V.5 : Dispositions constructives d'une poutre.....</b>	<b>127</b>
<b>Figure .V.6 : 2U superposés.....</b>	<b>127</b>
<b>Figure .V.7 : Schéma de ferrailage de sous-sol et RDC.....</b>	<b>132</b>
<b>Figure .V.8 : Schéma ferrailage des poutres les étages courant et Terrasse inaccessible....</b>	<b>133</b>
<b>Figure .V.9 : La zone nodale.....</b>	<b>134</b>
<b>Figure .V.10 : Voile simple.....</b>	<b>136</b>
<b>Figure .V.11 : Voile composé.....</b>	<b>136</b>
<b>Figure .V.12: Disposition des armatures verticales (vue en plan).....</b>	<b>137</b>
<b>Figure .V.13 : disposition des voiles.....</b>	<b>138</b>
<b>Figure .V.14 : schéma de ferrailage du voile.....</b>	<b>146</b>
<b>Figure .V.15 : schéma de gousset.....</b>	<b>147</b>
<b>Figure .V.16 : schéma de ferrailage de gousset.....</b>	<b>149</b>
<b>Figure .VI .1 : Schéma de semelle isolée.....</b>	<b>152</b>
<b>Figure .VI.2 : Schéma de semelle filante.....</b>	<b>152</b>
<b>Figure .VI.3: Présentation de zone d'impact de la charge concentrée.....</b>	<b>154</b>

<b>Figure .VI.4 :</b> Panneau de dalle sur quatre appuis.....	<b>157</b>
<b>Figure. VI.5 :</b> Schéma de ferrailage de la dalle de radier.....	<b>161</b>
<b>Figure.VI.6 :</b> Charges transmises aux nervures sens x-x.....	<b>162</b>
<b>Figure.VI.7 :</b> Charges transmises aux nervures sens y-y.....	<b>163</b>
<b>Figure.VI .8:</b> Section à ferrailer.....	<b>164</b>
<b>Figure.VI.9 :</b> Schéma de ferrailage des nervures.....	<b>167</b>
<b>Figure VI.10 :</b> Schéma statique du débord. ....	<b>167</b>
<b>Figure. VI.11 :</b> Schéma de ferrailage du débord.....	<b>168</b>
<b>Figure VI.12 :</b> Schéma du mur .....	<b>168</b>
<b>Figure. VI.13 :</b> Diagramme des contraintes sur le mur à l'ELU.....	<b>169</b>
<b>Figure. VI.14 :</b> Le panneau le plus sollicité.....	<b>170</b>
<b>Figure .VI.15 :</b> Répartition des contraintes sur le mur a l'ELS.....	<b>171</b>
<b>Figure .VI.16 :</b> Schéma de ferrailage de mur de soutènement.....	<b>173</b>

# Symboles et Notations

$A_r$  : Aire d'une section d'acier de répartition

$A_t$  : Aire d'une section d'acier transversal

$A_s$  : Aire d'une section d'acier

$B$  : la largeur (m).

$B_r$  : Section réduite du béton

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

$E_{vj}$  : Module de déformation différée du béton à l'âge de  $j$  jour

$E_{ij}$  : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de  $j$  jour

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique de compression à  $j$  jour

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique de traction à  $j$  jour

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier

$G$  : Charges permanente

$Q$  : Charges d'exploitation

$E$  : Actions accidentelles

$q_u$  : Charges réparties ultime

$q_s$  : Charges réparties de service

$I$  : Moment d'inertie

$M_u$  : Moment de calcul ultime

$M_s$  : Moment de calcul de service

$N_u$  : Effort normal ultime

$N_s$  : Effort normal de service.

$V$  : Effort tranchant

$S$  : Surface plane de la structure

$d$  : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

$e$  : Epaisseur

$L$  : Longueur

$L_r$  : Longueur de recouvrement

$l_f$  : Longueur de flambement

$I$  : Rayon de giration

$\Lambda$  : Elancement

$\mu$  : Coefficient de frottement

$\mu_{bu}$  : Moment ultime réduit

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\sigma_{bc}$  : Contrainte du béton à la compression

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier à la traction

$\phi_t$  : Diamètre des armatures transversales

$S_t$  : Espacement des armatures

$\zeta$  : Contrainte tangentielle de cisaillement

$\zeta_{se}$  : Contrainte d'adhérence

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement

$l_s$  : Longueur de scellement

$\xi_{bc}$  : Raccourcissement relatif du béton

$\xi_s$  : Allongement relatif de l'acier tendu

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de béton

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma$  : Poids spécifique déjaugé

$A$  : Coefficient d'accélération de zone

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

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

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

$F_s$  : Coefficient de sécurité = 1.5

$Q$  : Facteur de qualité

$R$  : coefficient de comportement global

$P$  : Poids du radier (KN).

$N$  : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

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

$S_{bat}$  : Surface totale du bâtiment ( $m^2$ ).

$St$  : Espacement des armatures.

$W$  : poids propre de la structure.

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

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

$Z$  : bras de levier

$f$  : Flèche

$f_e$  : Limite d'élasticité

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

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

$\sigma$  : Contrainte normale.

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

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

$k_c$  : Coefficient de portance.

$q_0$  : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

$\sigma_f$  : Contrainte effective finale (bars).

$\tau_{ultim}$  : 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.

$h_0$  : épaisseur de la dalle de radier (cm)

$h_t$  : hauteur de la nervure (cm)

# Sommaire

Les des figures  
Liste des tableaux  
Introduction générale

## Chapitre I : Généralités

- Introduction :.....01
- Présentation de l'ouvrage.....01
- Implantation de l'ouvrage.....01
- Les caractéristiques de l'ouvrage .....01
- Règlement et normes utilisés.....03

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments secondaires

- Introduction.....04
- Les planchers.....04
- Les escaliers.....06
- L'acrotère.....09
- Ascenseur.....09
- les poutres.....10
- les voiles.....11
- évaluation des charges et surcharges.....12
- les poteaux.....15
- descente de charge.....16
- vérification des poteaux.....25
- Conclusion.....27

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

- Introduction.....28
- Etude des Planchers.....28
- Plancher à corps creux.....28
- Etude des dalles pleines.....52
- Etude des escaliers.....64
- Etude de poutre chainage.....83
- Etude de l' Acrotère.....86
- Etude de l' Ascenseur.....92

## Chapitre IV : Etude dynamique

- Introduction.....102
- Méthode de calcul.....102
- Description de logiciel SAP2000.14.....107
- Disposition des voiles.....107
- Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par le SAP2000.....108
- Conclusion.....115

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

▪ Introduction.....	116
▪ Etude des Poteaux.....	116
▪ Etude des Poutres.....	126
▪ Etude des Voiles .....	136
▪ Conclusion.....	150

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

▪ Introduction.....	151
▪ Choix du type de fondations.....	151
▪ Combinaisons d'actions à considérer.....	151
▪ Etude des fondations.. .....	151
▪ Vérification des Semelle isolée.....	151
▪ Vérification des Semelle filantes.....	152
▪ Vérification du radier général.....	157
▪ Calcul des nervures.....	161
▪ Ferrailage du débord.....	167
▪ Mur de soutènement .....	168
▪ Conclusion.....	173

## **Conclusion Générale**

## **Bibliographie**

## **Annexes**

***INTRODUCTION***  
***GENERALE***

# Introduction générale

L'Algérie est parmi les pays qui est soumise à de grande activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (commerces + habitations) en R+9 avec un sous sol.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques (le D.T.R.).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ.

On se base sur le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour la description.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

# ***CHAPITRE I***

## ***Généralités***

**I.1. Introduction :**

Ce chapitre est consacré pour faire une présentation et une description de notre bâtiment ainsi que son site d'implantation.

**I.2 présentation de l'ouvrage**

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+9 avec un sous sol, cette structure est destinée à l'usage multiple (habitation et commerces), est classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe **2B**, ayant une importance moyenne.

**I.3 Implantation de l'ouvrage**

Le site d'implantation est situé à TYCHI (Bejaia) qui est classé comme zone de moyenne sismicité ; Zone IIa (RPA 99 version 2003).

**I.4 Caractéristiques de l'ouvrage****I.4.1 Caractéristiques architecturales:**

- Le bâtiment a une forme irrégulière de dimensions suivantes :
- Longueur ..... 26,87m
- Largeur .....16.60.m
- Hauteur total .....35.92m
- Hauteur du RDC .....4,08m
- Hauteur de sous sol.....4,30m
- Hauteur d'étage courant.....3,06m

**I.4.2 système de contreventement**

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003). Et puisqu'il répond aux conditions de l'article (3.4.A.1.a), du RPA99/version 2003, et qu'il dépasse 14 m (4niveaux), le contreventement choisit dans notre cas sera un contreventement mixte avec justification d'interaction portique-voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction 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.

### **I.4.3 Les éléments constituons**

- **Les planchers :** ce sont des aires, généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.
- **Les poutres :** sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant.
- **Les poteaux :** sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.
- **Les escaliers :** ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place et les buanderies sont réalisées en bois.
- **La maçonnerie :**
  - ✓ les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
  - ✓ Les murs intérieurs : sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.
- **Balcon :** les balcons seront réalisés en dalle pleine.
- **L'acrotère :** C'est un élément en béton armé, encastrés à sa base au plancher terrasse, coulé sur place.
- **L'infrastructure :** Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :
  - ✓ Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
  - ✓ Limiter les tassements.
  - ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

### I.4.4 Caractéristique du sol

La structure qui fait l'objet de notre étude repose sur le sol d'où les caractéristique est la suivante :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance : 1,5 bars.

### I.5 Réglementations et normes utilisés

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- DTR. BC 2.48 règles parasismiques algériennes (RPA99 /version 2003).
- DTR. BC 2.41 (code du béton armé).
- DTR. BC 2.2 (charges permanentes et charges d'exploitation).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- BAEL 91 modifié 99. (béton armé aux états limites).

#### I.5.1) Béton

##### I.5.1.1) Résistance mécanique à la compression $f_{cj}$

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée  $f_{c28}$ .

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa (j} \leq 28\text{jours)} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40\text{Mpa (j} > 28\text{jours)} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

Pour l'étude de notre projet, on prendra  $f_{c28} = 25$  MPa.

#### I.5.2) ACIER

Leur rôle est de reprendre les efforts de traction, qui ne peuvent pas être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques  $f_e$  et leur module d'élasticité E. Les aciers sont classés suivant l'état de leurs surfaces et leurs nuances :

Type	Nuance	Limite élastique Fe (Mpa)	Limite de rupture (Mpa)	Allongement a la rupture
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Caractéristiques des aciers utilisés.

# ***CHAPITRE II***

## ***Pré dimensionnement***

## II.1 Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

Les sollicitations, la transmission des charges se fait comme suit :

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

## II.2. Les planchers

**II.2.1. Introduction :** Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

### II.2.2 Planchers à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

Avec :

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

$h_t$ : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{470}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 20.88$$

$$h_t = 24$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de  $h_t=24\text{cm}$

$\left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm : hauteur de la dalle de compression} \\ 20 \text{ cm : hauteur du corps creux} \end{array} \right.$

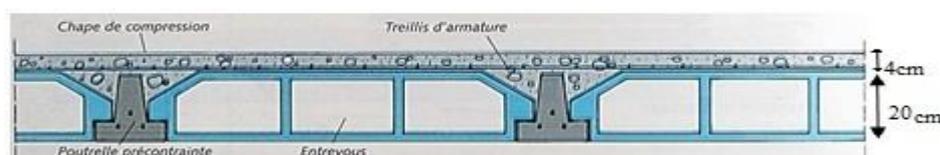


Figure .II.1 : Plancher à corps creux.

**II.2.3. Les poutrelles**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

Elles se calculent comme une section en T. La largeur de

la dalle de compression à Prendre est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right)$$

Avec :  $L_x$  : représente la distance entre poutrelles ( $l_x = 55 \text{ cm}$ ).

$L_y$  : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ( $l_y = 326 \text{ cm}$ ).

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t \Rightarrow b_0 = (9.6 \text{ à } 14.4) \text{ cm} \Rightarrow b_0 = 10 \text{ cm} ; b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

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

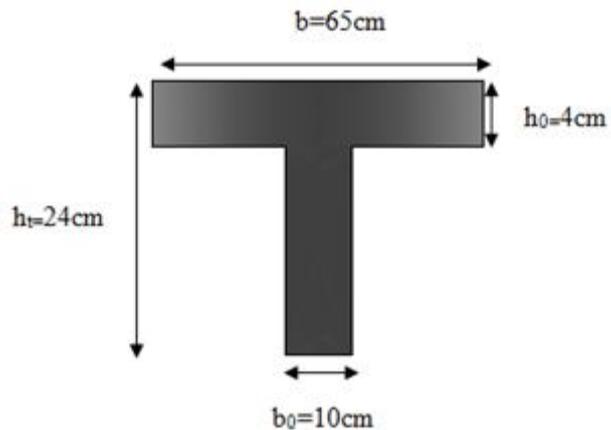


Figure .II.2. Coupe transversale de poutrelle

**II.2.4. Pré dimensionnement des dalles pleines :** le pré- dimensionnement des dalles pleines se fait selon les conditions suivantes :

- **Résistance au feu**

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

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

(CBA93)

$e = 17.5 \text{ cm}$  pour quatre heures de coupe-feu.

- **Isolation phonique :  $e \geq 13 \text{ cm}$**

(CBA93)

- **Résistance à la flexion**

- Dalle reposant sur un seul appui :  $e \geq \frac{Lx}{20}$

- Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ .

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ .

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

On prend les dimensions des panneaux les plus sollicité

**a-Dalle sur 2 appuis (balcon)**

On a :  $L_x=1,50m$  ;  $L_y=2,76m$ .

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Leftrightarrow 3cm \leq e \leq 3.75cm.$$

**b-dalles sur 3 appuis (balcon)**

On a  $L_x=1,5m$  ;  $L_y=4,70m$ ;

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{150}{50} \leq e \leq \frac{150}{40}$$

$$\Rightarrow 3cm \leq e \leq 3.75cm.$$

Les epaisseurs obtenues par la condition de la resistance à la flexion sont tres faibles ,alors le predimensionnement se fera selon la condition d'isolation phonique  $e \geq 13cm$ , d' où on opte pour une épaisseur des balcons,  $e=14 cm$

**c- Les dalles sur 4 appuis (ascenseur)**

$L_x=1.75m$  ;  $L_y=1.90m$ .

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{175}{50} \leq e \leq \frac{175}{40}$$

$$\Rightarrow 3.5cm \leq e \leq 4.375cm.$$

Les epaisseurs obtenues par la condition de la resistance à la flexion sont tres faibles ,alors le predimensionnement se fera selon -la condition d'isolation phonique  $e \geq 13cm$ , d' où on opte pour une épaisseur :

$e=20cm$  pour la cage de l'ascenseur vue le poids important de l'ascenseur.

**II.2.5 Les escaliers**

Les escaliers sont des éléments composes d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé, métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
- (2) :  $L_0$  (Longueur totale d'escalier)
- (3) : g (Giron)

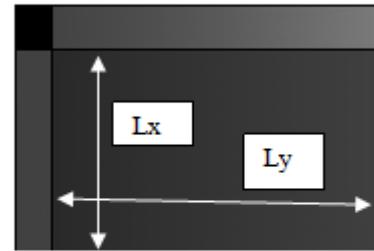


Figure II.3.Dalle sur 2 appuis

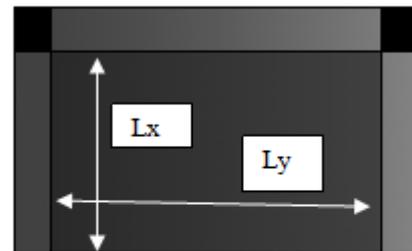


Figure II.4.Dalle sur 3 appuis

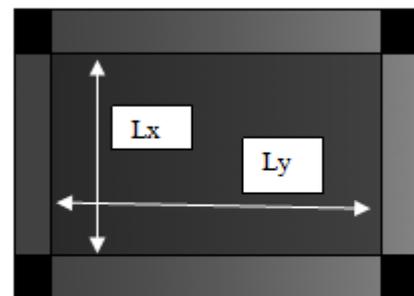


Figure II.5.Dalle sur 4 appuis

(4) :  $h$  (Hauteur de la contre marche)

(5) :  $H_0$  (Hauteur de la volée)

(6) :  $\alpha$  (Inclinaison de la paillasse)

(7) : (Emmarchement)

H : Hauteur d'étage

Escalier a deux volées et un palier intermédiaire :

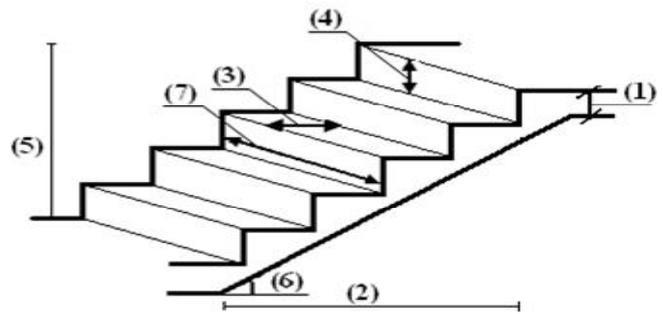


Figure .II.6: Schéma de l'escalier.

Pour déterminer «  $g$  et  $h$  » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$59\text{cm} < 2h + g < 66\text{cm} \dots \dots \dots \text{Formule de BLONDEL}$$

$$g = \frac{L}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

**a-Escalier de RDC**

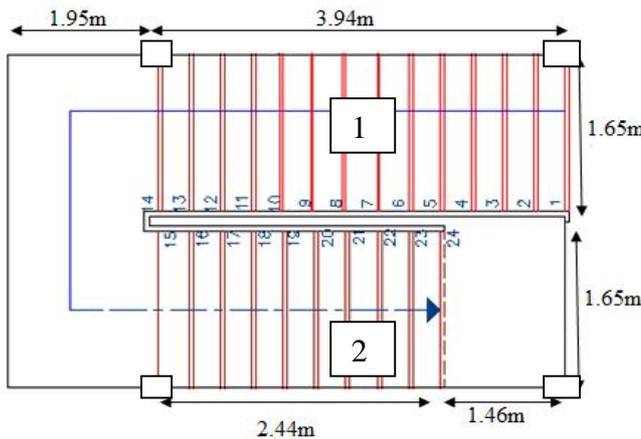


Figure .II.7 : Schéma de l'escalier.

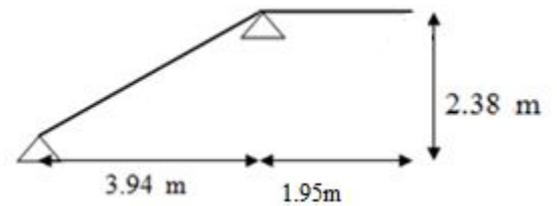


Figure .II.8 : Schéma statique de la 1<sup>ère</sup> partie.

**a-1.Première partie**

**a.1.1.épaisseur de la paillasse**

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \dots \dots \dots \text{Condition de la flèche}$$

$$L' = 460 \Rightarrow L' = 460\text{cm}$$

Donc :  $15.33\text{cm} < e < 23\text{cm}$  ; On opte:  **$e = 16 \text{ cm}$**

**a.1.2.Calcul du nombre de marches et contre marches :**

:  $H_0 = 238\text{cm}$  ;  $L_0 = 394\text{cm}$

$$g + 2h \approx 64\text{cm} \text{ Avec } h = \frac{H_0}{n} \text{ et } g = \frac{L_0}{n-1}$$

Avec : n-1: Nombre de marches ; n : nombre de contre marche

$$\Rightarrow 2 H_0 \times (n-1) + L_0 \times n \approx 0.64 \times n \times (n-1) \Rightarrow 0.64 \times n^2 - (0.64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0$$

$$\Rightarrow 0.64n^2 - 9.34n + 4.76 = 0 \text{ qui a pour solution :}$$

$$n = 14 ; n-1 = 13 ; h = 17\text{cm} ; g = 30\text{cm}$$

**a-2. Deuxième partie**

**a.2.1. épaisseur de la pailasse**

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \dots \dots \dots \text{Condition de la flèche}$$

$$L' = 297 + 146 \Rightarrow L' = 443\text{cm}$$

$$\text{Donc : } 14.76\text{cm} < e < 21.65\text{cm} ;$$

On opte : **e = 16 cm**

**a.2.2. Calcul du nombre de marches et contre marches :**

$$H_0 = 1.70\text{m} ; L_0 = 2.44 \text{ m}$$

$$g + 2h \approx 64\text{cm} \text{ Avec } h = \frac{H_0}{n} \text{ et } g = \frac{L_0}{n-1}$$

Avec : n-1: Nombre de marches ; n : nombre de contre marche

$$\Rightarrow 2 H_0 \times (n-1) + L_0 \times n \approx 0.64 \times n \times (n-1) \Rightarrow 0.64 \times n^2 - (0.64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0$$

$$\Rightarrow 0.64n^2 - 6.14n + 3.06 = 0 \text{ qui a pour solution :}$$

$$n = 10 ; n-1 = 9 ; h = 17\text{cm} ; g = 30\text{cm}$$

**a-3.Épaisseur du pallier de repos (1)**

Le pallier de repos se dimensionne comme une dalle pleine sur 1 seul appui

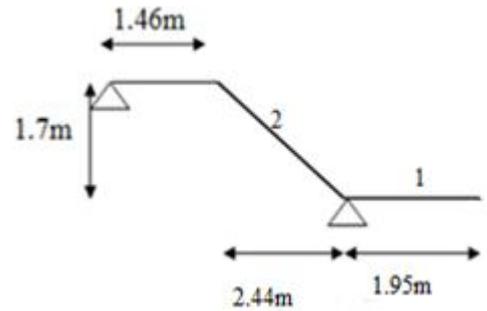
**1<sup>ere</sup> Condition résistance à la flexion**

$$e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{165}{20} = 8.25$$

$$\Rightarrow e \leq 8.25\text{cm}.$$

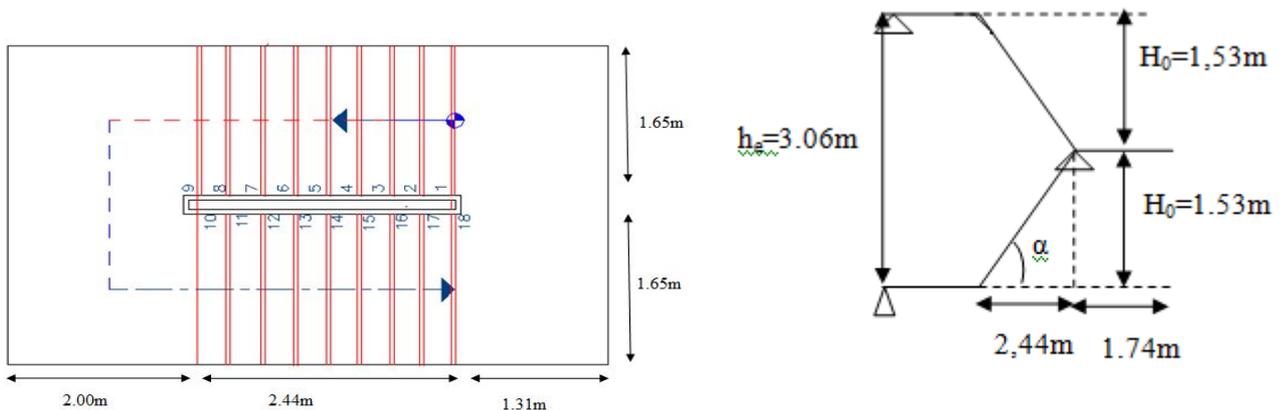
**2<sup>eme</sup> condition de coupe-feu : e ≥ 11 cm pour 2 heures de coupe-feu**

On opte : **e = 14 cm**



**Figure .II.9 :** Schéma statique de la 2<sup>eme</sup> partie.

**b-Escalier des étages courants**



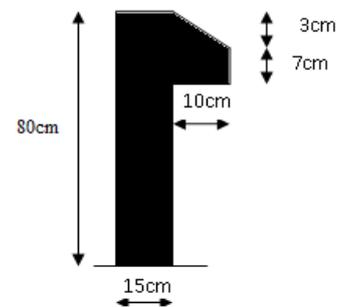
**Figure. II.11** : Schéma statique de l'escalier.

	H <sub>étage</sub> (m)	Volée	H <sub>volée</sub> (m)	Inclinaison (α)	L <sub>volée</sub> (m)	Nombre de marche	Epaisseur	h	g
1 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup>	3.06m	1et2	1.53	32,09°	2.88	9	16cm	17cm	30cm

**Tableau .II.1** :Pré dimensionnement d l'escalier des étages courants.

**II.3. L'acrotère**

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments. ses dimensions sont mentionné dans les plans d'architecture. Dans notre projet nous avons deux types. Type(1) pour la terrasse accessible avec une hauteur de H=120cm et type(2) pour la terrasse inaccessible avec : H = 80cm.



**Figure .II .12**Coupe de l'Acrotère

$$S_{inacce} = 15 \times 80 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 = 0.1285m^2$$

$$S_{acce} = 15 \times 120 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 = 0.1885m^2$$

**II.4.Ascenseur**

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+09) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

Caractéristiques d'ascenseur :

- L: Longueur de l'ascenseur.

- $l$  : Largeur de l'ascenseur
- $H$  : Hauteur de l'ascenseur.
- $W$  : Puissance de l'ascenseur = 6.8KW.
- $F_c$  : Charge due à la cuvette = 145KN.

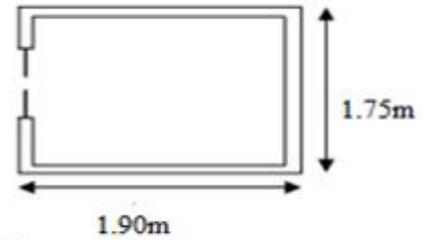


Figure II.13 : Ascenseur

- $P_m$  : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- $D_m$  : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse  $V = 1.6m/s$ .
- Donc  $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3KN$

### II.5. Pré dimensionnement des poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis on à deux types (poutres principales, poutres secondaires).

#### II.5.1. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon

la condition de la flèche qui est :  $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

$L_{max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis.

$L_{max} = 516 - 30 \Rightarrow L_{max} = 486cm \Rightarrow 32.4cm \leq h \leq 448.6cm.$

On prend :  $h=40cm$

Calcul de :  $b$

$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 13 \leq b \leq 31.5$

On adopte pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 40) cm^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifie \\ h = 40 \geq 30cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifie \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots V\acute{e}rifie \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 version 2003 Art .7.5.1).}$$

#### II.5.2. Les poutres secondaires

$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$  ..... (Condition de flèche).

$$L_{\max} = 500 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 470\text{cm} \Rightarrow 31.33\text{cm} \leq h \leq 47.00\text{cm}$$

On adopte pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 30 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art: 7.5.1}).$$

**II.6 Pré dimensionnement des voiles**

Les voiles sont des murs en béton armé, pleins ou comportant des ouvertures, liées entre eux par des planchers.

- **Pré dimensionnement :**

- Si :  $h_p$  : Hauteur totale de la poutre.
- $h_e$  : Hauteur libre d'étage.
- $e$  : Epaisseur du voile.
- $L$  : Longueur du voile.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions du voile doivent satisfaire les conditions du RPA99 suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots (1).$
- $e \geq h_e / 20 \dots\dots\dots (2).$
- $L \geq 4 e \dots\dots\dots (3).$

**RPA 99 version 2003 Art: 7.5.1)**

On distingue deux hauteurs libres des différents niveaux:

**1. Pour le sous sol**

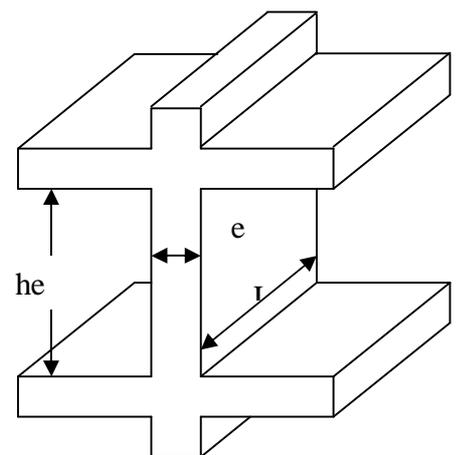
$h_e = 430 - 24 = 406\text{cm}$   
 $e \geq \max [406/20, 15] \Rightarrow e \geq \max [20.3, 15] \Rightarrow e \geq 20.3\text{cm}$   
 Finalement on adopte une épaisseur égale :  **$e = 25\text{cm}$**

**2. Pour le RDC**

$h_e = 408 - 24 = 384\text{cm}$   
 $e \geq \max [384/20, 15] \Rightarrow e \geq \max [19.2, 15] \Rightarrow e \geq 19.2\text{cm}$   
 Finalement on adopte une épaisseur égale :  **$e = 20\text{cm}$**

**2. Pour les étages courant**

$h_e = 282\text{cm}$   
 $e \geq \max [282/20, 15] \Rightarrow e \geq \max [14.1, 15] \Rightarrow e \geq 15\text{cm}$



**Figure .II.14 : Coupe verticale d'un voile.**

Finalement on adopte une épaisseur égale :  $e = 15\text{cm}$

**II.7. Evaluation des charges et surcharges**

**II.7.1. l'acrotère**

Désignation des éléments	types	Epaisseur (cm)	Surface (cm <sup>2</sup> )	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	Type(1)	15	1885	25	3.21
	Type(2)	15	1285	25	4.71
Enduit de ciment intérieur	Type(1)	2	220	20	0.28
	Type(2)	2	140	20	0.44
Enduit de ciment extérieur	Type(1)	2	160	20	0,32
	Type(2)	2	240	20	0.48
Charge permanente totale	Type(1)	<b>G=3,81KN/ml</b>			
	Type(2)	<b>G=5.63KN/ml</b>			
Charge d'exploitation		<b>Q=1KN/ml</b>			

Figure .II.15 Coupe de l'Acrotère

**Tableau .II.2 :** Évaluation des charges des l'acrotères.

**II.7.2. l'Ascenseur**

Poids propre de la dalle et de revêtement	La surface (m <sup>2</sup> )	Poids de la machine (KN /m <sup>2</sup> )	Poids total KN /m <sup>2</sup>
$G_1=25 \times 0.2 + 22 \times 0.04$	$S=L_x \times L_y$ $=1.88 \times 1.75$	$G_2=Fc / S$ $=145/3.29$	$G=G_1+G_2$ $=5.88+44.07$
$G_1=5.88\text{Kn/m}^2$	$S=3.29$	$G_2=44.07$	<b>G=49.95</b>
Les charges d'exploitation			<b>Q=1</b>

**Tableau .II.3:** évaluation des charges de l'Ascenseur.

**II.7.3. Plancher terrasse inaccessible (buanderie)**

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.040	20	0.8
2	Multicouche d'étanchéité	0.020	6	0.12
3	Isolation thermique	0.015	18	0.27

4	Forme de pente	0.065	22	1.43
5	Plancher à corps creux (20+4)	0.24	14	3.36
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale		$G_{\text{terrasse}}=6.18\text{KN/m}^2$		
Charge d'exploitation		$Q=1.00\text{KN/m}^2$		

Tableau. II.4 : Évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible.

**II.7.4.Plancher terrasse accessible**

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN /m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher corps creux	0.24	14	3.36
5	Isolation thermique	0.015	18	0.27
6	Multicouche d'étanchéité	0.02	6	0.12
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				$G = 5.12\text{KN} /\text{m}^2$
Surcharge d'exploitation				$Q = 1.5 \text{ KN} /\text{m}^2$

Tableau .II.5 : évaluation des charges de la terrasse accessible.

**II.7.5.Plancher étage courant à usage d'habitation et de commercial**

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN /m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher corps creux	0.24	14	3.36
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons distribution	/	/	1
Charge permanente totale				$G = 5.72$
Surcharge d'exploitation usage commercial				$Q=5$
Surcharge d'exploitation usage habitation				$Q = 1,50$

Tableau. II.6 : Évaluation des charges du plancher étage courant et commercial.

**II.7.6. Dalle pleine (balcons)**

	Désignation des éléments	épaisseur(m)	Densité(KN/m <sup>3</sup> )	Poids(KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0,40
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.02	18	0,36
4	Dalle pleine	0.14	25	3.5
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				$G = 4,86$
Surcharge d'exploitation				$Q = 3,50$

Tableau. II.7 : Évaluation des charges de la dalle pleine

**II.7.7.Murs extérieurs**

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Brique creuse	0.15	9	1.35
2	Lame d'aire	0.05	/	/
3	Brique creuse	0.10	9	0.9
4	Enduit extérieur en	0.02	20	0.4
5	Enduit de plâtre intérieur	0.02	10	0.2
	Charge permanente totale			<b>G = 2,85</b>

**Tableau .II.8 :** Évaluation des charges des murs extérieures.

**II.7.8.Les escaliers**

**II.7.8.1.Pallier**

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0,40
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en BA	0.16	25	4
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
	Charge permanente totale			<b>G = 5.36</b>
	Surcharge d'exploitation			<b>Q = 2,50</b>

**Tableau .II.9 :** Évaluation des charges de pallier.

**II.7.8.2.La Volée**

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Mortier de pose horizontale	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose verticale	0.02	20	0.40
3	Revêtement horizontal	0.02	22	0.44
4	Revêtement vertical	0.02	22	0.44
	Garde de corps	/	/	0.6
5	Marches	0.17x (1/2)	22	1.87
6	Paillasse	0.16/ (cos31.13)	25	4.67
		0.16/ (cos31.82)	25	4.70
		0.16/ (cos32.09)	25	4.72
		0.02/ (cos31.13)	14	0.32

7	Enduit en sous face	0.02/ (cos31.82)	14	0.32
		0.02/ (cos32.09)	14	0.33

Tableau. II.10 : Evaluation des charges de la volée.

Le tableau suivant résume l'évaluation des charges sur les différentes volées :

Epaisseur de la volée (m)	Inclinaison de la volée (°)	G ( KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )
0.16	31.13	<b>9.14</b>	<b>2.5</b>
	31.82	<b>9.17</b>	
	32.09	<b>9.2</b>	

Tableau. II.11 : récapitulatif d'évaluation des charges des volées.

### II.8.Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right. \quad \text{RPA 99(2003) art 7.4.1}$$

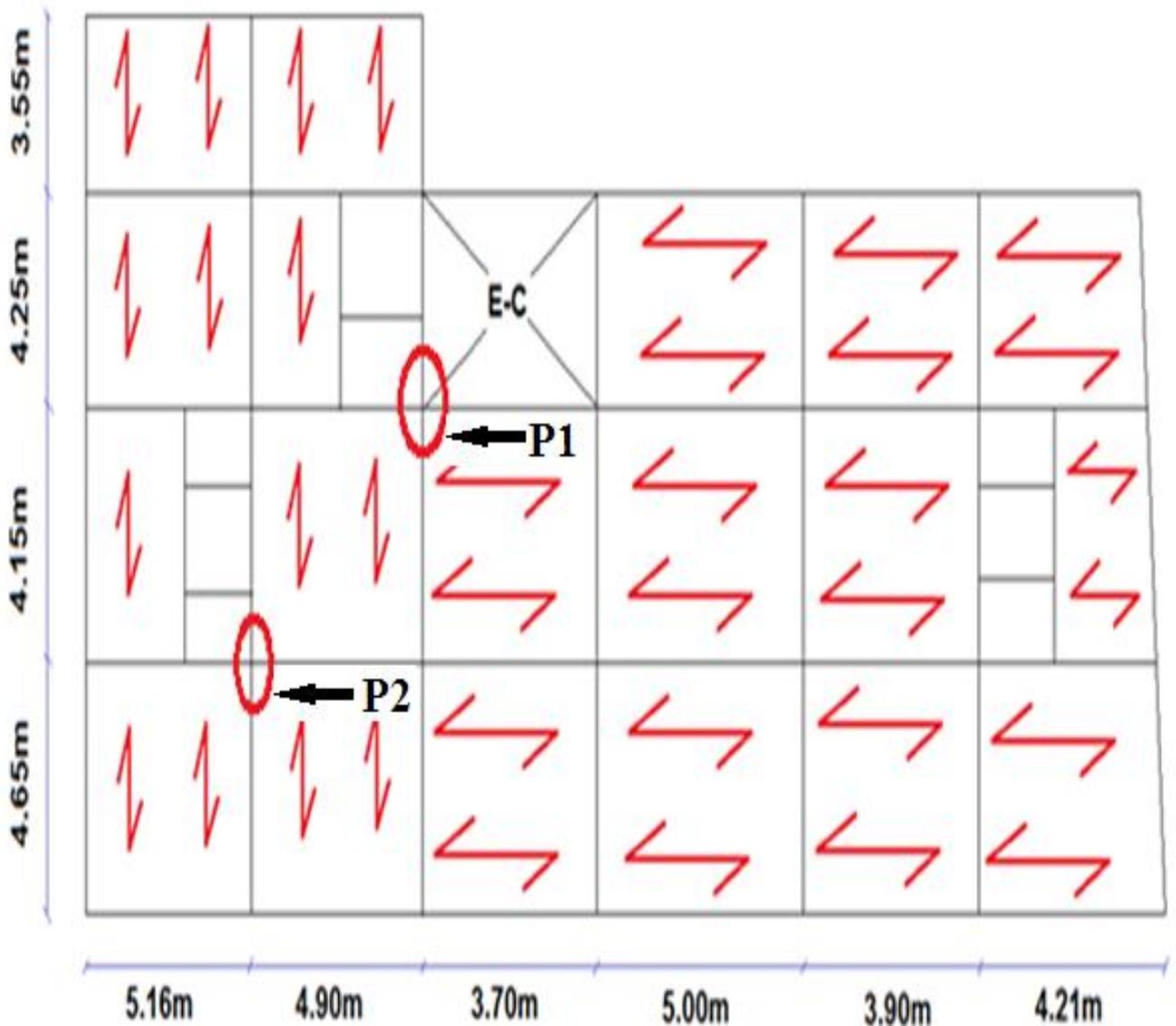
Les sections des poteaux adoptées probablement sont :

étages	Sous sol Et RDC	1,et2 <sup>ème</sup>	3,4et5 <sup>ème</sup>	6,7et8 <sup>ème</sup>	9 <sup>ème</sup>
Section (b×h) cm <sup>2</sup>	50x55	45x50	40x45	35x40	30x35

Tableau .II.12 : Section des poteaux préalable.

**II.9. Descente de charges :**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.



**Localisation des poteaux**

**II.9.1.Pour le poteau 1**

**II.9.1.1.Calcul des surfaces afférentes**

**a. Terrasse inaccessible**

Pour les charges d'exploitations :

$$S_q = (1.925 + 0.3 + 1.97) \times (0.3 + 1.7) - (0.3 \times 0.3) - 1 = 7.31$$

$$S_q = 7.31 \text{ m}^2$$

Pour les charges permanentes :

$$S_g = [(1.97 + 1.925) \times 1.7] - 1 = 5.63 \text{ m}^2$$

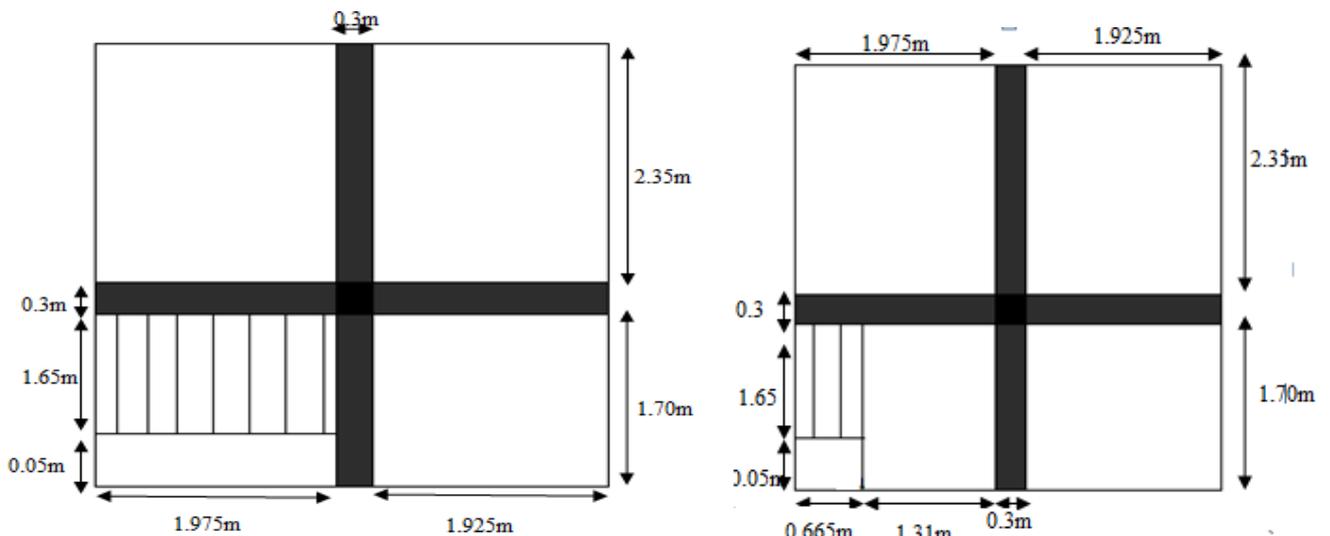
**b. Terrasse accessible, étage courant et RDC**

Pour les charges d'exploitations

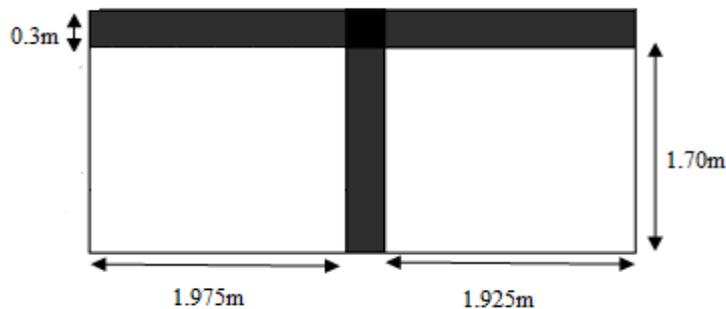
$$S_q = (1.975 + 0.3 + 1.925) \times (2.35 + 0.3 + 1.7) - (1.975 \times 1.7) - 0.09 = 14.83 \text{ m}^2$$

$$S_q = 14.83 \text{ m}^2$$

Pour les charges permanentes



Terrasse accessible, étage courant et RDC



Terrasse inaccessible

**Figure .II.16 : surface afférente du poteau P1.**

$$S_g = (1.925 + 1.975) \times (2.35 + 1.7) - (1.70 \times 1.975) = 12.44 \text{ m}^2$$

$$S_g = 12.44 \text{ m}^2$$

Surface d'escaliers des étages courantes :

$$S_p = 2.23 \text{ m}^2$$

$$S_v = 1.295 \text{ m}^2$$

Surface d'escalier RDC :

$$S_p = 0$$

$$S_v = 3.81 \text{ m}^2$$

**II.9.1.2. Calcul du poids propre des éléments de poteau (P1)**

éléments	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m)	Surface G (m <sup>2</sup> )	Surface Q (m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse Ina	6.18	34.79	5.63	7.31
Plancher terrasse Acc	5.12	63.69	12.44	14.83
Plancher d'étage courant	5.72	71.15	12.44	14.83
Poutre principales	25	11.70	/	/
Poutre secondaires	25	10.64	/	/
Poids de l'acrotère	3.81	16	/	/
Volée étage courant	9.2	11.91	1.295	1.295
Volée RDC	9.14	34.82	3.81	3.81
Palier	5.36	11.95	2.23	2.23
Murs extérieur	2.85	29.57	/	/
Murs intérieur	1.9	28.26	/	/
		RDC 27.26	/	/

**Tableau. II.13 :** poids propre des éléments et des surfaces.

- **Application de la loi de dégression de charges**

Dans les bâtiments à usage d'habitation et qui dépassent 5 étages, on applique la loi de dégression des surcharges, et ça on supposant que toutes les surcharges ne s'appliquent pas simultanément sur tout le plancher et on détermine la surcharge **Q** sur les éléments porteurs de niveau **n**, en fonction des surcharges **Q<sub>i</sub>** appliquées sur les différents niveaux comme suite :

$$Q_i = Q_0 + \frac{(3+n)}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{étant valable pour } n \geq 5 \quad (DTR B.C 2.2.6.3)$$

Sous toit ou terrasse :  $Q_0$

Sous dernier étage :  $Q_0 + Q_1$   
 Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :  $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$   
 Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :  $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$   
 Sous étage n quelconque :  $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Terrasse inacc  $Q_0=1\text{KN/m}^2$   
 9<sup>ème</sup> étage  $Q_0+Q_1=2.5\text{KN/m}^2$   
 8<sup>ème</sup> étage  $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)=3.85\text{KN/m}^2$   
 7<sup>ème</sup> étage  $Q_0+0.9(Q_1+Q_2+Q_3)=5.05\text{KN/m}^2$   
 6<sup>ème</sup> étage  $Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=6.1\text{KN/m}^2$   
 5<sup>ème</sup> étage  $Q_0+0.8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=7.00\text{KN/m}^2$   
 4<sup>ème</sup> étage  $Q_0+0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=7.75\text{KN/m}^2$   
 3<sup>ème</sup> étage  $Q_0+0.714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=7.75\text{KN/m}^2$   
 2<sup>ème</sup> étage  $Q_0+0.69(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=9.28\text{KN/m}^2$   
 1<sup>ème</sup> étage  $Q_0+0.67(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)=10.045\text{KN/m}^2$   
 RDC  $Q_0+0.65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})=13.025\text{KN/m}^2$

**Résultats de la descente de charge pour le poteau P1**

Niveaux	éléments	G <sub>t</sub> (KN)	Q <sub>t</sub> (KN)
N <sub>0</sub>	Poids de l'acrotère	16	
	Plancher terrasse inaccessible	34.79	7.31
	Poutres principale	11.70	
	Poutres secondaire	10.64	
	total	73.13	7.31
N <sub>1</sub>	N <sub>0</sub>	73.13	
	Plancher terrasse accessible	63.69	37.07
	Poutres principale	11.70	
	Poutres secondaire	10.64	
	Poteau maçonnerie	8.03 29.57	
	Escalier (palier)	11.95	5.57
	Total	208.71	42.64
N <sub>2</sub>	N <sub>1</sub>	208.71	
	Plancher courant	71.15	57.09
	Poutres principale	11.70	
	Poutres secondaire	10.64	
	Poteau maçonnerie	10.71 28.26	
	Escalier	23.86	8.81
	Total	365.03	65.9
N <sub>3</sub>	N <sub>2</sub>	365.03	
	Plancher courant	71.15	74.89
	Poutres principale	11.70	
	Poutres secondaire	10.64	
	Poteau maçonnerie	10.71 28.26	
	Escalier	23.86	8.81
	total	521.35	83.70
N <sub>4</sub>	N <sub>3</sub>	521.35	
	Plancher courant	71.15	90.46
	Poutres principale	11.70	
	Poutres secondaire	10.64	
	Poteau maçonnerie	10.71 28.26	
	Escalier	23.86	8.81
	total	677.67	99.27
N <sub>5</sub>	N <sub>4</sub>	677.67	
	Plancher courant	71.15	103.81
	Poutres principale	11.70	
	Poutres secondaire	10.64	
	Poteau maçonnerie	13.77 28.26	
	Escalier	23.86	8.81

	total	837.05	112.62
$N_6$	$N_5$	837.05	
	Plancher courant	71.15	114.93
	Poutres principale	11.70	
	Poutres secondaire	10.64	
	Poteau	13.77	
	maçonnerie	28.26	
	Escalier	23.86	8.81
	Total	996.43	123.74
$N_7$	$N_6$	996.43	
	Plancher courant	71.15	126.01
	Poutres principale	11.70	
	Poutres secondaire	10.64	
	Poteau	13.77	
	maçonnerie	28.26	
	Escalier	23.86	8.81
	Total	1155.81	134.82
$N_8$	$N_7$	1155.81	
	Plancher courant	71.15	137.62
	Poutres principale	11.70	
	Poutres secondaire	10.64	
	Poteau	17.21	
	maçonnerie	28.26	
	Escalier	23.86	8.81
	Total	1318.63	146.43
$N_9$	$N_8$	1318.63	
	Plancher courant	71.15	148.96
	Poutres principale	11.70	
	Poutres secondaire	10.64	
	Poteau	17.21	
	maçonnerie	28.26	
	Escalier	23.86	8.81
	Total	1481.45	157.77
$N_{10}$	$N_9$	1481.45	
	Plancher RDC	71.15	193.16
	Poutres principale	11.70	
	Poutres secondaire	10.64	
	Poteau	28.05	
	maçonnerie	27.26	
	Escalier	34.82	9.52
	Total	1665.07	202.68
Nu=1.35Gt+1.5Qt		Nu=2551.86 kn	
Ns=Gt+Qt		Ns=1867.70 kn	

Tableau .II.14 :Descente des charges pour le Poteau P1.

II.9.2.Pour le poteau 2

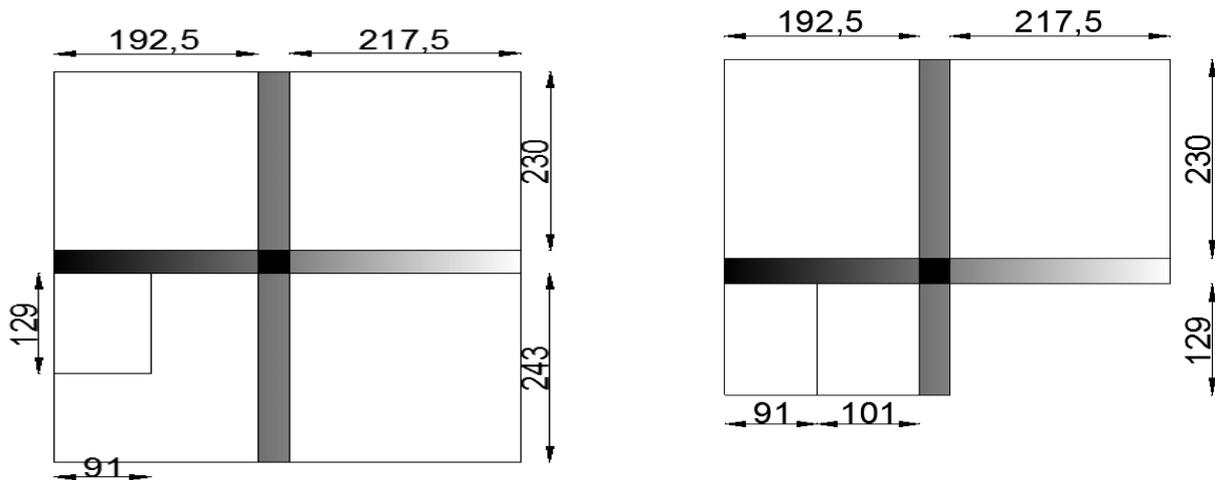


Figure .II.17 : surface afférente du poteau P2.

a. Terrasse inaccessible

$$S_q=(1.925+0.3+2.175)\times(2.3+0.3+1.29)-(1.29\times 2.175)-(0.91\times 1.29)-0.09=13.05$$

$$S_g=(1.925+2.175)\times(2.30+1.29)-(1.29\times 2.175)-(0.91\times 1.29)=10.94$$

b. Pour une terrasse accessible et un étage courant et RDC

$$S_q=(1.925+0.3+2.175)\times(2.3+0.3+2.43)-(1.29\times 0.91)-0.09=20.87$$

$$S_g=(1.925+2.175)\times(2.30+2.43)-(1.29\times 0.91)=18.22$$

c .Poids de l'acrotère

$$P=G \times L=3.81\times 4.475=17.05 \text{ KN}$$

II.9.2.1.Poid propre des elements de poteau (P2)

Le tableau suivant resume le poids propre des differents elements

éléments	Densité(KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m)	Surface G (m <sup>2</sup> )	Surface Q (m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inacc	6.18	66.37	10.94	13.05
Plancher terrasse acce	5.12	93.28	18.22	20.87
Plancher d'étage courant	5.72	104.21	18.22	20.87
Poutre principales	25	14.19	/	/
Poutre secondaires	25	10.76	/	/
Poids de l'acrotère	3.81	17.05	/	/
Murs extérieur	2.85	12.75	/	/
Murs intérieur	1.9	26.79	/	/
		RDC 30.63	/	/

Tableau .II.15 : poids propre des elements et les surfaces.

- Résultats de la descente de charge pour le poteau P2

Tableau récapitulatif des poids des éléments de poteau P2

Niveaux	Eléments	G <sub>t</sub> (KN)	Q <sub>t</sub> (KN)
N <sub>0</sub>	Poids de l'acrotère	17.05	
	Plancher terrasse inaccessible	66.37	
	Poutres principale	14.19	
	Poutres secondaire	10.76	
	<b>Total</b>	<b>108.37</b>	<b>10.94</b>
N <sub>1</sub>	N <sub>0</sub>	108.37	
	Plancher terrasse accessible	93.28	
	Poutres principale	14.19	
	Poutres secondaire	10.76	
	Poteau	8.03	
	Maçonnerie	12.75	
<b>Total</b>	<b>247.38</b>	<b>45.55</b>	
N <sub>2</sub>	N <sub>1</sub>	247.38	
	Plancher courant	104.21	
	Poutres principale	14.19	
	Poutres secondaire	10.76	
	Poteau	10.71	
	maçonnerie	26.79	
<b>Total</b>	<b>569.99</b>	<b>70.14</b>	
N <sub>3</sub>	N <sub>2</sub>	569.99	
	Plancher courant	104.21	
	Poutres principale	14.19	
	Poutres secondaire	10.76	
	Poteau	10.71	
	Maçonnerie	26.79	
<b>Total</b>	<b>736.65</b>	<b>92.01</b>	
N <sub>4</sub>	N <sub>3</sub>	736.65	
	Plancher courant	104.21	
	Poutres principale	14.19	
	Poutres secondaire	10.76	
	Poteau	10.71	
	maçonnerie	26.79	
<b>Total</b>	<b>903.31</b>	<b>111.14</b>	
N <sub>5</sub>	N <sub>4</sub>	903.31	
	Plancher courant	104.21	
	Poutres principale	14.19	
	Poutres secondaire	10.76	
	Poteau	13.77	
	maçonnerie	26.79	
<b>Total</b>	<b>1073.03</b>	<b>127.54</b>	

$N_6$	$N_5$	1073.03	
	Plancher courant	104.21	
	Poutres principale	14.19	
	Poutres secondaire	10.76	
	Poteau	13.77	
	maçonnerie	26.79	
	Total	1242.75	141.20
$N_7$	$N_6$	1242.75	
	Plancher courant	104.21	
	Poutres principale	14.19	
	Poutres secondaire	10.76	
	Poteau	13.77	
	maçonnerie	26.79	
	Total	1412.47	154.81
$N_8$	$N_7$	1412.47	
	Plancher courant	104.21	
	Poutres principale	14.19	
	Poutres secondaire	10.76	
	Poteau	17.21	
	maçonnerie	26.79	
	Total	1585.63	169.08
$N_9$	$N_8$	1585.63	
	Plancher courant	104.21	
	Poutres principale	14.19	
	Poutres secondaire	10.76	
	Poteau	17.21	
	maçonnerie	26.79	
	Total	1758.79	183.01
$N_{10}$	$N_9$	1758.79	
	Plancher RDC	104.21	
	Poutres principale	14.19	
	Poutres secondaire	10.76	
	Poteau	28.05	
	maçonnerie	30.63	
	Total	1946.63	237.31
$N_u = 1.35G_t + 1.5Q_t$		$N_u = 2983.91 \text{ KN}$	
$N_s = G_t + Q_t$		$N_s = 2183.94 \text{ KN}$	

Tableau .II.16 : Descente des charges pour le Poteau P2 .

**Récapitulation des résultats**

poteaux	G(KN)	Q(KN)	$N_u$ (KN)	$N_s$ (KN)
Poteau 1	1481.45	157.77	2551.86	1867.70
Poteau 2	1946.63	237.31	2983.91	2183.94

Tableau .II.17 : Efforts normaux dans les deux poteaux.

le poteau le plus sollicité est **P1** avec un effort normal  $N_u=2983.91\text{KN}$  selon CBA93 (Art B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10%.Après majoration on trouve :  **$N_u=3282.30\text{ KN}$**

**II.9.3. vérification des poteaux**

- **Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u * \gamma_b}{0.85 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{3282.30 \times 10^{-3} * 1.5}{0.85 \times 25} = 0.231\text{m}^2$$

On a  $B = 0.55 * 0.50 = 0.275\text{m}^2$  .

$B = 0.275 \geq 0.232\text{cm}^2$  .Condition vérifiée

niveaux	Nu	Sections	Condition B>B Calcule		observation
			B	B Calcule	
Sous sol et RDC	3282.30	50x55	0.275	0.231	Vérifiée
Etage 1 et 2	2913.76	45x50	0.225	0.205	
Etage 3,4 et 5	2352.95	40x45	0.18	0.166	
Etage 6,7 et 8	1524.79	35x40	0.14	0.107	
Etage 9	442.51	30x35	0.105	0.031	

**Tableau. II.18 :** Vérification des poteaux à la compression simple.

**II.9.4.Vérification du critère de stabilité de forme**

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  :Section des armatures.

$\gamma_b$ : coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s$ : coefficient de sécurité des aciers

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élanacement  $\lambda$ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élancement  $\lambda = \frac{l_f}{i}$ .

$l_f$  : Longueur de flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau.

$i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  : Moment d'inertie :  $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

- **Vérification du poteau du sous sol**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.3 = 3.01m.$$

$$B = 0.50 \times 0.55 = 0.275m^2.$$

$$I = \frac{0.50 \times 0.55^3}{12} = 6.93 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{6.93 \times 10^{-3}}{0.275}} = 0.158$$

$$\lambda = \frac{3.01}{0.158} = 19.05 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{19.05}{35}\right)^2} = 0.802$$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{3282,30 * 10^{-3}}{0.802 \times \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.186m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (50 - 2) \times (55 - 2) \times 10^{-4} = 0.254m^2$$

$0.254 > 0.186$  donc le poteau ne risque pas de flamber.

Poteau	Sous-sol RDC	Etage 1et2	Etage 3,4 et 5	Etage 6 ,7et8	Etage 9
Nu(KN)	3282.30	2913.76	2352.95	1524.79	442.51
Badp(m <sup>2</sup> )	0.275	0.225	0.18	0.14	0.105
$l_0$ (m)	4.08	3.06	3.06	3.06	3.06
$l_f$ (m)	3.01	2.142	2.142	2.142	2.142
$I \times 10^{-3}$ (m <sup>4</sup> )	6.93	4.68	3.03	1.86	1.07
$i$ (m)	0.158	0.144	0.129	0.115	0.101
$\lambda$	19.05	14.875	16.61	18.63	21.21
$\alpha$	0.802	0.820	0.813	0.804	0.791
$B_{rcal}$ (m <sup>2</sup> )	0.186	0.161	0.131	0.086	0.0254
$B_{radp}$ (m <sup>2</sup> )	0.254	0.206	0.163	0.125	0.092
Observation $B_{radp} > B_{rcal}$	<b>Vérifiée</b>				

Tableau .II.19 : Vérification des poteaux au flambement.

- **Vérification de l'effort normale réduite**

$$N_u / (B \cdot f_{c28}) \leq 0.30$$

Pour le sous sol :  $(3282.30 \cdot 10^{-3} / 6.875) = 0.477 \geq 0.30$  condition n'est pas vérifiée

Donc il faut redimensionnée les sections des poteaux.

**II.10. Conclusion**

Les dimensions retenues pour tous les poteaux de notre bâtiment au niveau de chaque étage sont données dans le tableau suivant :

étages	Sous sol Et RDC	1,et2 <sup>ème</sup>	3,4et5 <sup>ème</sup>	6,7et8 <sup>ème</sup>	9 <sup>ème</sup>
Section(b × h) cm <sup>2</sup>	50x55	45x50	40x45	35x40	30x35

Tableau. II.20 : sections des poteaux adoptées.

# ***CHAPITRE III***

*Etudes des éléments secondaires*

### III.1.Introduction

Les éléments secondaires à étudier dans ce chapitre sont : les planchers, l'escalier, l'acrotère et ainsi que l'ascenseur.

### III.2.Etude des plancher

#### III.2.1Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression.

##### III.2.1.1.Méthodes de calcul

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations(Q) on applique deux méthodes qui sont :

#### a. La méthode forfaitaire

Le **BAEL91 (Art. L.III,2)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée,  $Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2)$ .
2. Le rapport des portées successives ( $L_t / L_{t+1}$ ) est compris entre 0.8 et 1.25.
3. Le moment d'inertie est considéré constant dans tous les travées.
4. La fissuration est peu nuisible.

#### - Principe de la méthode forfaitaire

Soit une poutre continue soumise à un une charge p

#### - Les moments fléchissant

##### 1. En travée

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

$$1) \quad M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

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.

$M_i$  : Moment en travée de la travée considérée.

$l_i$  : Portée de la travée.

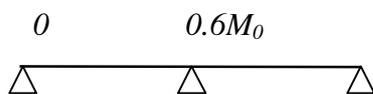
**2. En appuis**

- **En appuis de rive**

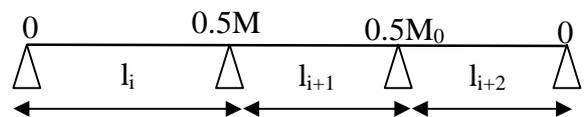
les moments sont nuls, cependant on les ferraille avec des aciers de fissuration avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à  $(-0.15M_0)$

- **En appuis intermédiaires**

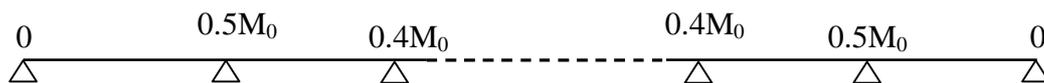
- **Cas de 02 travées**



- **Cas de 03 travées**



- **Cas de plus de 03 travées**



Ces moment sont de l'ordre  $(-0.5M_0)$  pour les appuis voisin de l'appui de rive et  $(-0.4M_0)$  pour les autres appuis intermédiaires.

- **Les efforts tranchants**

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 où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  avec :

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

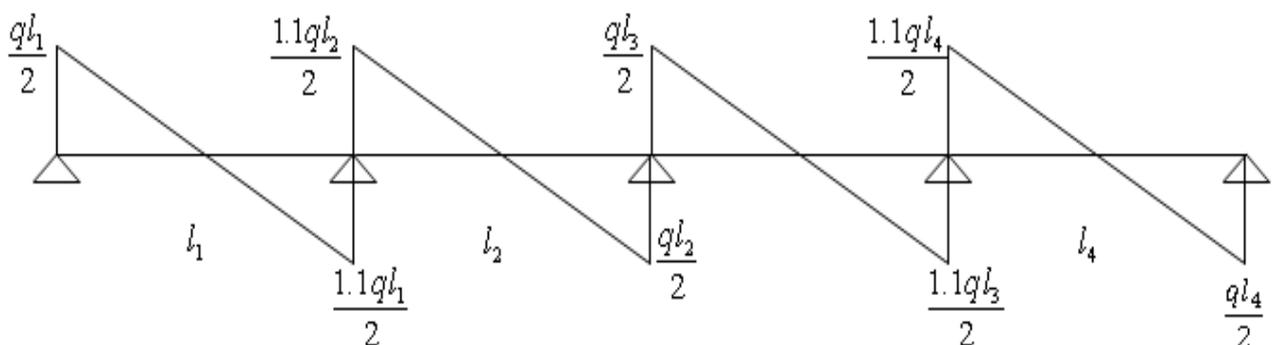


Figure III. 1: Diagramme des efforts tranchants

### b. Méthode de Caquot

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

#### - Principe de la méthode Caquot

Cette méthode est basée sur la méthode des trios moments que Caquot a simplifiée et corrigée 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

#### - Calcul des moments

##### 1. En appuis :

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \quad (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

Avec  $l' = 0.8 \times l$  : Pour une travée intermédiaire ;  $l' = l$  : Pour une travée de rive.

$P_g$  ;  $P_d$  : Charge à droite et à gauche de la travée.

##### 2. En travées :

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

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

$$x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

#### - Evaluation des efforts tranchants

$$V = dM(x)/dx \Rightarrow \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}.$$

### III.2.1.2. Etude des poutrelles

#### 1. Calcul des charges revenant aux poutrelles

##### - Calcul à L'ELU

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

Avec  $b = 0.65\text{m}$

$$p_u = b \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$$

##### - Calcul à L'ELS

$$q_s = G + Q$$

$$p_s = b \times (G + Q)$$

Les charges revenant aux poutrelles sont données dans le tableau suivant :

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)
Terrasse inaccessible	6.18	1.00	9.843	6.397	7.18	4.667
Plancher des étages	5.72	1.50	9.972	6.481	7.22	4.693
sous -sol	5.72	5	15.222	9.894	10.72	6.968

Tableau .III.1 : Chargement sur les poutrelles.

## 2. Les différents types des poutrelles

Type	Schéma statique
1	
2	
3	
sol sous + RDC+1..8	4
	5

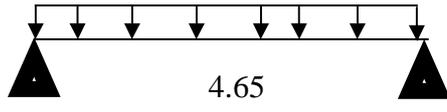
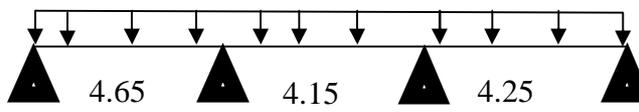
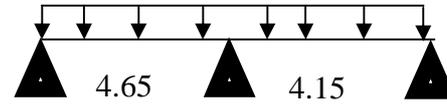
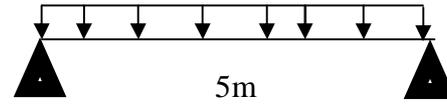
	6	
Etage 9 (terrasse inaccessible)	7	
	8	
	9	

Tableau.III.2 : Les différents types des poutrelles.

### 3. Etude du plancher sous sol

- Exposé un cas de calcul: Poutrelle type 2

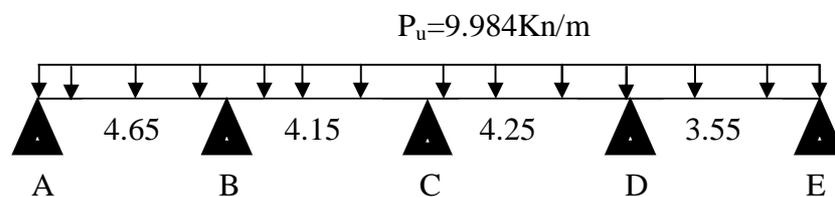


Figure .III.2 : Schéma statique de poutrelle type 2.

- $0.8 < (4.65 / 4.16) = 1.12 < 1.25$ ..... Vérifiée.
- $Q < 2 \times G$ ..... Vérifiée.

Toutes les conditions d'utilisation de **la méthode forfaitaire** sont satisfaites.

#### -Calcul à L'ELU

- Les moments isostatiques :  $M_0 = \frac{P_u l^2}{8}$

Travée A-B :  $M_0 = \frac{P_u l_{AB}^2}{8} = \frac{9.984 \times 4.65^2}{8} = 26.742 \text{ KN.m}$

Travée B-C :  $M_0 = \frac{P_u l_{BC}^2}{8} = \frac{9.984 \times 4.15^2}{8} = 21.493 \text{ KN.m}$

Travée C-D :  $M_0 = \frac{P_u l_{CD}^2}{8} = \frac{9.984 \times 4.25^2}{8} = 22.542 \text{ KN.m}$

Travée D-E :  $M_0 = \frac{P_u l_{DE}^2}{8} = \frac{9.984 \times 3.55^2}{8} = 15.727 \text{ KN.m}$

- **Moments sur les appuis**

$M_A = M_E = 0$

$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times \max(26.742, 21.493) = -13.371 \text{ KNm}$

$M_C = -0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 \times \max(21.493, 22.542) = -9.016 \text{ KNm}$

$M_D = -0.5 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0.5 \times (22.542, 15.727) = -11.271 \text{ KNm}$

- **Les moments fléchissant en travées**

$\alpha = \frac{1}{5 + 5.72} = 0.093$  ;  $(1 + 0.3\alpha) = 1.027$  ;  $\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = 0.613$  ;

$\frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} = 0.513$

- **Travée A-B** : C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

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

$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots (2)$

Avec :  $M_B = -13.37 \text{ KNm}$  ;  $M_A = 0 \text{ KN.m}$  ;  $M_0 = 26.742 \text{ KNm}$

$\max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. = \max(1.027, 1.05) M_0 = 1.05 M_0$

$M_t + \frac{0 + 13.37}{2} \geq 1.05 \times 26.742 \Rightarrow M_t \geq 23.795 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$

$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.093}{2} \times 26.742 \Rightarrow M_t \geq 7.405 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$

$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 23.795 \text{ KN.m}$

- **Travée B-C** : C'est une travée intermédiaire les vérifications à faire les suivantes :

Avec :  $M_d = M_C = -9.016 \text{ KNm}$  ;  $M_g = M_B = -13.37 \text{ KN.m}$  ;  $M_0 = 21.493 \text{ KNm}$

$M_t + \frac{13.37 + 9.016}{2} \geq 1.05 \times 21.493 \Rightarrow M_t \geq 11.374 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$

$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.093}{2} \times 21.493 \Rightarrow M_t \geq 13.175 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 13.175KN.m$$

**-Travée C-D :**

C'est une travée intermédiaire les vérifications à faire les suivantes :

$$\text{Avec : } M_d = M_D = -11.271KNm \quad ; \quad M_g = M_C = -9.016KN.m \quad ; \quad M_0 = 22.542KN.m$$

$$M_t + \frac{11.271 + 9.016}{2} \geq 1.05 \times 22.542 \Rightarrow M_t \geq 13.526KN.m \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.093}{2} \times 22.542 \Rightarrow M_t \geq 13.795KN.m \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 13.795KN.m$$

**-Travée D-E :**

$$\text{Avec : } M_d = M_E = 0KNm \quad ; \quad M_g = M_D = -11.271KN.m \quad ; \quad M_0 = 15.727KN.m$$

$$M_t + \frac{11.271 + 0}{2} \geq 1.05 \times 15.727 \Rightarrow M_t \geq 10.877KN.m \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.093}{2} \times 15.727 \Rightarrow M_t \geq 9.640KN.m \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 10.877KN.m$$

**- Les efforts tranchants :**

Travée A-B :

$$V_A = \frac{Pu \times l_1}{2} + \frac{M_A - Mb}{l_1} \Rightarrow V_A = \frac{9.894 \times 4.65}{2} + \frac{0 - (-13.37)}{4.65} \Rightarrow V_A = 23.004KN$$

$$V_B = -\frac{Pu \times l_1}{2} + \frac{M_A - M_C}{l_1} \Rightarrow V_B = -\frac{9.894 \times 4.65}{2} + \frac{0 - (-9.016)}{4.65} \Rightarrow V_B = -25.304KN$$

C'est la même méthode pour les autres travées.

Les résultats de sollicitation de tous les types des poutrelles dans tous les planchers sont dans les tableaux suivant :

- Les sollicitations pour les poutrelles de sous sol

Type de poutrelles	Etat limite						
	ELU				ELS		
	$M_{a\text{ rive}}$ (max) (KNm)	$M_{a\text{ inter}}$ (max) (KNm)	$M_{\text{travée}}$ (max) (KNm)	$V_{\text{max}}$ (KN)	$M_{a\text{ rive}}$ (max) (KNm)	$M_{a\text{ inter}}$ (max) (KNm)	$M_{\text{travée}}$ (max) (KNm)
Type 2							
	-4.011	-13.371	23.795	25.304	-2.824	-9.417	16.757
Type 5							
	-4.011	-16.045	22.458	16.287	-2.824	-11.3	15.816
Type 6							
	-4.011	//	26.742	23.004	-2.824	//	18.833

Tableau. III. 3 : Sollicitation du plancher sous sol.

- Les sollicitations pour les poutrelles des étages courantes +RDC

Type de poutrelles	Etat limite						
	ELU				ELS		
	$M_{a\text{ rive}}$ (max) (KNm)	$M_{a\text{ inter}}$ (max) (KNm)	$M_{\text{ travée}}$ (max) (KNm)	$V_{\text{ max}}$ (KN)	$M_{a\text{ rive}}$ (max) (KNm)	$M_{a\text{ inter}}$ (max) (KNm)	$M_{\text{ travée}}$ (max) (KNm)
Type 2							
	-2.628	-8.76	14.233	16.39	-1.902	-6.342	10.304
Type 5							
	-2.628	-10.512	13.357	-17.331	-1.902	-7.61	9.67
Type 6							
	-2.628	//	17.520	15.071	-2.628	//	12.684

Tableau. III.4 : Sollicitation du plancher étage courant+RDC.

- Les sollicitations pour les poutrelles de la terrasse inaccessible

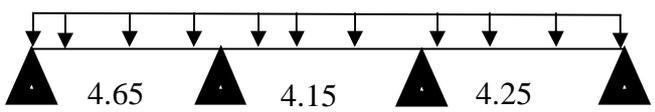
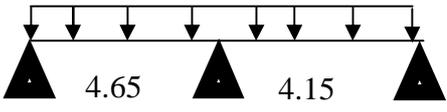
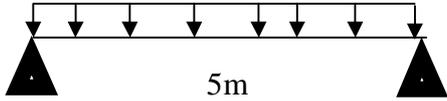
Type de poutrelles	Etat limite						
	ELU				ELS		
	$M_{a\text{ rive}}$ (max) (KNm)	$M_{a\text{ inter}}$ (max) (KNm)	$M_{\text{travée}}$ (max) (KNm)	$V_{\text{max}}$ (KN)	$M_{a\text{ rive}}$ (max) (KNm)	$M_{a\text{ inter}}$ (max) (KNm)	$M_{\text{travée}}$ (max) (KNm)
Type 7							
	-2.593	-8.647	13.834	16.363	-1.892	-6.307	10.091
Type 8							
	-2.593	-10.376	12.97	17.107	-1.892	-7.568	9.461
Type 9							
	-2.991	//	19.994	15.995	-2.187	//	14.584

Tableau .III.5 : Sollicitation du plancher terrasse inaccessible.

- Méthode de Caquot

Vus que la condition  $0.8 < (L_i / L_{i+1}) < 1.25$  n'est pas vérifiée pour les types (1.3, et 4) on applique la méthode de Caquot.

- Les sollicitations pour les poutrelles des étages courants +RDC

TYPE DE POUTRELLES	Etat limite						
	ELU				ELS		
	$M_{a\text{ rive}}$ (max) (KNm)	$M_{a\text{ inter}}$ (max) (KNm)	$M_{\text{travée}}$ (max) (KNm)	$V_{\text{max}}$ (KN)	$M_{a\text{ rive}}$ (max) (KNm)	$M_{a\text{ inter}}$ (max) (KNm)	$M_{\text{travée}}$ (max) (KNm)
TYPE 1							
	-1.597	-8.424	12.297	16.39	-1.147	-6.051	8.949
TYPE 2							
	-1.371	-8.832	11.629	16.287	-0.985	-6.343	8.469
TYPE 3							
	-2.254	-10.826	15.205	18.37	-1.619	-7.775	11.036

Tableau .III.6 : Sollicitation du plancher étage courant.

Les sollicitations pour les poutrelles de plancher sous sol

Type de poutrelles	Etat limite						
	ELU				ELS		
	$M_{a\text{ rive}}$ (max) (KNm)	$M_{a\text{ inter}}$ (max) (KNm)	$M_{\text{travée}}$ (max) (KNm)	$V_{\text{max}}$ (KN)	$M_{a\text{ rive}}$ (max) (KNm)	$M_{a\text{ inter}}$ (max) (KNm)	$M_{\text{travée (max)}}$ (KNm)
Type 1							
	-2.732	-14.401	17.314	25.051	-1.903	-10.036	10.988
Type 3							
	-2.344	-15.098	16.17	-24.874	-1.633	-10.521	-10.00
Type5							
	-3,853	-18.506	22.358	28.436	-2.685	-12.897	15.804

Tableau .III.7 : Sollicitation du plancher sous sol.

- Les sollicitations maximales

	Etat limite						
	ELU				ELS		
	M <sub>a rive</sub> (max) (KNm)	M <sub>a inter</sub> (max) (KNm)	M <sub>travée (max)</sub> (KNm)	V <sub>max</sub> (KN)	M <sub>a rive</sub> (max) (KNm)	M <sub>a inter</sub> (max) (KNm)	M <sub>travée</sub> (max) (KNm)
Etage 9 (terrasse inaccessible)	-2.593	-10.376	13.834	17.107	-1.892	-7.56	10.091
Plancher étage courant+RDC	-2.628	-10.826	15.205	18.37	-1.902	-7.775	11.036
Plancher Sous sol	-4.011	-18.506	23.795	28.436	-2.824	-12.897	16.757
Etage 9 (terrasse inaccessible type 9)	-2.991	//	19.995	15.995	-2.187	//	14.584

Tableau .III.8 : Les sollicitations maximales.

2. Ferrailage des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple.

- Calcul à l'ELU
- Calcul de la section d'armatures longitudinales
- Plancher de sous sol

Calcul de moment équilibré par la table de compression  $M_{tu}$  :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.216 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 72.36 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_{trav}^{\max} \Rightarrow$  La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression  $\Rightarrow$  étude d'une section rectangulaire  $b_0 \times h$ .

a. En travée :  $Mt = 23.795 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{Mt}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} ; \quad d=0.9h \Rightarrow d=21.6 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{23.795 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.216^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.36 < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0.$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.586$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.216(1 - 0.4 \times 0.586) = 0.165 \text{ m}.$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{23.795 \times 10^3}{348 \times 0.165} \Rightarrow A_{tr} = 4.14 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.216 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 1.69 \text{ cm}^2) < A_t$$

On opte pour :  $A_{tr} = 1\text{HA}12 + 2\text{HA}14 = 4.21 \text{ cm}^2$  .

**b. En appuis**

- **Appuis intermédiaires :**

$$M_{appui}^{\max} = 18.506 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{18.506 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.216^2 \times 14.2} = 0.279 < \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.418 \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.179 \text{ m}.$$

$$A_a = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{18.506 \times 10^3}{348 \times 0.179} \Rightarrow A_a = 2.95 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.216 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2) < A_t$$

On opte pour  $A_a^{\text{inter}} = 2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$ .

- **Appui de rive :**

$$M_a^{\text{rive}} = -4.011 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{4.011 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.216^2 \times 14.2} = 0.0605$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$\mu_{bu} = 0.0605 < 0.186 \longrightarrow$  pivot A ( $\xi_s = 10\%$ ).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.078$$

$$z = 0.216(1 - 0.4 \times 0.078) = 0.209 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{4.011 \times 10^{-3}}{0.209 \times 348} = 0.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.216 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2) < A_t$$

On opte une section:  $A_{rive} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$

### Conclusion

Pour le ferrailage on a adopté

-En travée :  $A_{tr} = 1\text{HA}12 + 2\text{HA}14 = 4.21 \text{ cm}^2$

-En appuis intermédiaires :  $A_{a \text{ inter}} = 2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$ .

-En appuis de rive :  $A_{rive} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$

### a. Vérification à l'E.L.U

#### - Cisaillement :

$$V^{\max} = 28.436 \text{ kN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{28.436 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.216} \Rightarrow \tau_u = 1.31 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

#### - Calcul des armatures transversales

$$\Phi \leq \min \left( \frac{h}{35}; \Phi; \frac{b_0}{10} \right) = 6.8 \text{ mm}$$

On adopte un épingle avec  $A_t = 2\text{HA}6 = 0.57 \text{ cm}^2$

#### - L'espacement

$$1) St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 19.44 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f'_{ij} K)} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \quad (\text{CBA.Art A.5.1.2.3}) \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 90^0 \text{ (Flexion simple, cadres droites.)}$$

$$f'_{ij} = \min(f_{ij}; 3.3 \text{ Mpa})$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 0.8 \times 400}{10(1.3 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 27.22 \text{ cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

**- Vérification à l'effort tranchant**

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

**-L'appui intermédiaire**

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (28.436 - \frac{18.506}{0.9 \times 0.216}) \times 10^{-3} \frac{1.15}{400} 10^4 = 1.919 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.08 > 1.919$$

C'est vérifié.

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

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = 0.224 \Rightarrow 0.79 > 0.224 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

**- Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{28.436 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65-0.1}{2}\right)}{0.9 \times 0.65 \times 0.216 \times 0.04}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1.547 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**Vérification de la bielle**

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

Avec  $a \leq 0.9d = 0.1994 \text{ m}$  ; soit  $a = 0.18 \text{ m}$

$$V_u = 28.436 \text{ kN} \leq 0.267 \times 0.18 \times 0.1 \times 25 = 120.15 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

**b. Vérification à l'ELS**

**- Etat limite de compression du béton :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$**

**a. En travée :**

$$M_t^{\max} = 16.757 \text{ kN.m} \quad A_{tr} = 4.21 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15 A (d - h_0) \dots\dots\dots \text{BAEL91.L.III.3}$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 4.21 \times 10^{-4} \times (0.216 - 0.04) \Rightarrow H = -5.914 \times 10^{-4}$$

$H < 0$  (alors l'axe neutre passe par la nervure  $\Rightarrow$  calcul d'une section en T)

Position de l'axe neutre y :

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

$$10 \times y^2 + [2 \times (65 - 10) \times 4 + 30 \times 4.21] \times y - [(65 - 10) \times 4^2 + 30 \times 21.6 \times 4.21] = 0$$

$$10y^2 + 566.3y - 3608.08 = 0 \dots\dots\dots(1) \text{ Solution d'équation : } y = 5.78 \text{ cm}$$

**- Calcul de l'inertie I**

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left( y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 5.78^3}{3} + (65 - 10) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 10) \times 4 \times \left( 5.78 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 4.21 \times (21.6 - 5.78)^2$$

$$\Rightarrow I = 19885 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{16.757 \times 10^{-3}}{19885 \times 10^{-8}} \times 0.0578 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.870 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  C'est vérifié **(BAEL E.III.2)**

**- En appuis intermédiaires**

$$M_{ser} = -12.897 \text{ KN.m} \quad A_a = 3.08 \text{ cm}^2.$$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section  $b_0 \times h$

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0 \Rightarrow \frac{10}{2} y^2 + 15 \times 2.36 y - 15 \times 2.36 \times 17 = 0$$

$$y^2 + 6.78y - 115.26 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

Après résolution de l'équation (2) :  $y = 4,93 \text{ cm}$

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

$$I = \frac{10}{3} \times (7.868)^3 + 15 \times 2.26 \times (17 - 7.868)^2 \Rightarrow I = 15337 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{12.897 \times 10^{-3}}{15337 \times 10^{-8}} \times 0.0493 = 4.1 \text{ MPa} \quad \text{(CBA Art A.5.3.3)}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$  C'est vérifié.

**- Etat limite de déformation**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

**- Evaluation de la flèche**

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

$$1) L \leq 8m$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = 0.048 \geq 0.066$$

BAEL91 (Article L.VI, 2)

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} = 0.0190 \leq 0.009$$

$$\text{Avec : } A = 4.21 \text{ cm}^2 \quad l = 5.00 \text{ cm}$$

On a la 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> conditions non vérifiées donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

La flèche admissible pour une poutre supérieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left( \frac{l}{500} \right) = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

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

$f_{ij}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

#### - Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.  $q_{jser} = 0.65 \times 3.36 = 2.184 \text{ KN / m}$

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

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.72 = 3.718 \text{ KN / m}$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.72 + 5) \Rightarrow q_{pser} = 6.968 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 4.422 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 7.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 12.124 \text{ KN.m}$$

**- Propriété de la section**

Position de l'axe neutre :  $y = 5.78 \text{ cm}$ .

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{24^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times (4.21 \times 21.6 + 0)}{10 \times 24 + (65 - 10)4 + 15(4.21 + 0)}$$

$$\Rightarrow y_G = 8.77 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow I_0 = 35425,7 \text{ m}^4 \quad (I_0 \text{ c'est le moment d'inertie de la section totale})$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{4.21}{10 \times 21.6} \Rightarrow \rho = 0.0194$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \Rightarrow \lambda_i = 2.229 \quad \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.891 \quad \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

**Contraintes**

$$Y = 5.78 \text{ cm}; \quad I_0 = 35425,7 \text{ m}^4; \quad I = 20789 \text{ cm}^4 \quad A = 4.21 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 52.2646 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 88.7829 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 167.0364 \text{ Mpa}$$

**- Inerties fictive (  $I_f$  )**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 0.3976$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 0.5868$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 0.7531$$

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

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{f_{ij}} = 20659 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{f_{ig}} = 16882 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{f_{vg}} = 25576 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{f_{ip}} = 14547 \text{ cm}^4$$

**- Evaluation des flèches**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} \Rightarrow f_{ji} = 1.427 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} \Rightarrow f_{gi} = 2.967 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} \Rightarrow f_{pi} = 6.479 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} \Rightarrow f_{gv} = 5.875 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 5.872 - 1.427 + 6.479 - 2.967 \Rightarrow \Delta f_t = 7.959 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 6.89 \text{ mm} \leq f_{adm} = 9.3 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

- Le tableau suivant résume les sections d'acier retenues pour ferrailer les poutrelles des différents étages :

		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )
sol sous	travée	23.795	0.359	0.588	16.52	4.14	1.69	1HA12+2HA14=4.21
	Appui interm	-18.50	0.277	0.420	17.97	2.95	0.26	2HA14=3.08
	Appui de rive	-4.011	0.060	0.078	20.92	0.55	0.26	1HA10=0.79
RDC d'étage	travée	15.205	0.230	0.331	18.74	2.33	1.69	3HA10=2.37
	Appui inter	-10.826	0.157	0.214	19.75	1.510	0.26	1HA10+1HA12=1.92
Courant	Appui de rive	-2.628	0.039	0.050	21.16	0.35	0.26	1HA10=0.79
Planche terrasse	travée	13.834	0.209	0.296	19.04	2.08	1.69	3HA10=2.37
	Appui inter	-10.376	0.156	0.214	19.75	1.509	0.26	1HA10+1HA12=1.92
	Appui de rive	-2.593	0.039	0.05	21.17	0.35	0.26	1HA8=0.50
Type9	travée	19.995	0.302	0.464	17.59	3.26	1.69	3HA12=3.39
	Appui de rive	-2.991	0.045	0.057	21.10	0.407	0.26	1HA8=0.50

Tableau .III.9 : Résumé les sections d'acier retenues pour ferrailer les poutrelles.

**-Vérifications des contraintes à E.L.S**

- Etat limite de compression de béton  $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$

Plancher	En travée				En appui				Observation
	M <sub>t</sub> KN.m	y cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	M <sub>t</sub> (KN. m	y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	
Sous sol	16.757	5.78	19885	4.9	-12.897	4.94	15420	3.8	Vérifiée
Plancher RDC+1..8	11.036	4.34	12294	3.9	-7.775	3.95	10307	2.7	
Plancher terrasse inaccessible	10.091	4.35	12316	3.5	-7.56	3.95	10307	2.7	
Type9	14.584	5.18	16691	3.1	2.187	2.51	3136	1.6	

Tableau .III.10 : Vérification des états limitent de compression du béton.

- Etat limite de déformation :  $\Delta f \leq f_{adm}$

Planchers	Etage courant	Terrasse	Type 9
$q_{jser}$ (KN/m)	2.184	3.113	3.113
$q_{gser}$ (KN/m)	3.718	4.017	4.017
$q_{pser}$ (KN/m)	4.693	4.966	4.966
$M_{jser}$ (KN.m)	5.118	6.310	7.29
$M_{gser}$ (KN.m)	8.714	8.142	9.414
$M_{pser}$ (KN.m)	10.099	9.460	10.938
$I_0$ (Cm <sup>4</sup> )	33298	30475	33298
$\rho$	0.015	0.010	0.0154
$\lambda_v$	1.107	1.59	1.107
$\lambda_i$	2.768	3.976	2.768
$\sigma_{sj}$ (Mpa)	74.426	130.181	106.085
$\sigma_{sg}$ (Mpa)	126.702	167.985	136.892
$\sigma_{sp}$ (Mpa)	159.929	195.167	159.042
$\mu_j$	0.450	0.521	0.574
$\mu_g$	0.629	0.605	0.651
$\mu_p$	0.692	0.649	0.691
$If_{ij}$ (Cm <sup>4</sup> )	16301	10901	14138
$If_{ig}$ (Cm <sup>4</sup> )	1336	9840	13068
$If_{ip}$ (Cm <sup>4</sup> )	12555	9360.3	12571
$If_{vg}$ (Cm <sup>4</sup> )	21588	17081	21281
$f_{ji}$ (mm)	2.418	3.856	3.974
$f_{gi}$ (mm)	5.024	5.512	5.549
$f_{pi}$ (mm)	6.748	6.733	6.702

$f_{gv}$ (m)	9.327	9.527	10.223
$\Delta f$ (mm)	8.632	6.892	7.400
$f_{adm}$ (mm)	10	9.3	10
$\Delta f \leq f_{adm}$	Condition vérifiée		

Tableau .III.11 : Vérification des états limite de déformation.

Niveaux	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Sous sol			
RDC etage 1..8			
Terrasse Inaccessible			
Type 9		//	

Tableau .III.12 : Schémas de ferrailage des poutrelles.

### 3. Ferrailage de la dalle de compression

Selon le BAEL (B.6B8 ,423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser

- 20 cm (5 par mètre) pour les armatures perpendiculaires aux nervures
- 33 cm (3 par mètre) pour les armatures parallèles aux nervures

On utilise un treillis soude HA nuance  $f_e=400$  MPA

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 (\text{cm}^2 / \text{ml})$$

**CBA93 (B.6.8.4.2.3)**

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit : 5HA6/ml = 1.41 cm<sup>2</sup> perpendiculaires aux poutrelles → St = 20 cm ≤ 20 cm... Vérifiée.

4HA6/ml = 1.13 cm<sup>2</sup> parallèles aux poutrelles → St = 25 cm ≤ 30 cm... Vérifiée.

Donc on choisit un treillis à soude TS Ø6 150X150

- **Schéma de ferrailage de la dalle de compression**



**Figure .III.3 :** Ferrailage de la dalle de compression.

### III.2.2. Etude des dalles pleines

$L_x$ : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$ : la plus grande dimension du panneau.

-Fissuration préjudiciable.

### III.2.1. Dalles pleines sur trois appuis

- **Méthode de calcul**

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

$$l_x = 1.5\text{m}$$

$$l_y = 4.7\text{m}$$

$$1) l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$2) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

- **Calcul des sollicitations**

$$\rho = \frac{1,5}{4,70} = 0,31 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens } l_x \text{ (comporte comme une}$$

poutre).

$$\frac{L_y}{2} = \frac{4,70}{2} = 2,35 \Rightarrow L_x < L_y/2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0y} = p \times \frac{L_x^3}{6} \\ M_{0x} = p \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p \times L_x^3 \end{cases}$$

$$\text{On a: } G = 4.86 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 11.811 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 4.86 + 3.5 = 8.36 \text{ KN/m}^2$$

**-Ferrailage**

**a. l'E.L.U**

$$\begin{cases} M_{0x} = 35.87 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 6.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

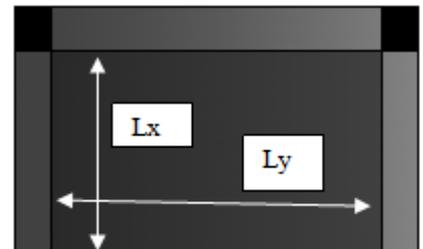


Figure .III.4:Dalle sur 3 appuis

**-En travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 30.49KN.m \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} = 5.64KN.m \end{cases}$$

**-En appuis**

$$\begin{cases} M_{tx} = -0.4M_{0x} = -14.35KN.m \\ M_{ty} = -0.4M_{0x} = -14.35KN.m \end{cases}$$

**b.a. l'E.L.S**

$$\begin{cases} M_{0x} = 25.39KN.m \\ M_{0y} = 4.70KN.m \end{cases}$$

**- En travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 21.58KN.m \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} = 4KN.m \end{cases}$$

**-En appuis**

$$\begin{cases} M_{tx} = -0.4M_{0x} = -10.15KN.m \\ M_{ty} = -0.4M_{0x} = -10.15KN.m \end{cases}$$

**- Détermination de la hauteur de d**

$$\phi_x \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \phi_x \leq \frac{14}{10} ; \text{ Soit } \phi_x = 14mm$$

**RPA99. V-2003**On prend l'enrobage  $c'=3cm$ 

$$d_x = e - \left(\frac{\phi_x}{2} + c'\right) \Rightarrow d_x = 14 - \left(\frac{1.4}{2} + 3\right) = 10.3cm$$

$$d_y = e - \left(\frac{3}{2}\phi_x + c'\right) \Rightarrow d_y = 14 - \left(\frac{3}{2}1.4 + 3\right) = 8.90cm$$

- Les résultats du ferrailage sont résumés dans tableau suivant

	Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
En	Selon y	5.64	0.0405	0.051	9.6	1.671	1.12	5T8=2.51

Travée	Selon x	30.49	0.202	0.284	9.210	9.50	1.50	7T14=10.78
En appui		14.35	0.095	0.125	9.785	4.21	1.50	5T12=5.65

Tableau.III.13 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.

- Calcul de l'espacement des armatures

// à  $L_x$ :  $S_t \leq \min(2e; 25cm)$ . Donc On opte :  $S_t=16cm$

// à  $L_y$  :  $S_t \leq \min(2e; 25cm)$ . Donc On opte:  $S_t=25cm$

-Vérification a l'E.L.U

- Condition non fragilité

On a  $e \geq 12cm$  et  $\rho < 0.4$  donc :

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 * \frac{(3-\rho)}{2} * b * e \\ A_y^{\min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

$$\rho_0 = \begin{cases} 0,00012 & RL \quad fe = 215 \text{ ou } fe = 235 \text{ Mpa.} \\ 0,0008 & HA \quad fe = 400 \text{ ou } T.S \phi \geq 6 \text{ mm.} \\ 0,0006 & HA \quad fe = 400 \text{ ou } TS \phi < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

- L'effort tranchant

$$V_U = \frac{P_U \times L_x}{2} = \frac{11.811 \times 1.5}{2} = 8.86 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{8.86 \times 10^{-3}}{1 \times 0.103} \Rightarrow \tau_U = 0.086 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

b. Vérification à l'E.L.S

- État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 25.39 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{serx} = 21.58 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 4.702 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{sery} = 3.997 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**-Travée // L<sub>X</sub> :**

- Calcul de  $y$  :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2}y^2 + 15 \times 10.78 \times 10^{-4}y - 15 \times 10.78 \times 10^{-4} \times 0.103 = 0$$

On trouve :  $y = 0,046$  m

- Calcul de  $I$  :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d_x - y)^2 \Rightarrow I = \frac{1}{3} \times 0,046^3 + 15 \times 10.78 \times 10^{-4} (0,103 - 0,046)^2$$

$$I = 10502 \text{ cm}^4$$

- Vérification de  $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{21.58 \times 10^{-3} \times 0,046}{10502 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 9.53 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

- Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \left( 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.6 \text{ MPa.}$$

- Vérification de  $\sigma_{st}$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{21.58 \times 10^{-3}}{10502 \times 10^{-8}} \times (0.103 - 0.046) \Rightarrow \sigma_{st} = 152.46 \text{ MPa} < 201 \text{ MPa} \quad \text{Vérifié.}$$

**-Travée //à LY**

- Calcul de  $y$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad_y = 0 \Leftrightarrow \frac{1}{2}y^2 + 15 \times 2.51 \times 10^{-4}y - 15 \times 2.51 \times 10^{-4} \times 0.089 = 0$$

Racine d'équation seconde degré :  $y = 0.033$  m

- Calcul de  $I$

$$I = \frac{1}{3} \times 0.033^3 + 15 \times 2.51 \times 10^{-4} (0.089 - 0.033)^2 \Rightarrow I = 4889.1 \text{ cm}^4$$

- Vérification de  $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.997 \times 10^{-3} \times 0.033}{4889.1 \times 10^{-8}} = 6.93 \text{ MPa} \quad \text{Donc c'est vérifié}$$

- Vérification de  $\sigma_{st}$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{3.997 \times 10^{-3}}{4889.1 \times 10^{-8}} \times (0.089 - 0.033) = 80.93 < 201 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifiée}$$

- Etat limite de déformation

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

Avec :  $A_s = 10.78 \text{ cm}^2 \quad l_x = 1.50 \text{ cm}$

$$1/* \frac{h}{l_x} \geq \max(3/80; \frac{M_t}{20 \times M_0}) = 0.093 \geq 0.037$$

Non vérifier

$$2/* \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} = 0.0104 \leq 0.005$$

-C'est l'une des deux conditions n'est pas vérifiée => l'évaluation de la flèche est nécessaire.

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{4.52}{100 \times 14} = 0.0032$$

$$y = 3.73 \text{ cm}, I = 8880.89 \text{ cm}^4; \rho = 0.0032 \quad \lambda_i = 6.56; \quad \lambda_v = 2.62; \quad I_0 = 36574.133 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPA.} \quad E_v = 10721.4 \text{ MPA}$$

$q_{jeq}(\text{KN/ml})$	$M_{jser}(\text{KN.m})$	$I_{f_{ij}}(\text{cm}^4)$	$\sigma_{sj}(\text{MPa})$	$\mu_j$	$f_{ji}(\text{mm})$
5.68	6.54	23735.2	113.45	0	0.0063
$q_{geq}(\text{KN/ml})$	$M_{gser}(\text{KN.m})$	$I_{f_{ig}}(\text{cm}^4)$	$\sigma_{sg}(\text{MPa})$	$\mu_g$	$f_{gi}(\text{mm})$
7.85	9.04	13883.5	156.80	0.109	0.00119
$q_{peq}(\text{KN/ml})$	$M_{pser}(\text{KN.m})$	$I_{f_p}(\text{cm}^4)$	$\sigma_{sp}(\text{MPa})$	$\mu_p$	$f_{pi}(\text{mm})$
10.35	11.92	95204.00	206.74	0.229	0.00542
$q_{geq}(\text{KN/ml})$	$M_{gser}(\text{KN.m})$	$I_{f_{gv}}(\text{cm}^4)$	$\sigma_{sg}(\text{MPa})$	$\mu_g$	$f_{gv}(\text{mm})$
7.85	9.04	18487.6	156.80	0.109	0.00282

Tableau .III.14 : calcul de la flèche.

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.59 \text{ cm} \\ f_{adm} &= \frac{l}{500} = \frac{165}{500} = 0.33 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Vérifiée}$$

- Schéma de ferrailages de la dalle sur 3appuis

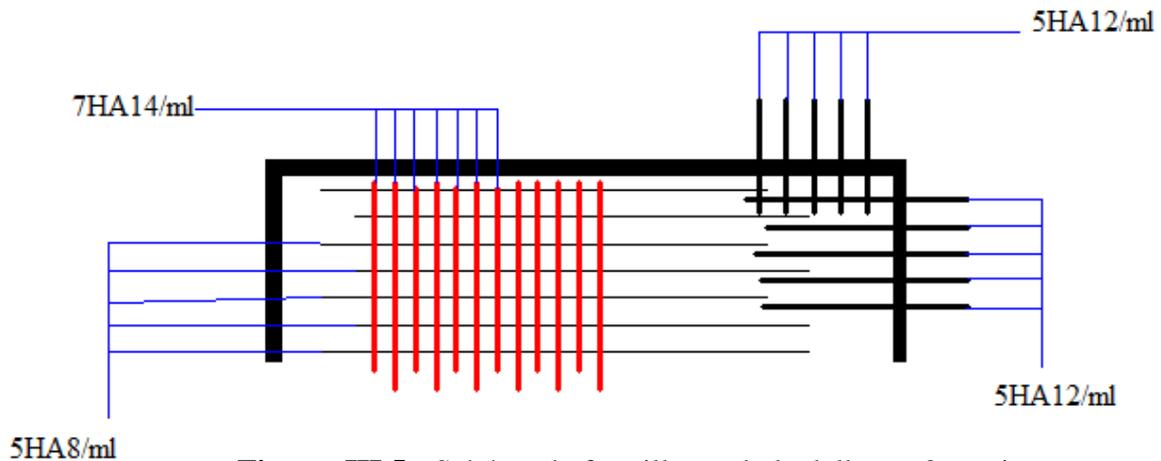


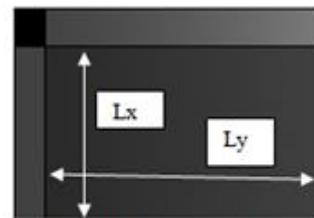
Figure .III.5 : Schéma de ferrailages de la dalle sur 3appuis.

III.2.2. Dalle pleine sur deux appuis

$L_x=1.5m$

$L_y=2.76m$

$\rho = \frac{1.5}{2.76} = 0.54 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux Sens.



FigureIII.6.Dalle sur 2 appuis

-Calcul des sollicitations à l'ELU

On a:  $G=4.86 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 3,5\text{KN/m}^2$ ;

$q_u=11.811\text{KN/m}^2$ ;  $q_s=8.36\text{KN/m}^2$

$\rho = 0.54 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0908 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$  (Annexe 2)

$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0908 \times 11.811 \times (1.5)^2 \Rightarrow M_0^x = 2.412 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.2500 \times 2.412 \Rightarrow M_0^y = 0.603 \text{ KNm} \end{cases}$

- En travée :  $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 2.050 \text{ KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.512 \text{ KNm} \end{cases}$

- En appui :  $M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_0^x = -0.964 \text{ KNm}$

-Ferrailages

- flexion simple

Les résultats du ferrailage sont résumés dans tableau suivant :

		M (KN.m)	Sens $\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	x-x	2.05	$1.33 \times 10^{-2}$	0.0167	10.33	0.57	1.37	4HA8=2.01
	y-y	0.512	$3.33 \times 10^{-3}$	0.0041	9.19	0.16	1.12	4HA8=2.01
Appui	y-y x-x	0.964	$5.63 \times 10^{-3}$	0.00705	10	0.25	1.37	4HA8=2.01

Tableau III.15 : Ferrailage de dalle sur 2 appuis.

- Calcul de l'espacement des armatures

// à Ly :  $S_t \leq \min(2e; 25cm)$ . Donc On opte :  $S_t=25cm$

// à Lx :  $S_t \leq \min(2e; 25cm)$ . Donc On opte:  $S_t=25cm$

-Vérifications a l'E.L.U

- la condition de non fragilité

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{min}^x = 0.0008 \times \frac{3-0.54}{2} \times 100 \times 14 = 1.37cm^2 \\ A_{min}^y = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12cm^2 \end{cases}$$

- l'effort tranchant

$$\tau < \bar{\tau} = 1.25MPa.$$

$$V_{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \cdot \frac{l_y^2}{l_x^4 + l_y^4} = 1.06KN$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{1.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.103} \Rightarrow \tau_u = 0.0103MPa \leq \bar{\tau} = 1.25MPa \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

-Vérifications l'E.L.S

$$q_s=8.36KN$$

- Etat limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} \quad ; \quad \rho = 0.54 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0948 \\ \mu_y = 0.4050 \end{cases} \quad \text{(Annexe 2)}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0948 \times 8.36 \times 1.5^2 \Rightarrow M_0^x = 1.783 \text{KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.4050 \times 1.783 \Rightarrow M_0^y = 0.722 \text{KNm} \end{cases}$$

- **En travée :** 
$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 1.51 \text{KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.61 \text{KNm} \end{cases}$$

- **En appui :**  $M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_0^x = -0.71 \text{KNm}$

- **Sens x-x**

$A_x = 2.01 \text{cm}^2$ ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 10.3 \text{ cm}$ .

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 2.208 \text{cm}.$$

$I = 2333.05 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.42 \text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{MPa}$$

- **Sens y-y**

$A_y = 2.01 \text{cm}^2$ ;  $b = 100 \text{cm}$ ;  $d = 9.9 \text{cm}$ ;  $y = 2.16 \text{cm}$ ;  $I = 2142.13 \text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = 0.61 \leq 15 \text{MPa}$  .....c'est vérifier.

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

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \left( 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.6 \text{MPa}.$$

- **Vérification de  $\sigma_{st}$**

- **Sens x-x**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{1.51 \times 10^{-3}}{2333.05 \times 10^{-8}} \times (0.103 - 0.02208) \Rightarrow \sigma_{st} = 78.55 \text{MPa} < 201.6 \text{MPa}$$

Vérifiée.

- **Sens y-y**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{0.61 \times 10^{-3}}{2142.13 \times 10^{-8}} \times (0.099 - 0.0216) \Rightarrow \sigma_{st} = 33.06 \text{MPa} < 201.6 \text{MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation**

- **Sens x-x**

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \max(3/80; \frac{M_t}{20 \times M_0}) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.14}{1.5} \geq \max(0.037; \frac{0.85 \times M_0}{20 \times M_0}) \\ \frac{2.01}{100 \times 10.3} \leq \frac{2}{400} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.093 \geq 0.042 \\ 1.95 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{cases}$$

-Sens y-y

$$\begin{cases} \frac{h}{l} > \max(3/80; \frac{M_t}{20 \times M_0}) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.14}{3} \leq \max(0.037; \frac{0.85 \times M_0}{20 \times M_0}) \\ \frac{2.01}{100 \times 9.9} \leq \frac{4.2}{400} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.046 < 0.0425 \\ 2.03 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{cases}$$

La vérification n'est pas nécessaire dans les deux directions

- Schéma de ferrailages de la dalle sur 2 appuis

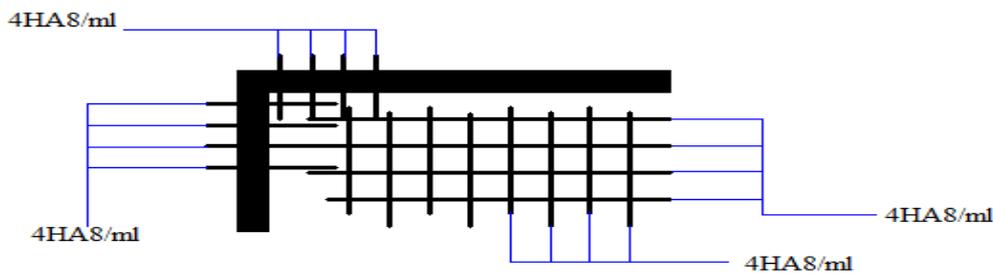


Figure. III.7 : Schéma de ferrailages de la dalle sur 2appuis.

III.2.3.Dalle pleine sur 4 appuis

$L_y = 1.82m$

$L_x = 1.77m$

$\rho = \frac{1.77}{1.82} = 0,97 > 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans deux sens

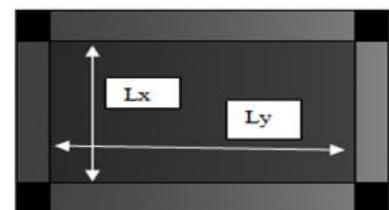


Figure III.8.Dalle sur 4 appuis

- Calcul des sollicitations

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Combinaisons	P (KN/m <sup>2</sup> )	Les moments en (KN.m)				
		M <sub>0</sub> <sup>x</sup>	M <sub>0</sub> <sup>y</sup>	M <sub>t</sub> <sup>x</sup>	M <sub>t</sub> <sup>y</sup>	M <sub>a</sub>
ELU	8.811	1.082	1.008	0.919	0.856	0.432
ELS	6.36	0.926	0.883	0.786	0.751	0.370

Tableau .III.16 : calcul des sollicitations

- **Ferraillages**

On fera le calcul de la dalle à la flexion simple pour une bonde de 1 m de largeur et de 14 cm d'épaisseur.

Avec :  $d_x=11.3\text{ cm}$   $d_y=9.9\text{ cm}$

-Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{adp}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
Travée	x-x	0.919	0.005	0.0062	11.27	0.234	1.13	4HA8=2.01
	y-y	0.85	0.0061	0.0076	9.86	0.24	1.12	4HA8=2.01
Appui	y-y	0.432	0.0023	0.0028	8.88	0.139	1.13	4HA8=2.01
	x-x							

**Tableau .III.17** : ferraillage d'une dalle pleine sur 4 appuis .

- **Calcul de l'espacement des armatures**

// à  $L_y$  :  $S_t \leq \min(2e;25\text{cm})$ . Donc on a opte :  $S_t=20\text{cm}$

// à  $L_x$  :  $S_t \leq \min(2e;25\text{cm})$ . Donc on a opte:  $S_t=20\text{cm}$

-**Vérifications à l'E.L.U**

- **l'effort tranchant**

$$\tau < \bar{\tau} = 1.25\text{MPa}.$$

$$V_{\max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \cdot \frac{l_y^2}{l_x^4 + l_y^4} = 1.24\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{1.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.113} \Rightarrow \tau_u = 0.011\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots\text{c'est vérifié.}$$

-**Vérifications l'E.L.S**

- **Etat limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

localisation	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub> > σ <sub>bc</sub>
Travées	x-x	0.786	2.32	2847.54	0.64	15	vérifiée
	y-y	0.751	2.16	2142.13	0.75	15	

Tableau.III.18 : Vérification des contraintes dans le béton.

- Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

- Etat limite de déformation

-Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max(3/80; \frac{M_t}{20 \times M_0}) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{1.77} \geq \max(0.037; \frac{0.85 \times M_0}{20 \times M_0}) \\ \frac{2.01}{100 \times 11.3} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.079 \geq 0.0425 \\ 1.77 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

-Sens y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max(3/80; \frac{M_t}{20 \times M_0}) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{1.82} \leq \max(0.037; \frac{0.85 \times M_0}{20 \times M_0}) \\ \frac{2.01}{100 \times 9.9} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.076 > 0.0425 \\ 2.03 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées => la vérification de la flèche est inutile

- Schéma de ferrailages de Dalle plein sur 4 appuis

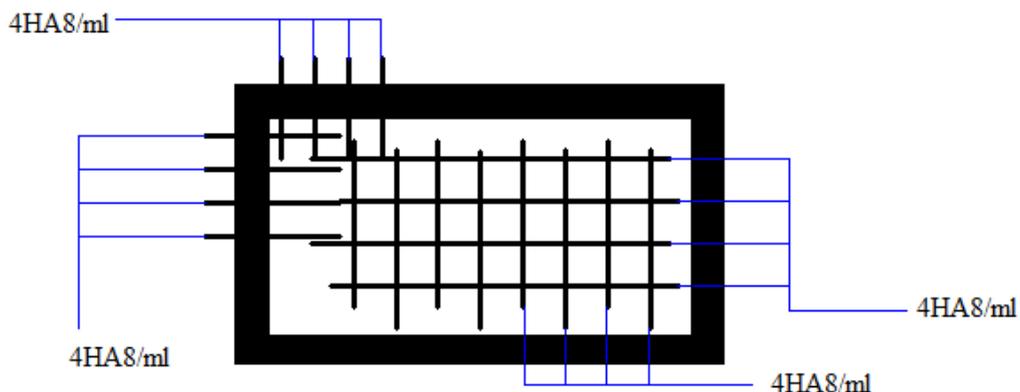


Figure .III.9 : Schéma de ferrailages de la dalle sur 4appuis.

III.3. Etude des escaliers

III.3.1. Etude d'escalier pour les étages courants

- Combinaison de charges

-Pour la volée

$$G=9.2\text{KN/m}^2 \quad Q=2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 16.17\text{KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 11.7\text{KN/m}$$

-Pour le palier

$$G=5.36\text{KN/m}^2 \quad Q=2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.98\text{KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 7.86\text{KN/m}$$

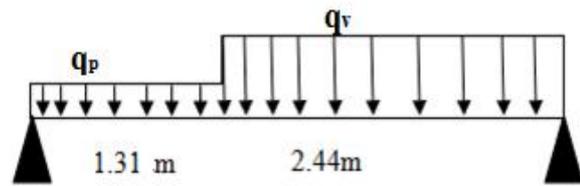


Figure .III.10 : Escalier des étages courants.

- Les sollicitations

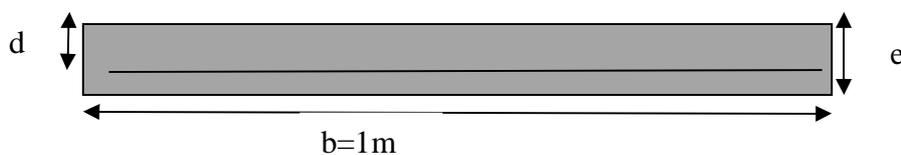
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	$q_{eq}$ (KN/ml)	$M_0$ (KNm)	$M_t$ $^{max}$ (KNm)	$M_A=M_B^{max}$ (KNm)	$V_{uA}$ (KN)	$V_{uB}$ (KN)
ELU	14.35	25.22	18.91	-12.61	26.9	-26.9
ELS	10.36	18.19	13.65	-9.095	19.42	-19.42

Tableau .III.19 : Sollicitation à l'E.L.U des escaliers.

- Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bonde de largeur de 1 ml



$$b=1\text{ml}, \quad e=16\text{cm}, \quad d=14\text{cm}$$

	$M$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z$ (m)	$A_{CAL}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{Adobte}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	18.91	0.067	0.089	0.135	4.02	1.69	4T12=4.52
En appuis	-12.61	0.045	0.058	0.136	2.71	1.69	4T10=3.14

Tableau .III.20 : ferrailage des escaliers.

**-Calcul de la section des armatures transversal**

- **En travée** :  $A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13cm^2/ml$  on choisie : 4T8 = 2.01cm<sup>2</sup>/ml.
- **En appuis** :  $A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785cm^2/ml$  on choisie : 4T8 = 2.01cm<sup>2</sup>/ml.
- **Espacement des barres**

Armatures longitudinal:  $S_t \leq \min (3 \times e; 33)cm \Rightarrow S_t \leq 33\text{ cm}$  on choisit  $S_t = 25cm$ .

Armatures transversals :  $S_t \leq \min (4 \times e; 45)cm \Rightarrow S_t \leq 45\text{ cm}$  on choisit  $S_t = 25cm$ .

**-Vérifications à l'E.L.U**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1,25MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{26.9 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.19MPa < \bar{\tau}_u. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A_s > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (26.9 \times 10^{-3} - \frac{12.61 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14}) \times \frac{1.15}{400} = -2.66cm^2 \dots \text{vérifiée}$$

- **Longueur de scellement**

$$L_s = (\emptyset/4) \times (f_e / (0.6 \times \psi^2 \times f_{t28})) \Rightarrow L_s = 42.32cm$$

Avec  $\Psi = 1,5$  pour acier HA

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

La condition a vérifier est :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{0.9 \times d \sum U_i} \frac{A_{sl}}{A_s} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2,83MPa \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres des barres =  $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = (4 \times 0.12 + 4 \times 0.1) \cdot 3.14 = 27.632cm.$$

$$\tau_u = \frac{26.9 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14 \times 27.632 \times 10^{-2}} \times 2.24 = 1.73 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**-Vérification à l’E.L.S**

- **Etat limite d’ouverture des fissures** (BAEL91 Art A4.5.3)

Tous les éléments de l’escalier sont protégés, donc la fissuration est considérée peut nuisible, donc aucun vérification est à faire.

- **Etat limite de compression du béton** (BAEL91 Art A6.5.1)

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

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Avec  $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$  ,  $d = 14 \text{ cm}$  ,  $b = 100 \text{ cm}$  ,

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$I(\text{cm}^4)$	$Y(\text{cm})$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$
Appuis	-9.095	6585.98	3.190	4.41	15	Vérifiée
Travées	13.65	8880.89	3.73	5.73	15	

**Tableau .III.21 : Vérification des contraintes.**

- **Vérification de l’état limite de déformation**

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

Avec :  $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$   $l_x = 1.65 \text{ cm}$

$$\frac{h}{l_x} \geq \max(3/80; \frac{M_t}{20 \times M_0}) = 0.097 \geq 0.037$$

..... Vérifiée

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} = 0.0032 \leq 0.005$$

Les deux conditions est vérifiée =>l’évaluation de la flèche n’est pas nécessaire.

- Schéma de ferrailages

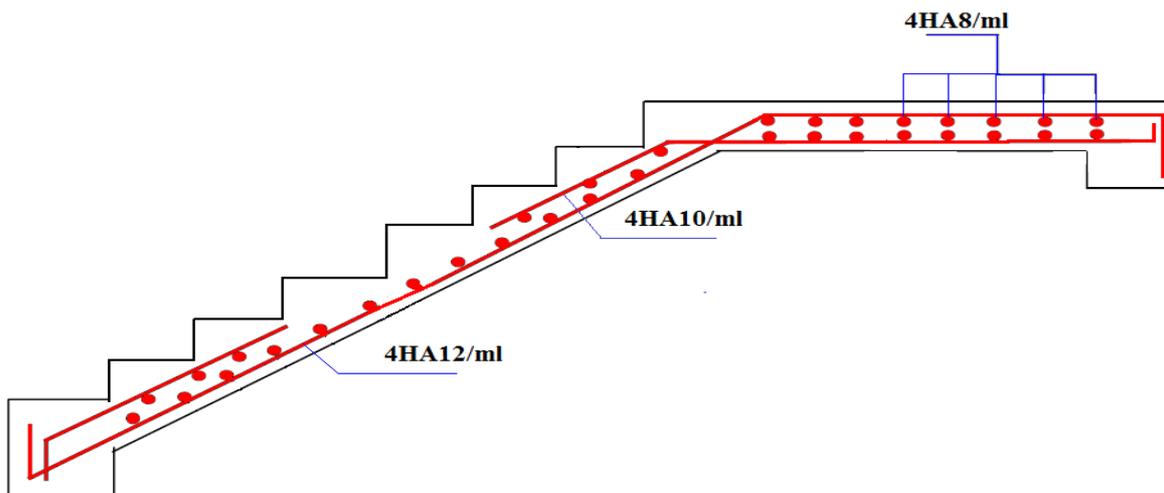


Figure.III.11 : Schéma de ferrailages.

### III.3.2. Etude d'escalier de RDC

- La volée

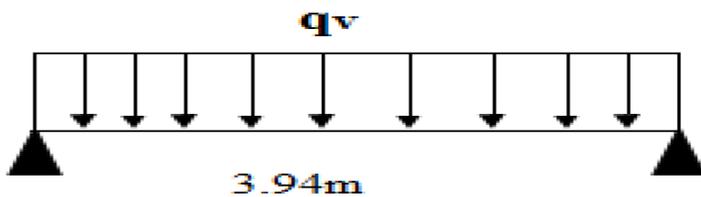


Figure. III.12 : volée des étages RDC.

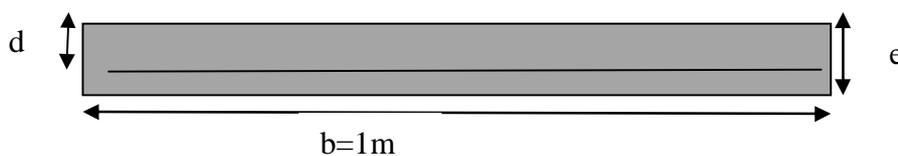
- Les sollicitations

	$q_{eq}$ (KN/ml)	$M_0$ (KNm)	$M_t$ $max$ (KNm)	$M_A=M_B^{max}$ (KNm)	$VuA$ (KN)	$VuB$ (KN)
ELU	16.09	31.22	23.41	-15.61	31.69	-31.69
ELS	11.64	22.58	16.93	-11.29	22.93	-22.93

Tableau .III.22 : Les sollicitations dans la volée RDC.

- Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bonde de largeur de 1 ml



$b=1ml$ ,  $e=16cm$ ,  $d=14cm$

	$M(KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z(m)$	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{min} (cm^2/ml)$	$A_{Adobté}(cm^2/ml)$
En travée	23.41	0.084	0.110	0.134	5.02	1.69	5T12=5.65
En appuis	15.61	0.056	0.072	0.136	3.29	1.69	5T10=3.93

Tableau .III.23 : Ferrailage de la volée RDC.

**- Calcul de la section des armatures transversal**

En travée :  $A_t \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41cm^2 / ml$  on choisie : 4T8 = 2.01cm<sup>2</sup>/ml

En appuis :  $A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98cm^2 / ml$  on choisie : 4T8 = 2.01cm<sup>2</sup>/ml

**- Espacement des barres**

Armatures longitudinales :  $S_t \leq \min(3 \times e; 33)cm \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$  on choisit  $S_t = 20cm$

Armatures transversales :  $S_t \leq \min(4 \times e; 45)cm \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$  on choisit  $S_t = 20cm$

**-Vérifications à l’E.L.U**

**- Vérification de l’effort tranchant**

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 * f_{c28} = 1.25MPa.$

$\tau_u = \frac{V}{b.d} = 0.223MPa < \tau_u.$  Condition vérifiée.

**- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$A_s = 3.93 > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = -2.65cm^2 \dots$  vérifiée

**- Longueur de scellement**

$L_s = (\emptyset/4) \times (f_c / (0.6 \times \psi^2 \times f_{t28})) \Rightarrow L_s = 42.32cm$

Avec  $\Psi = 1,5$  pour acier HA

**- Vérification de la contrainte d’adhérence :**

La condition à vérifier est :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$\tau_u = \frac{Vu}{0.9 \times d \sum U_i} \frac{A_{st}}{A_s} \leq \bar{\tau}_u$

$\bar{\tau}_u = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2,83MPa$  Avec  $\psi = 1.5$  pour les HA

$\sum U_i$  : Somme des périmètres des barres =  $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = (5 \times 1.2 + 5 \times 1) \cdot 3.14 = 34.54 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{31.69 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14 \times 34.54 \times 10^{-2}} \cdot 2.81 = 2.04 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \quad .$$

**-Vérification à l'E.L.S**

- **Etat limite d'ouverture des fissures** (BAEL91 Art A4.5.3)

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, donc la fissuration est considérée peut nuisible, donc aucun vérification à faire.

- **Etat limite de compression du béton** (BAEL91 Art A6.5.1)

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

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Avec  $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$  ,  $d = 14 \text{ cm}$  ,  $b = 100 \text{ cm}$  ,

localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I(cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub> > σ <sub>bc</sub>
Appuis	-11.29	7911.81	3.51	5	15	Vérifiée
Travées	16.93	10603.71	4.1	6.54	15	

**Tableau. III.24 :** Vérification des contraintes.

- **Vérification de l'état limite de déformation**

Avec :  $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$   $l_x = 1.65 \text{ m}$

$$\frac{h}{l_x} \geq \max(3/80; \frac{M_t}{20 \times M_0}) = 0.097 \geq 0.037$$

Vérifiée

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} = 0.0040 \leq 0.005$$

-les des deux conditions est vérifiée =>l'évaluation de la flèche n'est pas nécessaire.

- Schéma de ferrailage

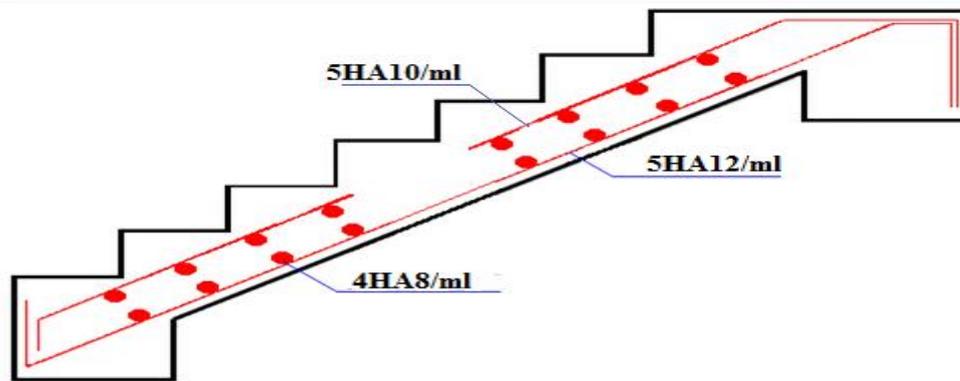


Figure.III.13 : Schéma de ferrailage de RDC.

### III.3.3. Etude de palier de repos

Il sera étudié comme une dalle plane sur un seul appui.

- Les charges

$$G = 4.86 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- Poids du mur :

$$G_m = 8.32 \text{ KN}$$

- Calcul des sollicitations

#### - L'ELU

- Détermination de charge à l'extrémité de palliée

$$P = 1.35 \times G_m = 11.23 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 10.31 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_u = -P \cdot l - \frac{q_u l^2}{2} = -32.56 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u l + P = 28.24 \text{ KN}$$

#### - L'ELS

- Détermination de charge à l'extrémité de palliée

$$P = 11.23 \text{ KN}$$

$$q_{ser} = G + Q = 4.86 + 2.5 = 7.36 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_s = -P \cdot l - \frac{q_s l^2}{2} = -23.7411.32 \text{ KN.m}$$

$$V_s = 20.46 \text{ KN}.$$

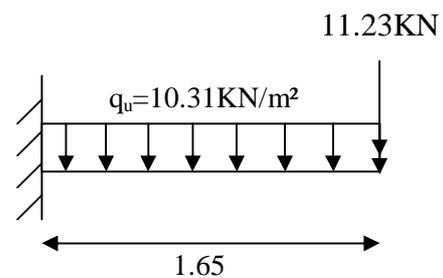


Figure .III.14 : Schéma statique du palier de repos.

combinaison	q (KN/m)	M <sub>a</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)
ELU	10.31	-32.56	28.24
ELS	7.36	-23.74	20.46

Tableau.III.25 : sollicitations de palier de repos.

**Ferraillage**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>ado</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>En appuis</b>	-32.56	0.159	0.217	0.1095	8.54	1.45	6HA14=9.23

Tableau. III.26 : Ferraillage de palier de repos.

**Les armatures de répartition**

$$A_t = \frac{A}{3} = 3.07 \text{ cm}^2. \text{ On choisit des } 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \quad \text{On adopte } S_t = 25 \text{ cm}$$

**-Vérification à l'ELU**

**Calcul des espacements**

$$S_t \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm} \quad \text{On adopte } S_t = 17 \text{ cm}$$

**Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{28.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.235 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \text{ C'est vérifié.}$$

**Des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$A_s \geq \left( \frac{V - M_a / 0.9.d}{f_c / \gamma_s} \right) = (28.24 * 10^{-3} - \frac{32.56 * 10^{-3}}{0.9 * 0.12}) * \frac{1.15}{400} = -0.785 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

**Vérification de la contrainte d'adhérence :**

V <sub>ser</sub> (KN)	ψ	ΣU <sub>i</sub> (cm)	τ <sub>ser</sub> (MPa)	τ̄ <sub>ser</sub> (MPa)	τ <sub>ser</sub> ≤ τ̄ <sub>ser</sub>
28.24	1.5	22.608	0.758	2.83	vérifiée

Tableau. III.27 : Vérification de la contrainte d'adhérence.

**-Vérification à l'ELS**

**Etat limite d'ouverture des fissures**

(BAEL91 Art A4.5.3)

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, donc la fissuration est considérée peut nuisible donc aucun vérification à faire.

**- Vérification de l'état limite de compression du béton :**

	$M_{ser}$ (KNm)	Y (cm)	I (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En appui	-23.74	4.54	10824.177	9.96	15	Vérifiée

**Tableau .III.28 :** Vérification de l'état limite de compression du béton.

**- Vérification de la flèche**

Avec :  $A_s = 9.23 \text{ cm}^2$        $l_x = 1.65 \text{ cm}$

$$1/* \frac{h}{l_x} \geq \max(3/80; \frac{M_t}{20 \times M_0}) = 0.085 \geq 0.037$$

$$2/* \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} = 0.0076 \leq 0.005$$

Vérifiée

-les des deux conditions est vérifiée =>l'évaluation de la flèche n'est pas nécessaire. Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{9.23}{100 \times 12} = 0.0076$$

$$y = 4.54 \text{ cm} , I = 10824.177 \text{ cm}^4 ; \rho = 0.0076 \quad \lambda_i = 2.73 ; \lambda_v = 1.10 \quad ; I_0 = 26328.01 \text{ cm}^4$$

$q_j$ (KN/ml)	$M_{jser}$ (KN.m)	$I f_j$ (cm)	$\sigma_j$ (MPa)	$\mu_j$	$f_{ji}$ (mm)
3.50	4.7	28961	49.22	0	0.1634
$q_g$ (KN/ml)	$M_{gser}$ (KN.m)	$I f_g$ (cm)	$\sigma_g$ (MPa)	$\mu_g$	$f_{gi}$ (mm)
4.86	6.61	21563	68.35	0.1256	0.0344
$q_p$ (KN/ml)	$M_{pser}$ (KN.m)	$I f_p$ (cm)	$\sigma_p$ (MPa)	$\mu_p$	$f_{pi}$ (mm)
7.36	10.01	15811	103.52	0.3046	0.3288
$Q_g$ (KN/ml)	$M_{gser}$ (KN.m)	$I f_{gv}$ (cm)	$\sigma_{gv}$ (MPa)	$\mu_g$	$f_{gv}$ (mm)
4.86	6.61	25446	68.35	0.1256	0.0643

**Tableau III .29 :** calcul de la flèche.

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.197 \text{ cm} \\ f_{adm} &= \frac{l}{250} = \frac{165}{250} = 0.66 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Vérifier}$$

- Schéma de ferrailage

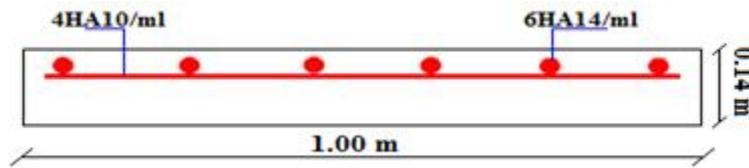


Figure.III.15 : Schéma de ferrailage de palier de repos.

### III.3.4. Etude de la poutre palière

- Pré-dimensionnement

$$l/15 \leq h \leq l/10 \quad \Rightarrow \quad 22.66\text{cm} \leq h \leq 34\text{cm}$$

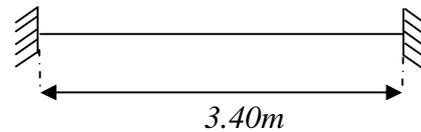


Figure.III.16 : Schéma statique de la poutre palière.

- Vérifications des conditions RPA

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm}. \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 \times 30) \text{ cm}^2.$$

- Charges revenant à la poutre palière

- Poids propre :

$$G_0 = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/m}$$

- Réaction:

A L'ELU:  $R_A = R_b = 28.24 \text{ KN/m}$ .

A L'ELS:  $R_A = R_b = 20.46 \text{ KN/m}$ .

- Calcul des sollicitations

- L'ELU

$$q_u = 1.35 \times (2.25) + 28.24 = 31.27 \text{ KN/m}$$

En travée:  $M_t = \frac{q_u \cdot l^2}{24} = 15.06 \text{ KN.m}$

En appui:  $M_a = \frac{q_u \cdot l^2}{12} = -30.12 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant:  $V_u = 53.20 \text{ KN}$ .

- L'ELS

$$q_s = 2.25 + 20.46 = 22.71 \text{ KN/m}$$

- En travée:  $M_t = 10.94 \text{ m}$ .

-En appui :  $M_a = -21.87 \text{ KN.m}$ .

L'effort tranchant :  $V_s = 38.61 \text{ KN}$

combinaison	P (KN/m)	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
ELU	31.27	-30.12	15.06	53.20	-53.20
ELS	22.71	-21.87	10.94	38.61	-38.61

Tableau.III.30 : sollicitations de la poutre palière.

- Ferrailages

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
En appuis	-30.12	0.0969	0.1277	0.2562	3.38
En travée	15.06	0.0484	0.0621	0.2632	1.64

Tableau.III.31 : Ferrailage de la poutre palière.

-Vérification

- la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.98 \text{ cm}^2.$$

Donc :  $A > A_{\min}$  ..... vérifiée.

- Vérification au cisaillement

$$\tau^- = \min(0,2 * f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\tau = \frac{v_u}{b * d} = \frac{53.20 * 10^{-3}}{0.3 * 0.27} = 0.656 \text{ MPa} < \tau_{adm} \text{ ..... Vérifiée.}$$

- des armatures longitudinales à l'effort tranchant

$$A_s \geq \left( \frac{V - M_a / 0,9.d}{f_e / \gamma_s} \right) = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.02 \text{ cm}^2 > 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

- Vérification de compression de béton

$$V_u = 0.4 * \frac{f_{c28}}{1.5} * 0.9 * b * d = 540 > 85.39 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

-à L'ELS

- Etat limite d'ouverture de fissures

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

**- Etat limite de compression du béton**

La condition qu'on doit vérifiée est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.}$$

localisation	$M_{ser}$ (KNm)	y(m)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En appui	-21.87	8.01	23422.66	7.50	15	vérifiée
En travée	10.94	5.88	13005.91	4.95	15	

**Tableau.III.32** : Vérification de l'état limite de compression du béton.

**- Etat limite de déformation**

Il faut vérifiée les conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} = 0.0882 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.101 > \frac{M_{tser}}{10M_0} = 0.075 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} = 0.0020 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Donc aucune vérification à faire.

**-Calcul à la torsion**

Le moment de torsion de cette poutre est égal au moment de la volée à cet appui.

$$M_t = 32.56 \text{KN.m}$$

**-Ferrailage à la torsion**

**- Armatures longitudinal**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{\mu \cdot \gamma_s} = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega} \Rightarrow A_t = \frac{M_t \cdot \mu \cdot \gamma}{2 \cdot f_e \cdot \Omega}$$

- $\mu$  : Périmètre de  $\Omega$  tel que  $\mu = 2 \cdot [(b-e)+(h-e)]$
- $e$  : épaisseur de la section creuse
- $e = \phi / 6$  Cercle qu'on peut inscrire dans la section bxh  
Tel que  $\phi$  est la plus petite de la section bxh
- $\Omega$  : aire de la section à mi-épaisseur de la section creuse  
 $\Omega = (b-e)(h-e)$

$$e = 5 \text{ cm}$$

$$\mu = 100 \text{ cm}$$

$$\Omega=625\text{cm}^2$$

$$A^T=7.48\text{cm}^2$$

- **Calcul de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_t = \frac{Mt}{2.e.\Omega} \quad \text{Avec } \Omega : \text{aire de contour du tracé à mi-épaisseur de la paroi.}$$

$$\tau_t = 5.20\text{MPa}$$

La contrainte de cisaillement due a la flexion (calculée déjà)

$$\tau_u = 0.656\text{MPa}$$

$$\tau^- = \sqrt{(\tau_u^2 + \tau_t^2)} = 5.24 \text{ MPa doit être } \leq \tau_{adm} = \min(0.2f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

=>La condition n'est pas vérifiée Donc il faut redimensionner section de la poutre.

On prend  $(b \cdot h) = (35 \cdot 40) \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u=55.72\text{KN} \\ A^T_t=5.74\text{cm}^2 \\ \tau_u= 0.44 \text{ MPa} \\ \tau_T=2.80\text{MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau^- = 2.83 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa (vérifier)}$$

**-Les Armatures transversales**

- **à la torsion**

$$\frac{At \cdot f_e}{St \cdot \gamma_s} = \frac{Mt}{2 \cdot \Omega} \Rightarrow At = \frac{Mt \cdot St \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} \quad \text{On prend: } St = 20\text{cm}$$

$$A_t^T = 0.94 \text{ cm}^2$$

- **à la flexion simple** à  $st = 20\text{cm}$

$$- \text{Si } st = 20\text{cm} < \min(0.9d; 40\text{cm}) = 36 \text{ cm} \Rightarrow \text{(vérifiée)}$$

$$- A_t^F = 0.4 \cdot b \cdot st / f_e = 0.7 \text{ cm}^2$$

**-Férrailage**

- **Armatures transversales**

$$A_t = A^T + A^F = 0.94 + 0.7 = 1.64 \text{ cm}^2$$

- **condition de RPA**

$$A_t = 0.003 \cdot st \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \cdot 0.2 \cdot 0.35 = 2.1 \text{ cm}^2$$

Dons en ferraille avec  $A_t^{RPA} = 2.1\text{cm}^2$  le choix : 4HA8=2.1 (1cadre+1étrier)

- Armatures longitudinales

- En appuis

$$A_a = A^a + (A^T / 2) = 6.25 \text{ cm}^2$$

On adopte:  $A_a = 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$

- En travée

$$A_t = A^t + (A^T / 2) = 4.51 \text{ cm}^2$$

On adopte:  $A_t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{tot}} = A_a + A_t = 10.86 \text{ cm}^2$$

- Condition de RPA

$$A_t^{\text{min}} = 0.5\% * b * h = 0.005 * 35 * 40 = 7 \text{ cm}^2$$

Donc en ferraille avec  $A_{\text{cal}} = 10.86 > A_t^{\text{min}}$  vérifiée

- Espacement

- Condition de RPA

A partir d'art 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respectées les conditions suivantes :

-Zone courante :  $St \leq h/2 = 20\text{cm}$

-Zone nodale :  $St \leq \min (h/4; 12 \Phi_l) = 10\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

-Zone courante :  $St = 20\text{cm}$

-Zone nodale :  $St = 10\text{cm}$

- Schéma de ferrailage

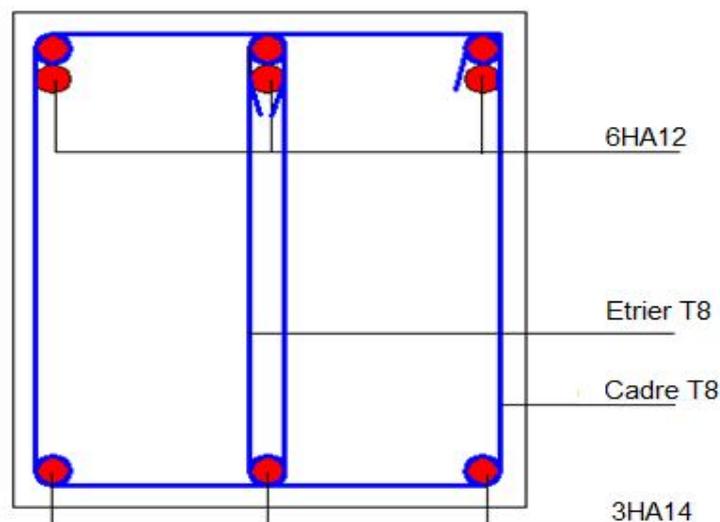


Figure. III.17 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

## III.3.5. Etude de la poutre brisée

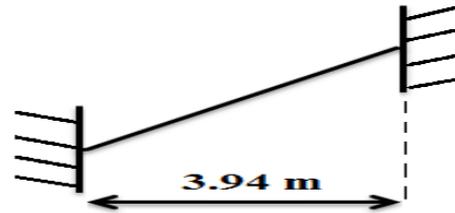


Figure.III.18 : poutre brisée.

## - Pré-dimensionnement

$$l/15 \leq h \leq l/10 \Rightarrow 26.26\text{cm} \leq h \leq 39.4\text{cm}.$$

## - Vérifications

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm}. \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$

## -Charges revenant à la poutre palière

## - Poids propre

$$G_0 = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/m}.$$

## - Poids du mur extérieur

$$G_m = 2.85 (4.08 - 0.4 - 1.7) = 5.64 \text{ KN}$$

## - Réaction

$$\text{-à L'ELU} \quad R_A = 31.69 \text{ KN/m}.$$

$$\text{-à L'ELS} \quad R_A = 22.93 \text{ KN/m}.$$

## - Calcul des sollicitations

$$\text{-L'ELU} \quad q_u = 1.35 * (5.64 + 2.625) + 31.69 = 42.84 \text{ KN/m}.$$

$$\text{-En travée :} \quad M_t = \frac{q_u \cdot l^2}{24} = 27.70 \text{ KN.m}$$

$$\text{-En appui :} \quad M_a = \frac{q_u \cdot l^2}{12} = -55.41 \text{ KN.m}$$

$$\text{-L'effort tranchant :} \quad V_u = 84.39 \text{ KN}.$$

$$\text{-L'ELS} \quad q_s = 31.19 \text{ KN/m}.$$

$$\text{-En travée :} \quad M_t = 20.17 \text{ KN.m}$$

$$\text{-En appui :} \quad M_a = -40.35 \text{ KN.m}$$

$$\text{-L'effort tranchant :} \quad V_s = 61.45 \text{ KN}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

combinaison	q (KN/m)	M <sub>a</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	V (KN)
ELU	42.84	-55.41	27.70	84.39
ELS	31.19	-40.35	20.17	61.45

Tableau.III.33 : sollicitations de la poutre brisée.

**- Ferrailages**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )
En travée	27.70	0.065	0.0847	0.304	2.61
En appuis	55.41	0.131	0.176	0.292	5.43

Tableau.III.34 : Ferrailage de la poutre brisée.

**-Vérification**

**- la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.14 \text{cm}^2$$

Donc : A > A<sub>min</sub> ..... vérifiée.

**- Vérification au cisaillement**

$$\tau^- = \min(0,2 * f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{MPa}) = 3,33 \text{MPa}.$$

$$\tau = \frac{v_u}{b * d} = \frac{84.39 * 10^{-3}}{0.3 * 0.315} = 0.9 \text{MPa} < \tau_{adm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**- Des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$A_s \geq \left( \frac{V - M_a / 0,9.d}{f_e / \gamma_s} \right) = (84.39 * 10^{-3} - \frac{55.41 * 10^{-3}}{0.9 * 0.315}) * \frac{1.15}{400} = -3.19 \text{cm}^2$$

$$A_s = 5.43 \text{cm}^2 > -3.19 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

**- Vérification de compression de béton**

$$Vu = 0.4 * \frac{f_{c28}}{1.5} * 0.9 * b * d = 567 \text{KN} > 85.39 \text{KN} \quad \text{Vérifiée}$$

**-L'ELS**

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

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

**- Etat limite de compression du béton**

La condition qu'on doit vérifiée est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

localisation	$M_{ser}$ (KNm)	y(m)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En appui	-40.35	10.64	47487.62	9.04	15	vérifiée
En travée	20.17	7.85	26734.84	5.92	15	

**Tableau.III.35** : Vérification de l'état limite de compression du béton.

**- Etat limite de déformation**

Il faut vérifiée les conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} = 0.0888 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.101 > \frac{M_{tser}}{10M_0} = 0.075 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} = 0.0057 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc aucune vérification à faire.

**-Calcul à la torsion**

Le moment de torsion de cette poutre est égal au moment de la volée à cet appui.

$M = 15.61\text{KN.m}$

$M_t$  : moment est maximum à l'encastrement

$M_t = ML/2 = 30.75\text{KN.m}$

**-Ferrailage à la torsion**

**- Armatures longitudinal**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{\mu \cdot \gamma_s} = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega} \Rightarrow A_t = \frac{M_t \cdot \mu \cdot \gamma}{2 \cdot f_e \cdot \Omega}$$

- $\mu$  : Périmètre de  $\Omega$  tel que  $\mu = 2 \cdot [(b-e)+(h-e)]$
- $e$  : épaisseur de la section creuse
- $e = \phi/6$  Cercle qu'on peut inscrire dans la section bxh

Tel que  $\phi$  est la plus petite de la section  $b \times h$

$\Omega$  : aire de la section à mi-épaisseur de la section creuse

$$\Omega = (b-e)(h-e)$$

$$e = 5 \text{ cm}$$

$$\mu = 110 \text{ cm}$$

$$\Omega = 750 \text{ cm}^2$$

$$A^T = \frac{30.75 \cdot 10^{-3} \cdot 1.1 \cdot 1.15}{2 \cdot 400 \cdot 0.0750} = 6.48 \text{ cm}^2$$

$$A_t^T = 6.48 \text{ cm}^2$$

#### - Calcul de la contrainte de cisaillement

$$\tau_t = \frac{Mt}{2 \cdot e \cdot \Omega} \quad \text{Avec } \Omega : \text{aire de contour du tracé à mi-épaisseur de la paroi.}$$

$$\tau_t = 4.10 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement due à la flexion (calculée déjà)

$$\tau_u = 0.9 \text{ MPa}$$

$$\tau^- = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_t)^2} = 4.19 \text{ MPa} \text{ doit être } \leq \tau_{adm} = \min(0.2 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

=> La condition n'est pas vérifiée

Donc il faut redimensionner la section de la poutre

$$\text{On prend } (b \cdot h) = (35 \cdot 40) \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} V_u = 85.39 \text{ KN} \\ A_t^T = 5.47 \text{ cm}^2 \\ \tau_u = 0.9 \text{ MPa} \\ \tau_T = 2.93 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau^- = 3.06 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \text{ (vérifier)}$$

#### - Les Armatures transversales

##### - à la torsion

$$\frac{A_t \cdot f_e}{St \cdot \gamma_s} = \frac{Mt}{2 \cdot \Omega} \Rightarrow A_t = \frac{Mt \cdot St \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} \quad \text{On prend } St = 20 \text{ cm}$$

$$A_t^T = 0.42 \text{ cm}^2$$

##### - à la flexion simple à $t = 20 \text{ cm}$

$$\text{Si } t = 20 \text{ cm} < \min(0.9 d; 40 \text{ cm}) = 36 \text{ cm} \Rightarrow \text{(vérifiée)}$$

$$A_t^F = 0.4 \cdot b \cdot t / f_e = 0.70 \text{ cm}^2$$

#### - Ferrailages

##### - Armatures transversales

$$- A_t = A^T + A^f = 0.42 + 0.7 = 1.12 \text{ cm}^2$$

**condition de RPA**

$$A_t = 0.003 * 0.2 * 0.35 = 2.1 \text{ cm}^2$$

Donc en ferraille avec  $A_t^{RPA} = 2.1 \text{ cm}^2$  le choix : 4HA8=2.1 (1cadre+1étrier)

**- Armatures longitudinales**

**-En appuis**

$$A_a = A^a + (A^T / 2) = 8.16 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_a = 3HA16 + 3HA 12 = 9.42 \text{ cm}^2$

**-En travée**

$$A_t = A^t + (A^T / 2) = 5.34 \text{ cm}^2$$

On adopte:  $A_t = 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2$

$$A_{tot} = A_a + A_t = 8.16 + 6.03 = 15.45 \text{ cm}^2$$

**- Condition de RPA**

$$A_t^{\min} = 0.5\% * b * h = 0.005 * 35 * 40 = 7 \text{ cm}^2$$

Donc en ferraille avec  $A_{cal} = 13.5 > A_t^{\min}$  vérifiée

**-Espaces**

**- Condition de RPA**

A partir d'art 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respectées les conditions suivantes :

-Zone courante :  $St \leq h/2 = 20 \text{ cm}$

-Zone nodale :  $St \leq \min (h/4; 12 \Phi_l) = 10 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

-Zone courante :  $St = 20 \text{ cm}$

-Zone nodale :  $St = 10 \text{ cm}$

**- Schéma de ferrailage**

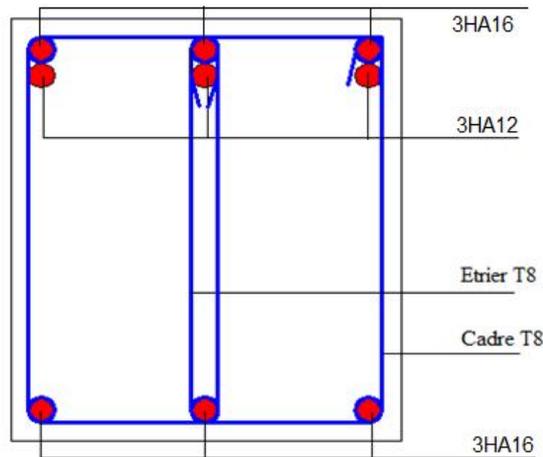


Figure.III.19 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

### III.3.6. Etude de la poutre chaînage

#### - Pré-dimensionnement

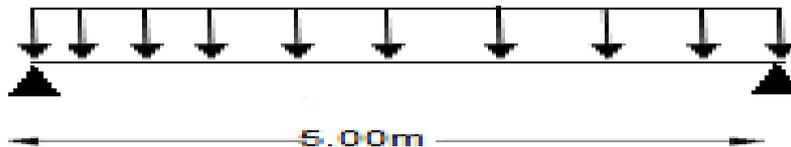


Figure .III.20 : Schéma statique de la poutre chaînage.

$$1/15 \leq h \leq 1/10 \Rightarrow 33.33\text{cm} \leq h \leq 50\text{cm}.$$

#### -Vérifications

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm}. \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$

#### -Charges revenant à la poutre

##### - Poids propre :

$$G_0 = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2,625 \text{ KN/m}.$$

##### - Poids des murs

$$G_m = 1.95 \times (3.06 - 0.35) = 5.28 \text{ KN/m}$$

##### - Poids du plancher a corps creux

$$G_p = 3.72 \text{ KN/m}$$

#### -Calcul des sollicitations :

$$\text{- à L'ELU : } q_u = 1.35 \times (2.625 + 5.28 + 3.72) + 1.5 \times 1.5 = 17.94 \text{ KN/m}.$$

$$\text{- à L'ELS : } q_s = 2.625 + 5.28 + 3.72 + 1.5 = 13.12 \text{ KN/m}$$

combinaison	P (KN/m)	M <sub>0</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	V (KN)
ELU	17.94	56.06	-28.03	42.04	44.85
ELS	13.12	41	-20.50	30.75	32.8

Tableau.III.36 : sollicitations de la poutre chaînage.

**-Ferrailages**

d=0.9h=31.5cm

localisation	M(KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z(m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
En travée	42.04	0.0994	0.1312	0.2984	4.05	1.14	3HA14=4.62
En appuis	-28.03	0.06631	0.0858	0.304	2.65	1.14	3HA12 =3.39

Tableau.III.37 : Ferrailage de la poutre chaînage.

**- Calcul des armatures transversales**

$\phi \leq \min \left( \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1^{\min} \right) \Rightarrow \phi = 8\text{mm}$ , donc on choisit At :

At=1 cadre  $\phi$  8+1 étrier  $\phi$  8=2.1cm<sup>2</sup>

**-Vérification à l'ELU**

**- La condition de non fragilité**

$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.14\text{cm}^2$

Donc : A > A<sub>min</sub> .....vérifiée.

**- Au cisaillement**

cisaillement	Armatures longitudinales au cisaillement	Adhérence
$\tau = \frac{v_u}{b * d} \leq \overline{\tau}_{adm}$	$A \geq \frac{v_u \gamma_s}{f_e}$	$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9 * d \sum U_i} \frac{A_{sl}}{A_s} \leq \overline{\tau}_{su}$
0.474 < 3.33	8.01 > 1.28	2.59 < 2.83
vérifiée	vérifiée	Vérifiée

Tableau.III.38 : vérification a l'ELU.

$\tau^- = \min(0,2 * f_{c28} / \gamma_b; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$ .

$\tau = \frac{v_u}{b * d} = \frac{44.85 * 10^{-3}}{0.3 * 0.315} = 0.474\text{MPa} < \overline{\tau}_{adm}$

**-Les espacements :**

$$s_t \leq \frac{A_T * f_e}{0.4 * b} = 33.33cm$$

$$s_t \leq \min(0.9 * d, 40cm) = 28.35cm .$$

$$s_t \leq \frac{0.8 * A_T * f_e}{b * (\tau_u - 0.3 * f_{tj} K)} = -68.37cm < 0$$

Flexion simple  
 Fissuration peut nuisible => K=1  
 Pas de reprise de bétonnage

Selon le **RPA2003 ( art.9.3.3)** l'espacement est :  $s_t \leq \min(h, 25cm) = 25cm$

On prend St=15cm

**-L'ELS**

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

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

**- Etat limite de compression du béton**

La condition qu'on doit vérifiée est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa.$$

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	$\overline{\sigma_{bc}} > \sigma_{bc}$
En travée	30.75	9.97	42033.65	7.29	15	verifiée
En appuis	20.50	8.77	26271.79	6.84	15	

**Tableau.III.39** : Vérification de l'état limite de compression du béton.

**- Etat limite de déformation :**

Il faut vérifiée les conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} = 0.074 > \frac{1}{16} = 0,29$$

$$\frac{h}{l} = 0.074 > \frac{M_{tser}}{10M_0} = 0.075$$

$$\frac{A_s}{b.d} = 0.00488 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

- la vérification de la flèche est nécessaire car les conditions 1,2 ne sont pas vérifier.

$$F_{adm} = 470/500=9.4mm$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = 0.049$$

$$y = 9.97 \text{ cm}, \quad I = 42034.55 \text{ cm}^4; \quad I_0 = 11992.9 \quad \lambda_i = 4.295; \quad \lambda_v = 1.72$$

$q_j$ (KN/ml)	$M_{jser}$ (KN.m)	$I_{f_j}$ ( $\text{cm}^4$ )	$\sigma_j$ (MPa)	$\mu_j$	$f_{ji}$ (mm)
2.625	5.43	131922	41.76	0	3.37
$q_g$ (KN/ml)	$M_{gser}$ (KN.m)	$I_{f_g}$ ( $\text{cm}^4$ )	$\sigma_g$ (MPa)	$\mu_g$	$f_{gi}$ (mm)
7.905	16.37	71964	125.76	0.1939	0.28
$q_p$ (KN/ml)	$M_{pser}$ (KN.m)	$I_{f_p}$ ( $\text{cm}^4$ )	$\sigma_p$ (MPa)	$\mu_p$	$f_{pi}$ (mm)
9.405	19.47	61227	149.62	0.2688	2.16
$q_g$ (KN/ml)	$M_{gser}$ (KN.m)	$I_{f_{gv}}$ ( $\text{cm}^4$ )	$\sigma_{gv}$ (MPa)	$\mu_g$	$f_{gv}$ (mm)
7.905	16.37	78947	125.76	0.1939	1.54

Tableau.III.40 : calcul de la flèche de la poutre chaînage.

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 3.71 \text{ mm} \\ f_{adm} &= \frac{l}{500} = \frac{470}{500} = 9.4 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Vérifier}$$

- Schéma de ferrailage

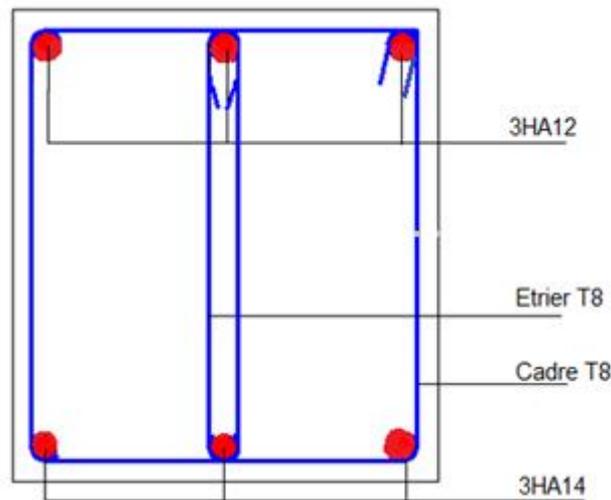


Figure.III.21 : Schéma de ferrailage da la poutre chaînage.

III.4.Etude de l'acrotère terrasse (accessible (type2), inaccessible (type 1))

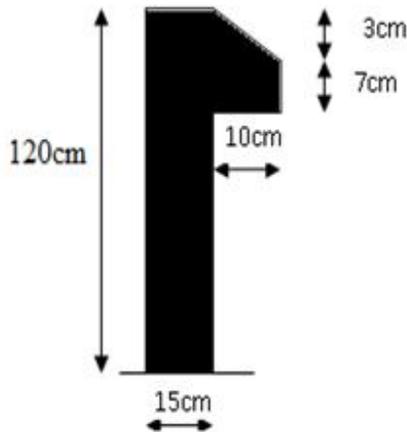


Figure III.22 : Coupe de l'Acrotère type 2

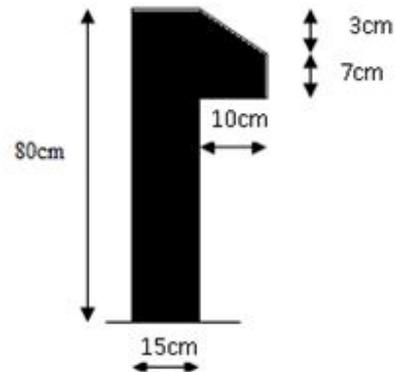


Figure III.23 : Coupe de l'Acrotère type 1

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumis à son Poids propre ( $G$ ), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale ( $Q$ ) due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

La fissuration est considéré nuisible.

### - III.4.1.Hypothèse de calcul

#### - Evaluation des charges

$$\text{Poids propre : } S = 15 \times 80 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 \Rightarrow S = 1285 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poids propre : } G_1 = 25 \times 0.1285 \times 1 \text{ m} \Rightarrow G_1 = 3.21 \text{ KN}$$

$$\text{Poids d'enduit extérieur (ciment: } e = 2 \text{ cm) : } G_2 = 20 \times 0.02 \times 0.8 \times 1 \Rightarrow G_2 = 0.32 \text{ KN}$$

$$\text{Poids d'enduit intérieur (ciment: } e = 2 \text{ cm) : } G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.7 \times 1 \Rightarrow G_3 = 0.28 \text{ KN}$$

$$\text{Le poids total : } W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 3.81 \text{ KN}$$

- La charge due à la main courante :  $Q = 1 \text{ KN}$
- La force sismique horizontale  $F_p$  qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad \text{(RPA Article 6.2.3)}$$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa,  $A = 0,15$ ).

$C_p$  : Facteur de force horizontal ( $C_p = 0,8$ ).

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.81 \Rightarrow F_p = 1.828 \text{ KN.}$$

#### - Calcul des sollicitations

Calcul du centre de gravité  $G(X_g ; Y_g)$  :

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 8.13cm; \quad Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 42.29cm$$

Acrotère	Type 1	Type 2
G	3.81 kN	5.63 kN
Q	1,00 kN	1,00 kN
S	1285 cm <sup>2</sup>	1885cm <sup>2</sup>
CDG	X <sub>G</sub> = 8.13cm Y <sub>G</sub> = 42.29cm	X <sub>G</sub> = 8.05 cm Y <sub>G</sub> = 62.45 cm

**Tableaux.III.41** : Caractéristiques des acrotères.

$$N_G = 3.81KN$$

L'acrotère est soumis à :  $M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.8 \Rightarrow M_Q = 0.8KN.m$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.828 \times 0.4229 \Rightarrow M_{F_p} = 0.773KN.m$$

Sollicitations		RPA 99	ELU	ELS
		$G + Q + E$	$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$
N (kN)	Type 1	3.81	5.14	3.81
	Type 2	5.63	7.6	5.63
M ( kN.m)	Type 1	1.57	1.20	0.80
	Type 2	2.886	1.8	1.2

**Tableau.III.42** : Combinaison d'action de l'acrotère.

### III.4.2.Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

**-Pour le type 1**

$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = \frac{1.2}{5.14} \Rightarrow e_1 = 0.233m; \quad \frac{h}{6} = \frac{0.8}{6} = 0.13m$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  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.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) = 2cm. ; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

$\phi$ : 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-Permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$$l_f : \text{Longueur de flambement} ; l_f = 2 \times 0.8 = 1.6m$$

$h_0$ : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

$$\begin{aligned} \text{Donc: } e_2 &= 1.024cm \\ e &= e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 23.924cm \end{aligned}$$

### -Calcul à l'E.L.U

$$N_u = 5.72KN ; M_u = N_u \times e = 5.14 \times 0.23924 \Rightarrow M_u = 1.229KN.m ; f_{bu} = 14.2MPa ; \sigma_{st} = 348MPa$$

$$h = 15 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.229 + 5.14 \times \left(0.12 - \frac{0.15}{2}\right) \Rightarrow M_{uA} = 1.5303KN.m$$

$M_{uA}$ : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.229 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.00748) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.0094 ; Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.119m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.229 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.392cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.392 \times 10^{-4} - \frac{5.14 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.244cm^2$$

### -Vérification à l'E.L.U

#### - La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44cm^2$$

$A_{min} > A_s \Rightarrow$  On adopte:  $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

**- Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2,01}{4} \Rightarrow A_r = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4HA6 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**- Espacement**

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq 80/3 = 26,66 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

$M_{uA}$	$M_{UA}$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_l$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{adop}$ ( $\text{cm}^2$ )
<b>Type1</b>	1.627	0.00795	0.00997	11.95	0.392	0.227	1.44	$A_l = 4HA8 = 2,01$ $A_s = 4HA6$
<b>Type2</b>	2.29	0.0112	0.014	11.93	0.552	0.33	1.44	$A_l = 4HA8 = 2,01$ $A_s = 4HA6$

**Tableau.III.43** : Ferrailage de l'acrotère.

**- Vérification au cisaillement** : L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = 0,05 f_{c28} \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1,5 (1,828 + 1) \Rightarrow V_u = 4,242 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{4,242 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} \Rightarrow \tau_u = 0,03535 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifié}$$

**- Vérification de l'adhérence** :  $\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i)$  **(RPA (Article. A.6.1, 3))**

$\zeta_{se}$  : coefficient d'adhérence.

$\Sigma \mu_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10,048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 4,242 \times 10^{-3} / (0,9 \times 0,12 \times 0,10048) \Rightarrow \zeta_{es} = 0,39 \text{ MPa}$$

$$0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow$  Pas de risque par rapport à l'adhérence.

**-Vérification à l'ELS**

$d = 0.12 \text{ m}$  ;  $N_{\text{ser}} = 3.81 \text{ KN}$  ;  $M_{\text{ser}} = Q \times h \Rightarrow M_{\text{ser}} = 0.8 \text{ KN.m}$ ;  $\eta = 1.6$  pour les HR

- **Vérification des contraintes :**  $\sigma_{bc} = N_{\text{ser}} \times y_{\text{ser}} / I$  ;  $\sigma_s = 15 \times N_{\text{ser}} \times (d - y_{\text{ser}}) / I$  ;

$$\overline{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_t} \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

- **Position de l'axe neutre :**  $c = d - e_1$

$e_1$  : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} \Rightarrow e_1 = (0.8 / 3.81) \Rightarrow e_1 = 0.209 \text{ m.}$$

$e_1 > d \Rightarrow$  "c" à l'extérieur de section  $\rightarrow c = 0.12 - 0.06 \Rightarrow c = -0.091 \text{ m.}$

$$c = -0.091 \text{ m} ; y_{\text{ser}} = y_c + c ; y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b ; q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$P = -3 \times (-0.091)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.091}{1} \Rightarrow P = -0.024 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.091)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.091)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0007 \text{ m}^3 \sqrt{\varphi}$$

$$\Delta = q^2 + (4 \times p^3) / 27 = -1.55 \times 10^{-6}$$

$\Delta < 0$  l'équation admet trois solutions.

$$Y_1 = a \cos(\varphi / 3) \quad Y_2 = a \cos(\varphi / 3 + 120) \quad Y_3 = a \cos(\varphi / 3 + 240)$$

$$\cos \varphi = (3q / 2p) \times \sqrt{(-3 / p)} , \quad a = 2 \times \sqrt{-p / 3} , \quad \varphi = 119.28^\circ , \quad a = 0.178.$$

$$Y_1 = 13.68 \text{ cm.}$$

$$Y_2 = -16.70 \text{ cm}$$

$$Y_3 = 8.96 \text{ cm}$$

On choisit la solution qui vérifiée la condition suivante :

$$0 < Y_{\text{ser}} = (Y_c + C) < h = 15 \text{ cm}$$

$$Y_1 = 13.68 \Rightarrow Y_1 + C = 4.58 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$Y_2 = -16.70 \Rightarrow Y_2 + C = -25.8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

$$Y_3 = 8.96 \Rightarrow Y_3 + C = -0.14 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

Donc on choisit  $Y_c = 13.68 \text{ cm} \Rightarrow Y_{\text{ser}} = 4.58 \text{ cm}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 9.29 \times 10^{-3} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.81 \times 10^{-3}}{9.29 \times 10^{-3}} \times 0.0458 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0187 MPa < \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3.81 \times 10^{-3}}{9.29 \times 10^{-3}} \times (0.12 - 0.0458) \Rightarrow \sigma_s = 0.456 MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère

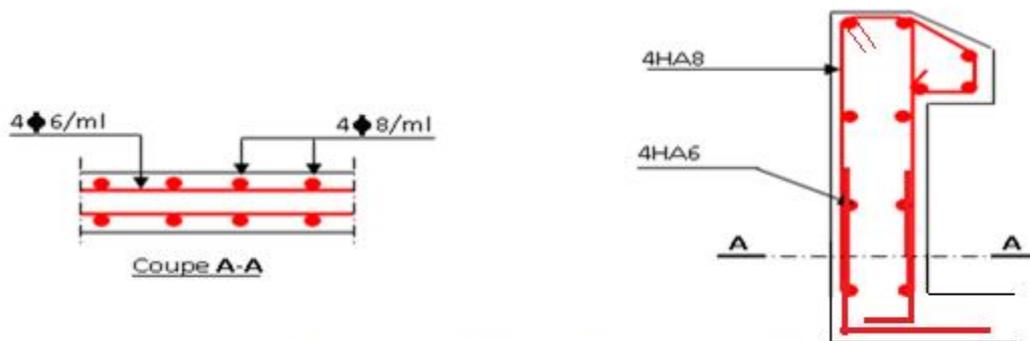


Figure.III.24 : schémas de ferrailage de l'acrotère type 01 et 02.

### III.5.Etude de l'ascenseur

#### III.5.1.Description

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

#### III.5.2.Etude de la dalle de l'ascenseur

- Epaisseur de la dalle

$$L_x = 1,75 \text{ m}$$

$$L_y = 1,90 \text{ m}$$

La dalle de local des machines doit être dimensionnée pour reprendre les charges importantes

Soit :  $e = 20 \text{ cm}$

- Evaluation des charges et surcharges

$$G_t = 49.95 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

-1<sup>er</sup> Cas : charge uniformément répartie

Calcul des sollicitations

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.92 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.92 \Rightarrow \begin{cases} L' ELU \\ v = 0 \\ \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \\ L' ELS \\ v = 0.2 \\ \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.8799 \end{cases} \dots\dots\dots [Annexe 02]$$

**-L'ELU**

$qu = 1,35 \times 49.95 + 1,5 \times 1 = 68.93 \text{ KN/m}^2$

- **Evaluation des moments : [BAEL91]**

- Sens x-x'

$M_x = \mu_x \times qu \times l_x^2 = 0,0437 \times 68.93 \times (1,75)^2 = 9.224 \text{ KN.m}$

- Sens y-y'

$M_y = \mu_y \times M_x = 0.08251 \times 9.244 = 7.61 \text{ KN.m}$

- **Calcul des moments réels**

- En Travée

$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 9.224 = 7.84 \text{ KN.m}$

$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 7.61 = 6.469 \text{ KN.m}$

- En Appuis

$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 9.224 = 2.767 \text{ KN.m}$

- **Ferraillages**

La section considérée est une section de (1m×0.20m) sollicité à la flexion simple.

b = 100cm, h = 20cm , dx = 18cm, dy = 17cm,  $f_{bu} = 14, 2 \text{ Mpa}$ .

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux qui suivent:

sens		M (KNm.)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
travée	x-x'	7.840	0.017	0.021	0.178	1.265	1.66	4T10=3.14
	y-y'	6.469	0.0157	0.0197	0.1686	1.102	1.6	4T10=3.14

appui	x-x' y-y'	-2.767	0.006	0.0075	0.1794	0.443	1.66	4T10=3.14
-------	--------------	--------	-------	--------	--------	-------	------	-----------

Tableau.III.44 : Ferrailage de l'ascenseur.

- Verification :[BAEL91]

**-ELU**

- Condition de non fragilité

On a des HA fe 400 =>  $\rho_0=0.0008$  ; e=20cm ; b=100cm ;  $\rho =0.92$ .

$$A_x^{\min} = 0,8\%_{00} * \left(\frac{3-\rho}{2}\right) * b * e = 0,0008 * \left(\frac{3-0,92}{2}\right) * 0,2 = 1,66Cm^2 \dots\dots\dots(x-x)$$

$$A_y^{\min} = 0,8\%_{00} * b * e = 0,0008 * 1 * 0,2 = 1,6Cm^2 \dots\dots\dots (y-y)$$

$A_y^y > A_x^t / 4 \dots\dots\dots$ verifiée.

- Calcul des espacements

-Sens x-x' :  $S_t \leq \min(2e;25cm) \Rightarrow S_t \leq 25cm$  on adopte  $S_t = 20cm$

-Sens y-y' :  $S_t \leq \min(2e;25cm) \Rightarrow S_t \leq 25cm$  on adopte  $S_t = 20cm$

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$\rho = 0.92 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 40.209KN$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 41.31KN$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{41.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.229MPa < 1.25MPa \quad \text{C'est vérifié}$$

**-ELS**

$$q_s = G+Q = 49.95+1 = 50.95KN/m^2$$

- Evaluation des moments

-sens x-x' :  $M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0509 \times 50.95 \times (1,75)^2 = 7.94KN.m$

- Sens y-y :  $M_y = \mu_y \times M_x = 0.8799 \times 7.94 = 6.98 \text{KN.m}$

- Travée

$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 7.94 = 6.749 \text{KN.m}$  .

$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 6.98 = 5.933 \text{KN.m}$  .

- Appuis

$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 7.94 = 2.382 \text{KN.m}$ .

- Vérification des contraintes dans le béton

On vérifie :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{MPa}$ .

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

-Sens x-x'

$A_x = 3.14 \text{ cm}^2$  ;  $b = 100 \text{cm}$  ;  $d = 18 \text{cm}$

$(b/2).y^2 + 15(A+A')y - 15(A.d - A'.A) = 0 \Rightarrow y = 3.67 \text{cm}$

$I = (b/3).y^3 + 15.A(y-d)^2 \Rightarrow I = 11319.623 \text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = (7.94 \times 10^{-3} / 11319.623 \times 10^{-8}) \times 3.67 \times 10^{-2} = 2.18 \text{MPa}$

$\sigma_{bc} (= 2.18 \text{MPa}) < \bar{\sigma}_{bc} (= 15 \text{MPa}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

-Sens y-y'

$A_x = 3.14 \text{ cm}^2$  ;  $b = 100 \text{cm}$  ;  $d = 17 \text{cm}$

$(b/2).y^2 + 15(A+A')y - 15(A.d - A'.A) = 0 \Rightarrow y = 3.56 \text{cm}$

$I = (b/3).y^3 + 15.A(y-d)^2 \Rightarrow I = 10011.77 \text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = (5.933 \times 10^{-3} / 10011.77 \times 10^{-8}) \times 3.56 \times 10^{-2} = 2.10 \text{MPa}$

$\sigma_{bc} (= 2.10 \text{MPa}) < \bar{\sigma}_{bc} (= 15 \text{MPa}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

-1<sup>er</sup> Cas d'une charge concentrée

Elle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur  $h_0 = 20 \text{ cm}$ .

On a :  $P = P_m + D_m + 6,3 = 72,3 \text{ KN}$ .

$h_0 = 20 \text{ cm}$  : épaisseur de la dalle.

$h_1 = 4 \text{ cm}$  : revêtement en béton.

$a_0$  et  $U$  dimensions //  $l_x = 1,75m$   
 $b_0$  et  $V$  dimensions //  $l_y = 1.90m$   
 $U$  et  $V$  les cotés de rectangle d'impact.  
 $a_0$  et  $b_0$  : surface de chargement.  
 $l_x$  et  $l_y$  les dimensions du panneau dalle.  
 Avec :

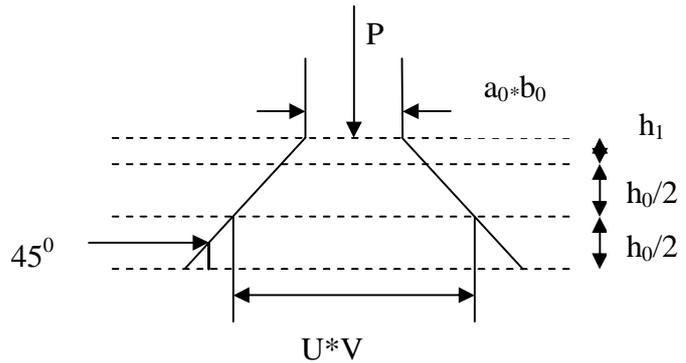


Figure .III.25 : Charge concentrée sur la dalle de la cage d'ascenseur

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2 \xi h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2 \xi h_1 \end{cases}$$

Et :  $\xi = 1$  (revêtement en béton)  $v = 1,6$  m/s ( $a_0 = b_0 = 80 \times 80$ cm)

$$U = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108 \text{cm.}$$

$$V = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108 \text{cm.}$$

**-Calcul à l'ELU**

**- Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage**

$$M_{x1} = P_u (M_1 + v M_2)$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + v M_1) \quad \text{avec : } v : \text{coefficient de poisson. (0 à l'ELU et 0,2 l'ELS).}$$

Les moments  $M_1$  et  $M_2$  sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad , \quad \frac{U}{l_x} \quad , \quad \frac{V}{l_y} .$$

$$\rho = \frac{175}{190} = 0,92 \quad , \quad \frac{U}{l_x} = \frac{108}{175} = 0,61 \quad , \quad \frac{V}{l_y} = \frac{108}{190} = 0,56$$

En utilisant l'abaque de Pigeant on obtient :

$$M_1 = 0,082 \quad \dots\dots\dots [\text{Annexe 03}]$$

$$M_2 = 0,058$$

$$P_u = 1,35 \times 72,3 = 97,605 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = 8 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 5.66 \text{ KN.m}$$

**- Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle**

$\rho > 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot x q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot x M_{x2} \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont des coefficients en fonction de  $\rho$  et de  $\nu$

$$\mu_x = 0.0437$$

$$\mu_y = 0.8251$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 q$$

$$G = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.04 = 5.88 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_u = 1.35 \times 5.88 + 1.5 \times 1 = 9.438 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{x2} = 0.0437 \times 9.438 \times (1.75)^2 = 1.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.8251 \times 1.26 = 1.04 \text{ KN.m}$$

**- Superposition des moments**

Les moments max agissant au centre de la dalle.

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.26 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.7 \text{ KN.m}$$

**N.B :** pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des murs.

**- Les moments en travée et en appui**

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 6.7 = 5.69 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 9.26 = 7.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 9.26 = -2.77 \text{ KN.m}$$

**- Ferrailages**

La section considérée est une section de (1m×0.20m) sollicité à la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm, } h = 20 \text{ cm, } d_x = 18 \text{ cm, } d_y = 17 \text{ cm, } f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa.}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux qui suivent:

sens		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adopté(cm <sup>2</sup> )
travée	x-x'	7.87	0.017	0.021	0.178	1.286	2.17	4T10=3.14
	y-y'	5.69	0.0157	0.0171	0.1686	0.968	2.05	4T10=3.14
appuis	x-x'	-2.77	0.006	0.0075	0.1794	0.443	2.17	4T10=3.14
	y-y'							

**Tableau.III.45 :** ferrailage de la dalle de la salle de machine vérification.

**- Le diamètre des barres**

Il faut vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 10\text{mm} < 20\text{mm} \dots\dots\dots\text{Vérifiée.}$$

**- Vérification au poinçonnement**

On doit vérifier :  $Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :  $U_c$  : périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 (U + V) = 2 (108+108) = 432 \text{ cm}$$

$$Q_u \leq 0.045 \times 4.32 \times 0.2 \times \frac{25}{1.5} \times 1000 = 648 \text{ KN}$$

Or :  $Q_u (=1,35 \times 72,3 = 97,605 \text{ KN}) < 648 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{Vérifiée.}$

**- Calcul des espacements**

-Sens x-x' :  $S_t \leq \min(2e; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm}$  on adopte  $S_t = 20\text{cm}$

-Sens y-y' :  $S_t \leq \min(2e; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm}$  on adopte  $S_t = 20\text{cm}$

**- Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{Q_u}{U_c * d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{97.605}{0.18 \times 4.32} = 0.125 \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Vérifiée.}$$

**-Vérification à L'ELS : [BAEL91]**

**- Evaluation des moments dus au système de levage**

$$Q_{\text{ser}} = 72,3 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 72,3 (0,082 + 0,2 * 0,058) = 6.76 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 72,3 (0,058 + 0,2 * 0,082) = 5.37 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**- Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle**

On a:  $q_s = q + g = 1 + 5.88 = 6.88 \text{ KN/m.}$

$$\rho = 0,92 \Rightarrow \mu_x = 0,0437 \quad \mu_y = 0,8251$$

$$M_{x2} = 0,0437 \times 6.88 \times (1,75)^2 = 0.920 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,8251 \times 0,920 = 0,759 \text{KN.m}$$

- **Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,76 + 0,920 = 7,68 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,37 + 0,759 = 6,129 \text{KN.m}$$

- **Les moments en travée et en appuis**

$$M_{tx} = 0,85 \times 7,68 = 6,528 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times 6,129 = 5,209 \text{KN.m}$$

$$M_a = -0,3 \times M_x = -2,304 \text{KN.m}$$

- **Etat limite de compression du béton**

On a une fissuration nuisible  $\Rightarrow$  vérification de la contrainte du béton comprimé.

On vérifie :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6x f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

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

Sens x-x' :

$$A_x = 3,14 \text{ cm}^2 ; b = 100 \text{cm} ; d = 18 \text{cm}$$

$$(b/2).y^2 + 15(A+A')y - 15(A \cdot d - A' \cdot A) = 0 \Rightarrow y = 3,67 \text{cm}$$

$$I = (b/3).y^3 + 15.A(y-d)^2 \Rightarrow I = 11319,623 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = ( 6,528 \times 10^{-3} / 11319,623 \times 10^{-8} ) \times 3,67 \times 10^{-2} = 2,11 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} (= 2,11 \text{MPa}) < \bar{\sigma}_{bc} (= 15 \text{MPa}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Sens y-y'

$$A_x = 3,14 \text{ cm}^2 ; b = 100 \text{cm} ; d = 17 \text{cm}$$

$$(b/2).y^2 + 15(A+A')y - 15(A \cdot d - A' \cdot A) = 0 \Rightarrow y = 3,56 \text{cm}$$

$$I = (b/3).y^3 + 15.A(y-d)^2 \Rightarrow I = 10011,77 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = ( 5,209 \times 10^{-3} / 10011,77 \times 10^{-8} ) \times 3,56 \times 10^{-2} = 1,85 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} (= 1,85 \text{MPa}) < \bar{\sigma}_{bc} (= 15 \text{MPa}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

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

Puisque la condition de non fragilité est satisfaite donc aucune vérification à effectuer.

- Etat limite de déformation (la flèche)

$$\frac{h_t}{l} > \max\left(3/80; \frac{M_t}{10 * M_0}\right) = 0.114 > 0.085 \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{2}{f_e} = 0.002 \leq 0.005 \dots\dots\dots (2)$$

La vérification de la flèche n'est nécessaire dans les deux directions.

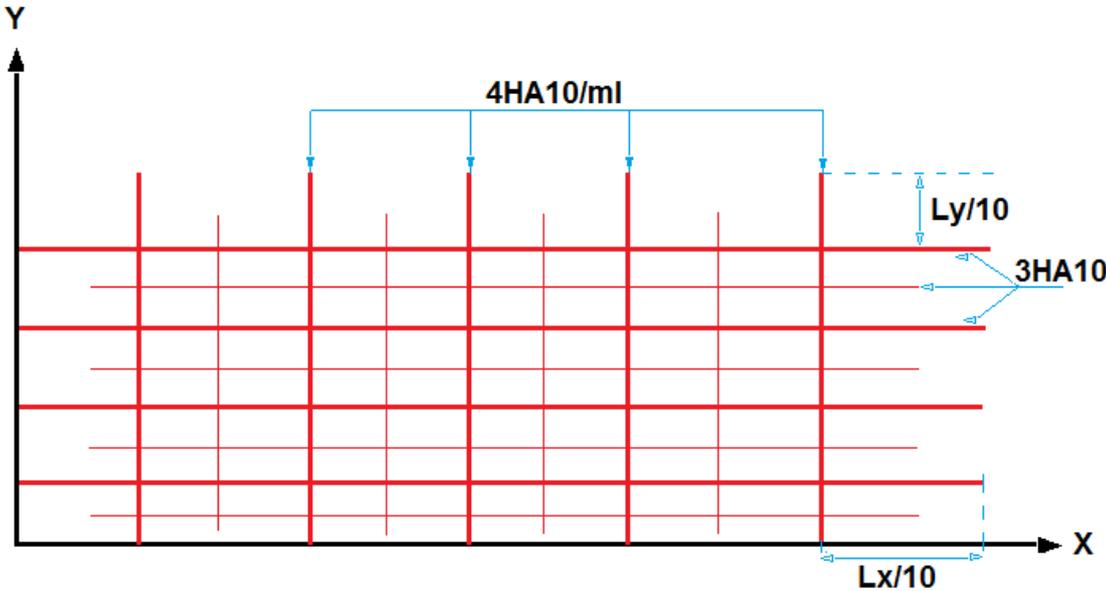
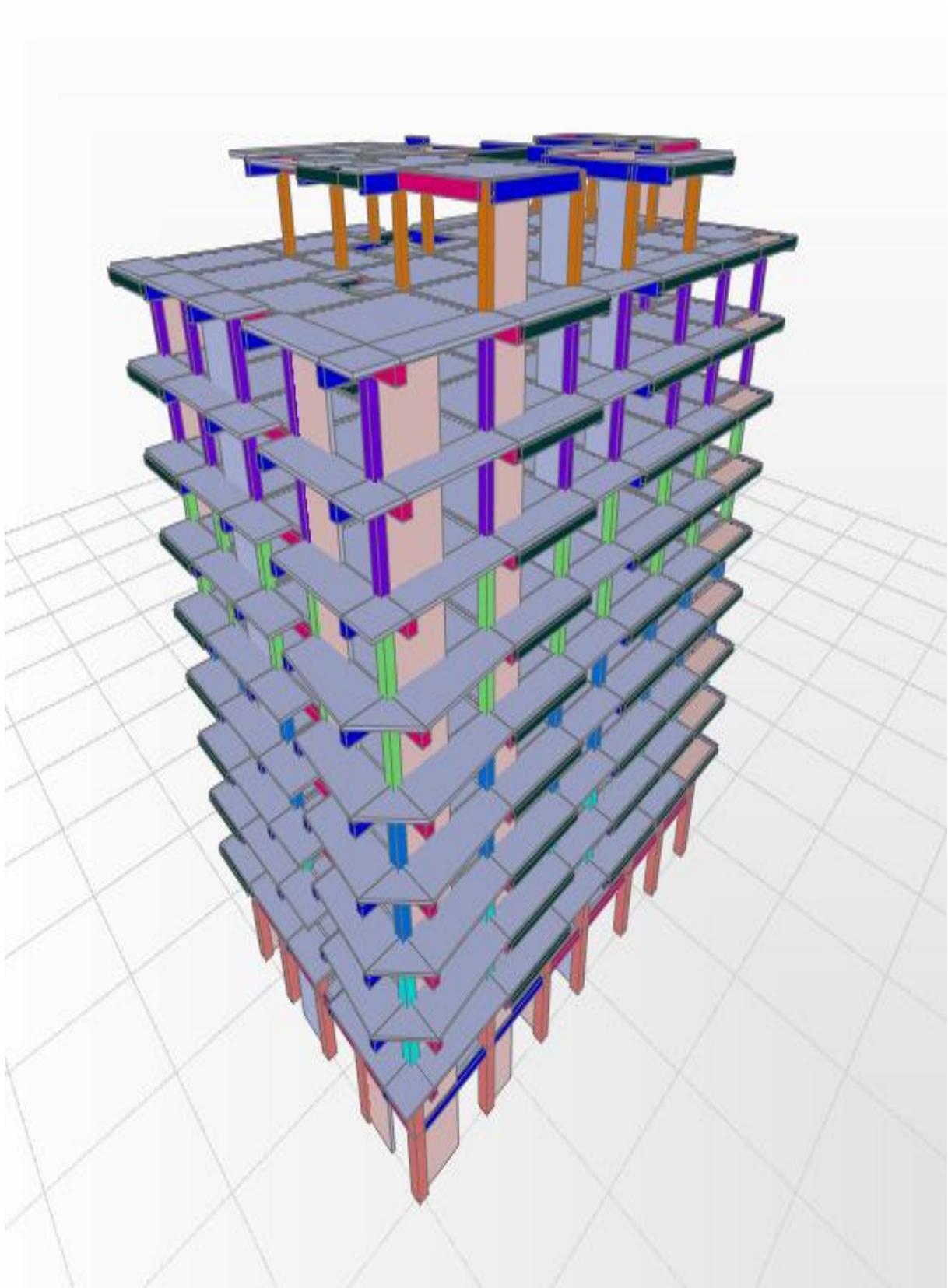


Figure .III.25 : Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

# ***CHAPITRE IV***

## ***Etude dynamique***



## **IV.1.Introduction**

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utilisé est le **SAP2000.V.14**.

## **IV.2. Méthodes de calcul**

Le RPA99 propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

2- La méthode statique équivalente.

1- La méthode dynamique :

- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

### **IV-2-1 Méthode statique équivalente**

**a- Principe :** Selon **RPA99.Art (4.2.1)** les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

#### **b- Condition d'application**

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.

- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le RPA99 (article 4.1.2).

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99.Art (4.2.3)}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas : groupe d'usage 2

Zone sismique : IIa ⇒ A = 0,15.

R : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA 99 en fonction du système de contreventement.

(Contreventement mixte ⇒ R = 5).

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 p_q \dots\dots\dots \text{RPA (Formule 4-4)}$

$p_q$  : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le **tableau 4-4 (RPA 99)**.

“ Critère q ”	Observée	P <sub>q</sub> /xx	Observée	P <sub>q</sub> /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	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 qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

**Tableau IV. 1 :** Valeurs des pénalités (Pq)

Donc :  $Q_y = 1,20$  ;  $Q_x = 1,20$

W : poids total de la structure :  $W = \sum_1^9 W_i$  , avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

$W_{Gi}$  : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

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

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par **RPA 99(tableau (4-5))**.

$\beta = 0.2 \rightarrow$  usage d'habitation.

$\beta = 0.6 \rightarrow$  usage commercial

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Il est fonction de catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure T.

W= 52532.214 KN.

#### d- Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$1) \quad T_1 = C_T \times (h_N)^{3/4} \quad \text{RPA 99 (Art .4.2.4)}$$

$$2) \quad T_2 = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D'}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

Avec :  $T = 1.3 \times \min(T_1; T_2)$

$h_N = 35.92$  m: La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \quad \text{RPA99 (tableau 4.6)}$$

$D'$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T.

D'où :  $T_1 = 0.73$ s.

$$\text{Sens(x): } D' = 27.05 \text{m} \Rightarrow T_2 = 0.62 \text{s}$$

$$\text{Sens(y): } D' = 16.9 \text{m} \Rightarrow T_2 = 0.79 \text{s}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times \min(0.73; 0.62) = 0.81 \text{s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times \min(0.73; 0.79) = 0.95 \text{s} \end{cases}$$

- **Valeur de  $T_1$  et  $T_2$**

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA 99 tableau 4-7)

$$\text{Sol meuble} \Rightarrow \text{Site (S3)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,5 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_2 < T_x < 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3}$$

RPA 99 (Art 4.3.3)

$$T_2 < T_y < 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3}$$

$$\text{Tel que : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \rightarrow \text{facteur de correction d'amortissement.}$$

Avec : D : facteur d'amplification dynamique moyen selon la direction considéré

$\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (RPA Tableau 4-2)

Construction auto stable  $\rightarrow \xi = 7 \%$ .

RPA (Art 4.2.3)

Contreventement par voiles  $\rightarrow \xi = 10 \%$ .

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne  $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.816 \end{cases}$

$$D'ou : D_x = 1.48 \quad ; \quad D_y = 1.33$$

$$\text{Sens(x)} : V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.48 \times 1.2}{5} \times 52532.214 \Rightarrow V_{stx} = 2798.91 \text{ KN}$$

$$\text{Sens(y)} : V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.33 \times 1.2}{5} \times 52532.214 \Rightarrow V_{sty} = 2515.242 \text{ KN}$$

## IV.2.2. Les méthodes dynamiques

### a- Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

#### a-1. principe

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.
- R : coefficient de comportement de la structure.
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées a la catégorie du site.
- Q : Facteur de qualité.

Le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*).

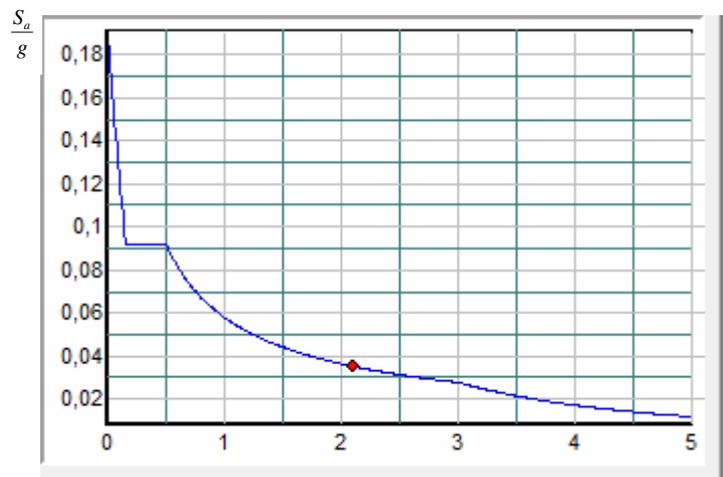


Figure IV.1 : Spectre de calcul. T(S)

**a-2. Les hypothèses**

- 1- les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- 2- seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- 3- le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
- 4- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

### IV.3. Description du logiciel SAP 2000 .14

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

### IV.4. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous. Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

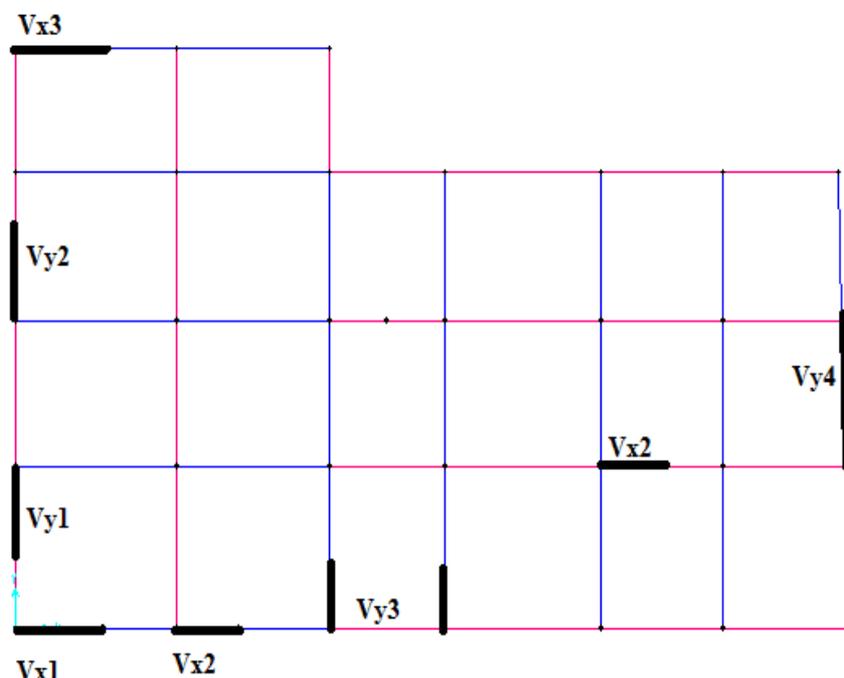


Figure IV.2 : disposition des voiles.

### IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V14

#### - Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .Le tableau suivant donne la période de vibration et la participation massique pour chaque mode.

mode	période	Mode individuel			Somme cumulée		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,802369	0,7545	0,01797	3,894E-08	0,7545	0,01797	3,894E-08
2	0,739666	0,0186	0,73203	5,667E-08	0,77311	0,75001	9,561E-08
3	0,610385	0,00056	0,00011	1,413E-07	0,77367	0,75012	0,000000237
4	0,259143	0,12023	0,00142	0,00000625	0,8939	0,75154	0,000006502
5	0,229773	0,00126	0,13075	0,00000564	0,89516	0,88229	0,0000122
6	0,180921	0,00002346	0,00632	0,00000118	0,89518	0,88861	0,0000133
7	0,137654	0,03818	0,00089	0,00001192	0,93337	0,8895	0,00002523
8	0,122395	0,00183	0,03466	0,00054	0,9352	0,92417	0,00056
9	0,101404	0,00000597	0,0004	0,33742	0,9352	0,92457	0,33798
10	0,094182	0,01114	0,01088	0,00543	0,94634	0,93545	0,34341
11	0,091204	5,497E-07	0,00012	0,11519	0,94634	0,93557	0,4586
12	0,088171	0,00141	0,00158	0,00131	0,94775	0,93715	0,45991

Tableau IV.2. Période et taux de participation.

- premier mode de vibration (translation suivant l'axe X),  $T=0.802$  s

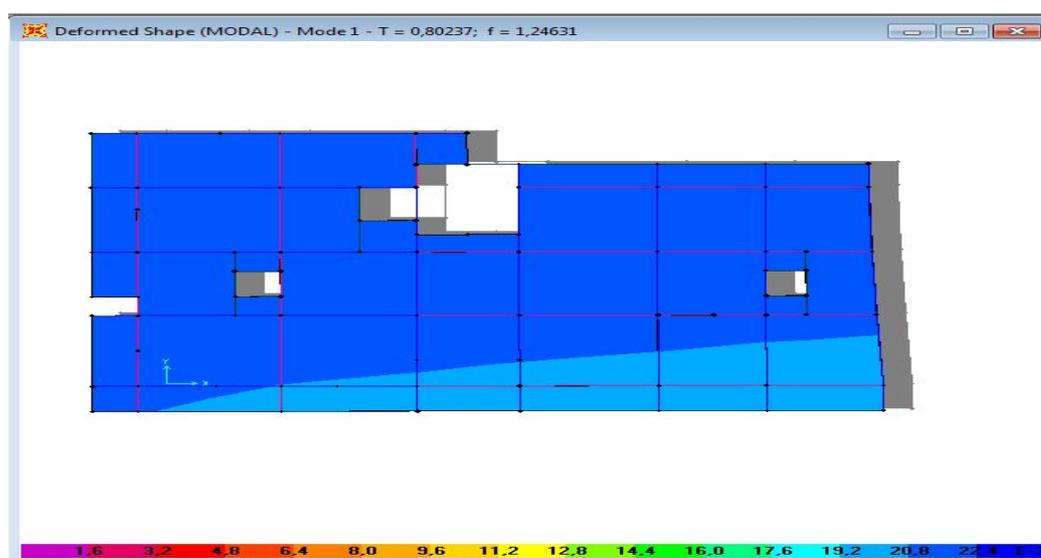


Figure. IV.3 : 1<sup>er</sup> mode de déformation

- Deuxième mode de vibration (translation suivant l'axe Y),  $T=0.739$  s

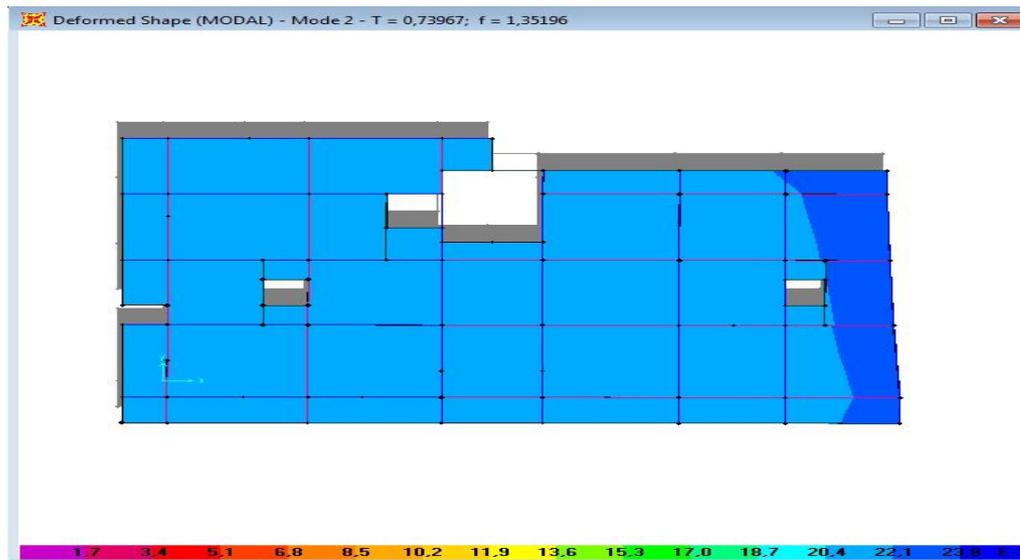


Figure. IV.4 : 2<sup>ème</sup> mode de déformation

- Troisième mode de vibration (rotation suivant l'axe Z),  $T=0.61$  s

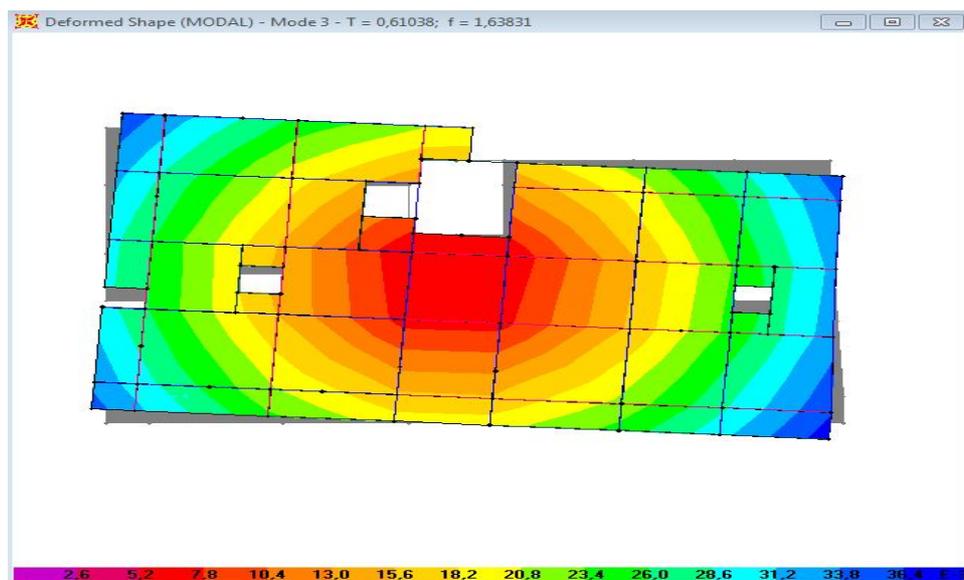


Figure. IV.5 : 3<sup>ème</sup> mode de déformation

#### -Analyse des résultats

La participation modale du premier mode suivant la direction x est prépondérante ( $U_x=75.45\%$ ), ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montre sur la figure précédente, la même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction y ( $U_y=73.20\%$ ). On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99 majorée de 30 % ( $T_x=0.802s \leq T_{sx}=0.81s$  ;  $T_y=0.739s \leq T_{sy}=0.95s$ ).

- **Justification de l'interaction voiles portiques**

- **Sous charges verticales**

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

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

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel SAP2000 sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles(%)
Sous sol	38868.796	6460,946	85,74678	14,26
RDC	34950,57	5698,299	85,98165	14.02
1 <sup>er</sup> étage	30078,316	5352,097	84,89406	15.11
2 <sup>ème</sup> étage	26186,119	4845,167	84,38619	15.62
3 <sup>ème</sup> étage	22013,601	4409,979	83,31044	16.69
4 <sup>ème</sup> étage	18388,224	3818,202	82,80587	17.2
5 <sup>ème</sup> étage	14568,549	3263,121	81,70042	18.3
6 <sup>ème</sup> étage	10933,057	2577,212	80,92405	19.08
7 <sup>ème</sup> étage	7755,934	1899,37	80,32822	19.68
8 <sup>ème</sup> étage	4665,28	1115,451	80,70398	19.3
9 <sup>ème</sup> étage	1687,468	324,686	83,86376	16.14

**Tableau IV.3.** Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

- **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages.

- **Sous charges horizontales**

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

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

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel SAP2000 sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique(KN)	Voile (KN)	Portique (%)	Voile (%)	Portique (KN)	Voile (KN)	Portique (%)	Voile (%)
Sous sol	928.0088	1345.71	40.81	59.18	950.42	2517.925	27.40	72.6
RDC	1489.276	647.135	69.70	39.29	1001.791	1597.906	38.53	61.46
1 <sup>er</sup> étage	1885.94	504.501	78.89	21.10	1536.283	1163.862	56.89	43.10
2 <sup>ème</sup> étage	1914.158	424.746	81.83	18.16	1603.532	975.963	62.16	37.83
3 <sup>ème</sup> étage	1556.242	435.916	78.11	21.88	1321.021	949.419	58.18	41.81
4 <sup>ème</sup> étage	1573.246	351.022	81.75	18.24	1357.004	730.896	64.99	35.00
5 <sup>ème</sup> étage	1151.359	329.183	77.76	22.23	1008.64	689.945	59.38	40.61
6 <sup>ème</sup> étage	1173.861	241.403	81.64	18.35	947.535	448.922	67.85	32.14
7 <sup>ème</sup> étage	707.155	191.792	78.67	21.32	645.786	352.007	64.72	35.27
8 <sup>ème</sup> étage	644.336	99.687	86.60	13.89	610.589	120.679	83.49	16.50
9 <sup>ème</sup> étage	237.905	42.597	84.81	15.18	260.746	81.352	76.21	23.78

**Tableau .V.4 :** Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

- **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

- **Vérification de l'effort normal réduit**

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilise est la suivante :  $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$  .....RPA 99 (Article 7.1.3.3)

N d : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

B c : L'aire brute du poteau.

TYPE	Nd(KN)	A(m <sup>2</sup> )	V	remarque
P (65×60)	2375.659	0.39	0.243	vérifiée
P (60×55)	1868.436	0.33	0.226	vérifiée
P (55×50)	1421.862	0.275	0.206	vérifiée
P (50×45)	1024.565	0.225	0.182	vérifiée
P (45×40)	672.024	0.18	0.149	vérifiée
P (40×35)	354.356	0.14	0.102	vérifiée

**Tableau .IV.5 :** Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

**- Vérification de la résultante des forces sismiques**

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

	$V_{st}$ (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}$ (KN)
Sens xx	2798.91	2239.128	3994.683
Sens yy	2515.242	2012.19	3887.568

**Tableau .IV.6 :** Vérification de la résultante des forces.

**- Analyse des résultats**

$$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} \geq 0.80 \Rightarrow \text{Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majeurs.}$$

$V_{dyn}$ : Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

**- Vérification vis à vis des déformations**

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

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

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

$R$  : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$  .....RPA(article 5.10)

$h_k$  :Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus par le logiciel SAP2000 sont résumés dans le tableau suivant :

	Sens xx							Sens yy				
	Niveaux	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_x/h_k$ (%)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_x/h_k$ (%)
9 <sup>ème</sup> étage	35.92	2.24	11.2	10.65	0.55	306	0.0017	2.39	11.95	10.975	0.975	0.0031
8 <sup>ème</sup> étage	32.86	2.13	10.65	9.9	0.75	306	0.0024	2.195	10.975	9.94	1.035	0.0033
7 <sup>ème</sup> étage	29.8	1.98	9.9	9.045	0.855	306	0.0027	1.988	9.94	8.945	0.995	0.0032
6 <sup>ème</sup> étage	26.74	1.809	9.045	8.095	0.95	306	0.0031	1.789	8.945	8	0.945	0.0030
5 <sup>ème</sup> étage	23.68	1.619	8.095	7.03	1.065	306	0.0034	1.6	8	6.955	1.045	0.0034
4 <sup>ème</sup> étage	20.62	1.406	7.03	5.9	1.13	306	0.0036	1.391	6.955	5.835	1.12	0.0036
3 <sup>ème</sup> étage	17.56	1.180	5.9	4.7	1.2	306	0.0039	1.167	5.835	4.65	1.185	0.0038
2 <sup>ème</sup> étage	14.5	0.94	4.7	3.5	1.2	306	0.0039	0.93	4.65	3.465	1.185	0.0038
1 <sup>ème</sup> étage	11.44	0.70	3.5	2.3	1.2	306	0.0039	0.693	3.465	2.27	1.195	0.0039
RDC	8.38	0.46	2.3	0.845	1.455	408	0.0047	0.454	2.27	0.805	1.465	0.0035
S.SOL	4.30	0.169	0.845	00	0.845	430	0.0019	0.161	0.805	00	0.805	0.0018

Tableau .IV.7 : Vérification des déplacements.

- Analyse des résultats

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

Sens(x) :  $\Delta_{k \max} = 1.455cm < 1\% \times h_e = 4.08cm$

Sens(y) :  $\Delta_{k \max} = 1.465cm < 1\% \times h_e = 4.08cm$

- **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du

niveau « k » ; avec :  $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$  RPA99/2003(Article 5.9)

$v_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta}$ .

- Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Niveaux	Hauteur (m)	h <sub>k</sub> (cm)	P <sub>k</sub> (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
				Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub> (cm)	Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub> (cm)
9 <sup>ème</sup>	35.92	306	2264.165	0.55	344,578	0.0118	0.975	758.084	0.021
8 <sup>ème</sup>	32.86	306	6647.128	0.75	864.191	0.0189	1.035	1388.932	0.026
7 <sup>ème</sup>	29.8	306	11246.948	0.855	1377.635	0.0228	0.995	1842.832	0.026
6 <sup>ème</sup>	26.74	306	15957.295	0.95	1849.427	0.0268	0.945	1842.832	0.027
5 <sup>ème</sup>	23.68	306	20679.16	1.065	2262.674	0.0318	1.045	2238.356	0.032
4 <sup>ème</sup>	20.62	306	25522.546	1.13	2663.18	0.0359	1.12	2572.02	0.036
3 <sup>ème</sup>	17.56	306	30364.103	1.2	2927.175	0.0407	1.185	2855.951	0.041
2 <sup>ème</sup>	14.5	306	35338.332	1.2	3171.883	0.0437	1.185	2998.155	0.044
1 <sup>er</sup>	11.44	306	40310.233	1.2	3362.418	0.047	1.195	3262.531	0.048
RDC	8.38	4.08	45846.312	1.455	3661.306	0.0447	1.465	3164.34	0.050
S.SOL	4.30	4.3	52073.628	0.845	3994.683	0.0256	0.805	3887.568	0.025

**Tableau .IV.8 : Vérification à l'effet P-Δ.**

**- Analyse des résultats**

On remarque d'après les résultats obtenus ( $\theta_k < 0.1$ ) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés.

**IV.6. Conclusion**

Après la modélisation, on a opté pour les voiles de 25 cm d'épaisseur pour le sous-sol et 20cm pour les autres étages. Les sections des poteaux et des poutres sont augmentées dans le but d'avoir des translations dans les deux premiers modes, la translation dans le troisième mode et satisfaire l'interaction voiles-portiques ainsi que le taux de participation massique.

# ***CHAPITRE V***

***Etudes des éléments structuraux***

## V.1. Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

## V.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailrages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **SAP2000** dans l'ordre suivant :

- |                   |                |                |
|-------------------|----------------|----------------|
| 1) $G + Q$        | 4) $0.8G - E$  |                |
| 2) $1.35G + 1.5Q$ | 5) $G + Q + E$ | <b>(RPA99)</b> |
| 3) $0.8G + E$     | 6) $G + Q - E$ |                |

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. ( $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )
2. ( $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )
3. ( $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$ )

### V.2.1.Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1)

#### a- Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de :  $0.8 \% b_1 \times h_1$  en zone IIa
- Leur pourcentage maximale sera de :  $4 \%$  en zone courante  
 $6 \%$  en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :  
 $25 \text{ cm}$  en zone IIa- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la **figure V.1**

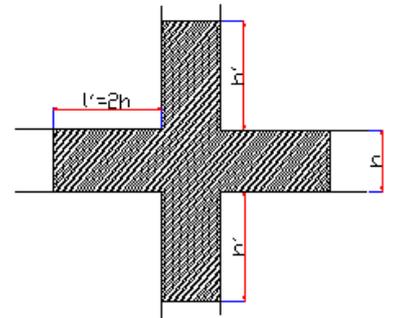
$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2 \times h$$

$h_e$  : est la hauteur de l'étage

$b; h$  : Dimensions de la section transversale du poteau

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99** sont apportées dans le tableau suivant :



**FigureV.1 : Zone nodale**

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sup>max</sup> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
S.SOL+RDC	65x60	31.2	156	234
1+2 <sup>ème</sup> étage	60x55	26.4	132	198
3+4 <sup>ème</sup> étage	55X50	22	110	165
5+6 <sup>ème</sup> étage	50x45	18	90	135
7+8 <sup>ème</sup> étage	45x40	14.4	72	108
9 <sup>ème</sup> étage	40X35	11.2	56	84

**Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux**

### b- Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :  $V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale**  $t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15 \text{ cm})$  en zone IIa
- **Dans la zone courante**  $t' \leq 15\phi_l$  en zone IIa.

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$- \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5.$$

$$- \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g \text{ élancement géométrique}).$$

#### - La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  En % est donnée comme suit :

$$- A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$- A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées  $> 12 \text{ cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

#### V.2.2. calcul des sollicitations

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraits directement du logiciel **SAP2000.V.14**, les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
S.SOL+RDC	-2375.829	-2.276	-127.608	-1251.8	-638.714	-4.163
1+2 <sup>ème</sup> étage	-1752.478	-12.39	-148.896	1363.488	-455.091	-69.01
3+4 <sup>ème</sup> étage	-1212.614	-17.349	-113.315	-665.498	-313.499	-59.167
5+6 <sup>ème</sup> étage	-1024.565	-53.489	-166.770	-766.99	-206.265	40.463
7+8 <sup>ème</sup> étage	-672.024	-43.688	-73.723	-497.448	-103.477	-22.346
9 <sup>ème</sup> étage	-354.356	-24.820	-43.16	-77.942	-8.424	-3.853

**Tableau .V.2 :** Résumé des sollicitations minimales et maximales dans les poteaux.

### V.2.3. Ferrailage des poteaux

Il peut tirée directement du logiciel **SAP2000.V.14**.

#### a- Armatures longitudinales

Niveau	Section poteau	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
S.SOL+RDC	65x60	10.00	31.2	8T20+4T16=33.16
1+2 <sup>ème</sup> étage	60x55	9.20	26.4	4T20+8T16=28.65
3+4 <sup>ème</sup> étage	55X50	8.40	22	12T16=24.13
5+6 <sup>ème</sup> étage	50x45	7.60	18	8T16+4T14=22.24
7+8 <sup>ème</sup> étage	45x40	6.80	14.4	8T16=16.08
9 <sup>ème</sup> étage	40X35	6.00	11.2	8T14=12.32

**Tableau .V.3 :** Ferrailages adoptés pour les poteaux longitudinaux.

Du tableau ci-dessus on remarque que le ferrailage adopté est celui recommandé par le RPA99/2003 car le ferrailage donné par le SAP est inférieur à  $A_{min}$  de RPA.

#### b- Section des armatures transversales

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

Niveau	S.SOL	RDC	1 <sup>me</sup> , 2 <sup>eme</sup> étages	3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> étages	5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup> étages	7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup> étage	9 <sup>eme</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	65x60	65x60	60X55	55X50	50X45	45X40	40X35
$\phi_t^{\max}$ (cm)	2	2	2	1.6	1.6	1.6	1.4
$\phi_t^{\min}$ (cm)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4	1.6	1.4
$l_f$ (cm)	3.01	285	214	214	214	214	214
$\Lambda_g$	5.01	4.75	3.89	4.28	4.76	5.35	6.12
$\rho$	2.5	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5	3.75
Vu (KN)	60	61.29	69	59.71	50.273	38.06	15.63
$l_r$ (cm)	80	80	80	64	64	64	56
t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10
t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	0.86	1.32	1.61	1.52	1.41	0.79	0.54
$A_t^{\min}$ zone courante	2.7	3.26	4.69	3.6	2.44	1.8	1.57
$A_t^{\min}$ zone nodale (cm <sup>2</sup> )	1.8	2.17	3.17	2.4	1.62	1.2	1.04
$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> )	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71	2.01	2.01
Nbre de cadres	6T10	6T10	6T10	6T10	6T10	4T8	4T8

Tableau .V.4 : Armatures transversales.

Conformément aux règles du **RPA 99/03** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

Longitudinales. ( $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_t^{\max}$ ). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

## V.2.4. Vérifications

### a-Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du **R.D.C**, avec une longueur de  $l_0 = 3.06\text{m}$  et un effort normal de 2375.829KN

$$N_u^{\max} = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élancement  $\lambda$ .

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots si \quad \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots si \quad \lambda > 50 \end{cases}$$

- Exemple illustratif

$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 3.01$  (Longueur de flambement pour sous sol).

$A=0.39 \text{ m}^2$

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = 0.187$  (Rayon de giration).

D'où :  $\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{3.01}{0.187} \Rightarrow \lambda = 16.04 \Rightarrow \alpha = 0.815$

$B_r=0.353\text{m}^2$  (Section réduite).

Donc :  $N_u = 0.815 \times \left( \frac{0.36 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 33.16 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 6373.64$

On a  $N_u < N_u^{\max}$  condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement:

**b- Vérification au flambement des poteaux des différents étages**

Niveau	$l_0$ (m)	$l_f$ (cm)	$I$ ( $\text{m}^4$ )	$I$	$\lambda$	A	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$B_r$ ( $\text{m}^2$ )	$N_u$ (KN)	$N_u^{\max}$ (KN)
S.SOL +RDC	4.3	301	0.0137	0.187	16.09	0.815	33.16	0.36	2375.659	6373.64
1+2 <sup>em</sup> e étage	3.06	214	0.099	0.547	5.21	0.825	28.65	0.30	1868.436	5405.56
3+4 <sup>em</sup> e étage	3.06	214	0.069	0.50	4.28	0.845	24.13	0.25	1421.862	4621.24
5+6 <sup>em</sup> e étage	3.06	214	0.047	0.457	4.68	0.846	22.24	0.20	1024.565	3787.76
7+8 <sup>em</sup> e étage	3.06	214	0.030	0.408	5.24	0.846	16.08	0.16	672.024	2979.83
9 <sup>eme</sup> étage	3.06	214	0.002	0.119	4.24	0.847	12.32	0.12	354.356	2245.18

Tableau .V.5 : Justification de l'effort normal réduit.

D'après le tableau ci-dessus on constate que  $N_u < N_u^{\max}$

**c- Vérification des contraintes**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa) ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \left(\frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v\right)$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2]$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{Et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 \text{ et } v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

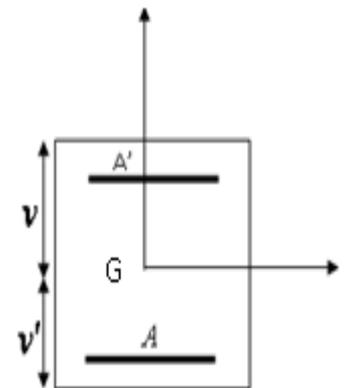


Figure V.2: Section du poteau.

Niveau	d (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	V (cm)	V' (cm)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KNm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>
S.SOL+ RDC	58.5	33.16	35.44	29.55	0.01656	1749.6	56.22	5.59	vérifiée
1+2 <sup>ème</sup> étage	54	28.65	32.72	27.32	0.01205	1377.16	49.98	5.04	vérifiée
3+4 <sup>ème</sup> étage	49.5	24.13	30.05	24.94	0.00854	1048.59	46	4.61	vérifiée
5+6 <sup>ème</sup> étage	49	22.24	28.09	21.90	0.00625	775.69	41.38	4.07	vérifiée
7+8 <sup>ème</sup> étage	40.5	16.08	24.62	20.37	0.00373	495.93	46.61	4.43	vérifiée
9 <sup>ème</sup> étage	36	12.32	21.86	18.13	0.00228	261.89	18.75	2.60	vérifiée

Tableau .V.6 : Justification des contraintes dans le béton.

**d- Vérification aux sollicitations tangentielles**

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$  (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	lf(m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	d(cm)	Vu (KN)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	observ
S.SOL	65x60	3.01	5.01	0.075	58.5	60	0.17	1.87	vérifiée
RDC	65x60	2.85	4.75	0.04	58.5	31.29	0.089	1	vérifiée
1+2 <sup>eme</sup> étage	60x55	2.14	3.89	0.04	54	69	0.23	1	vérifiée
3+4 <sup>eme</sup> étage	55X50	2.14	4.28	0.04	49.5	59.71	0.24	1	vérifiée
5+6 <sup>eme</sup> étage	50x45	2.14	4.76	0.04	49	50.27	0.22	1	vérifiée
7+8 <sup>eme</sup> étage	45x40	2.14	5.35	0.075	40.5	38.06	0.23	1.87	vérifiée
9 <sup>eme</sup> étage	40X35	2.14	6.12	0.075	36	15.63	0.12	1.87	vérifiée

**Tableau .V.7 :** Vérification des contraintes tangentielles.

**V.2.5. Disposition constructive des poteaux**

- **Longueurs de recouvrement : [RPA99]**

Selon le **RPA99** (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

$L_r > 40 \cdot \emptyset$  en zone II.

$\emptyset = 20\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \cdot 20 = 80\text{cm} \rightarrow$  on adopte  $L_r = 85\text{cm}$ .

$\emptyset = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \cdot 16 = 64\text{cm} \rightarrow$  on adopte  $L_r = 70\text{cm}$ .

- **Les zones nodales :**

La zone nodale est définie par  $h'$  .

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

$(h_1 * b_1)$  : section de poteau.

$h_e$ : hauteur d'étage.

Sous sol+ RDC :  $h' = 80 \text{ cm}$

Les autres étages :  $h' = 70 \text{ cm}$

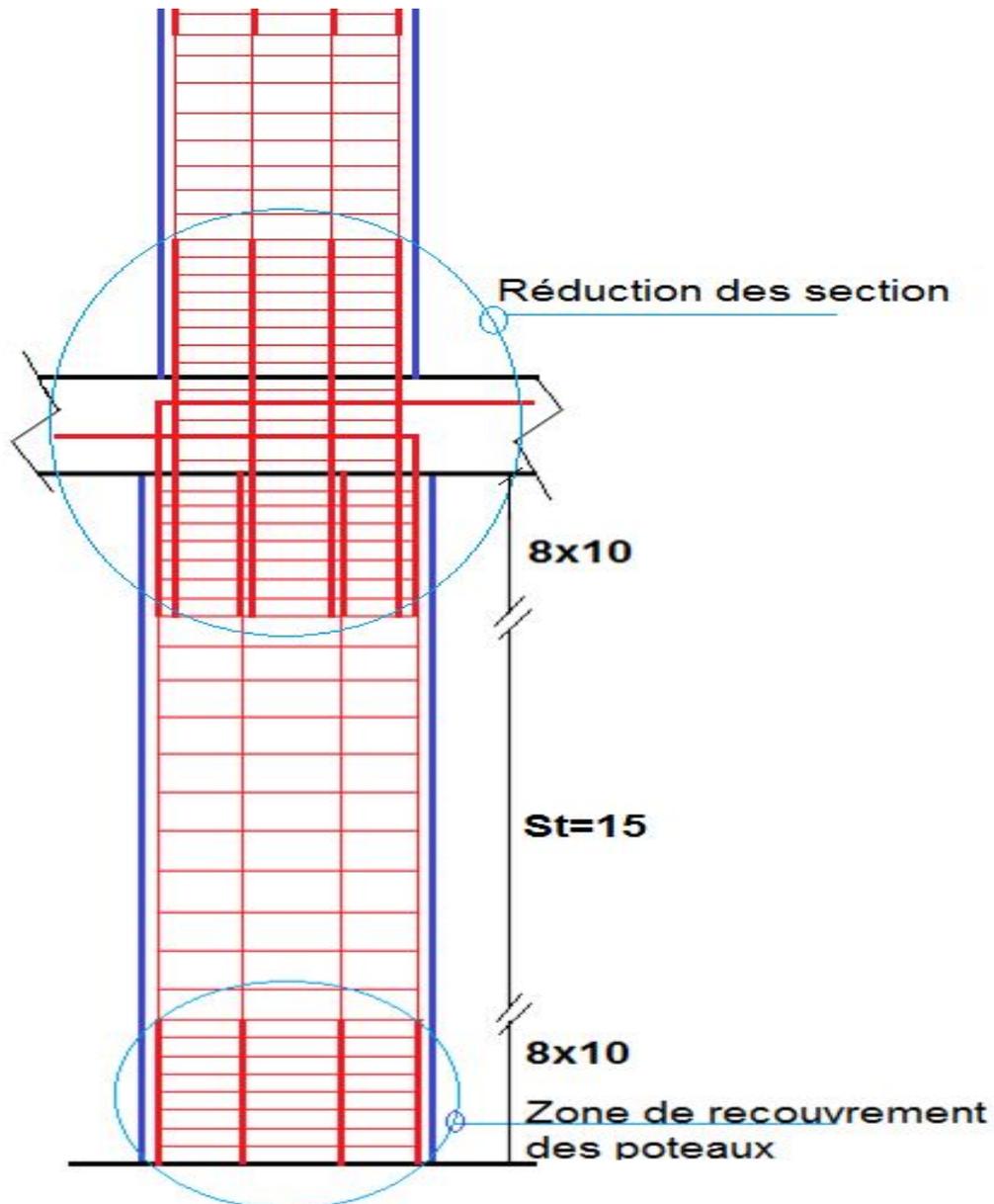


Figure .V.3 :Schema de la disposition constructive des poteaux.

V.2.6 Schéma de ferrailage

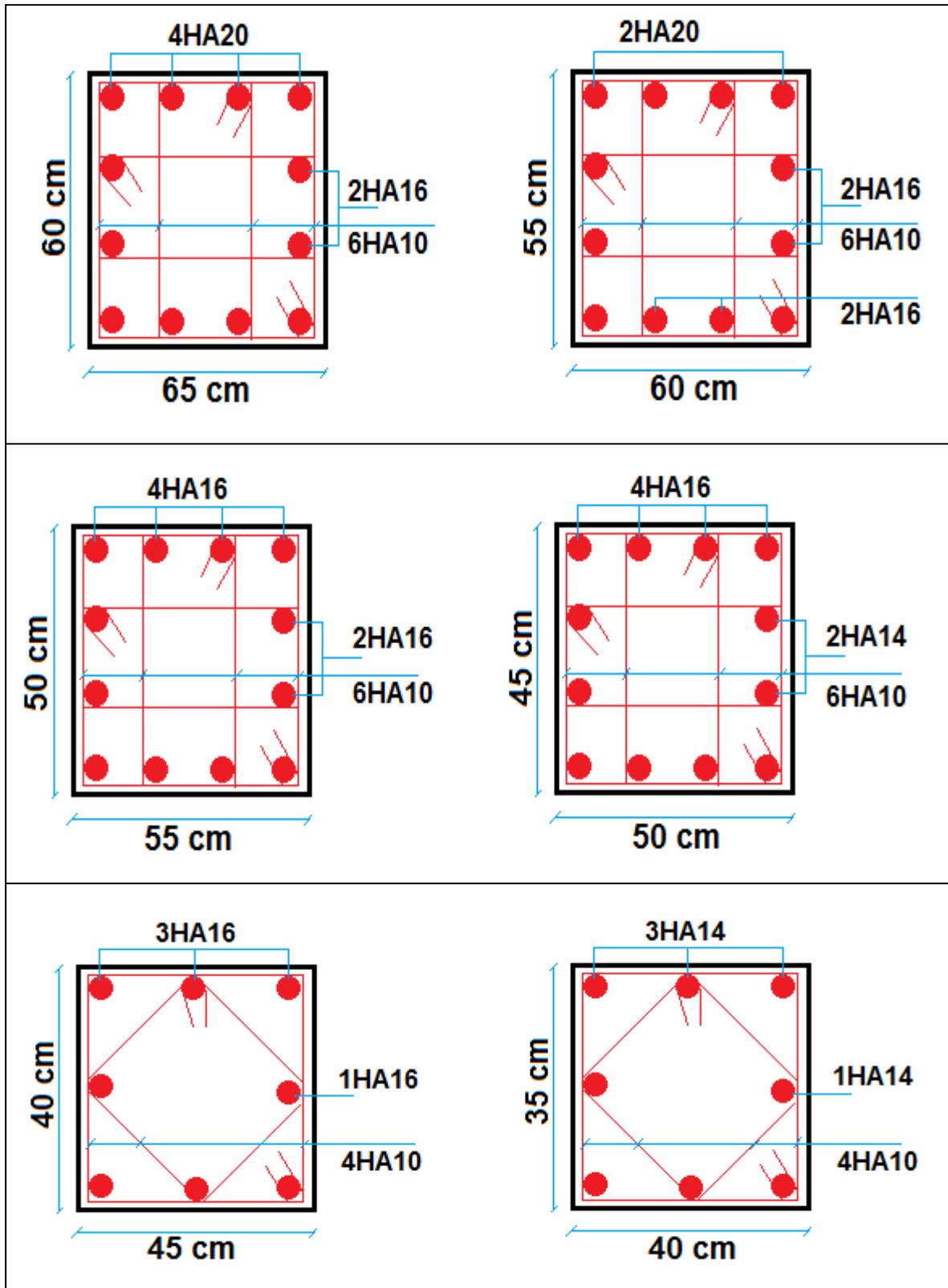


Figure .V.4 : Schéma de ferrailage des poteaux

### V.3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $V$ ), on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'acier données par le **RPA** en zone **II.a**.

#### V.3.1. Recommandation du RPA 99

##### 1- Ferrailage

###### a- Les armatures longitudinales : RPA 99 (art 7.5.2.1)

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de  $0.5\% b \times h$  en toute section.

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

-  $4\% b \times h$  En zone courante.

-  $6\% b \times h$  En zone de recouvrement.

-La longueur minimale des recouvrements est de :

-  $40\phi$  En zone IIa.

avec :  $\phi_{\max}$  : est le diamètre maximale utilisé.

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.5**, 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 côté 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.

###### b- Les armatures transversales : RPA 99 (art 7.5.2.2)

-La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S \times b$

-L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_i \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right).$$

En dehors de la zone nodale :  $S_i \leq \frac{h}{2}$ .

h : La hauteur de la poutre.

La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

### 2-Dispositions constructives

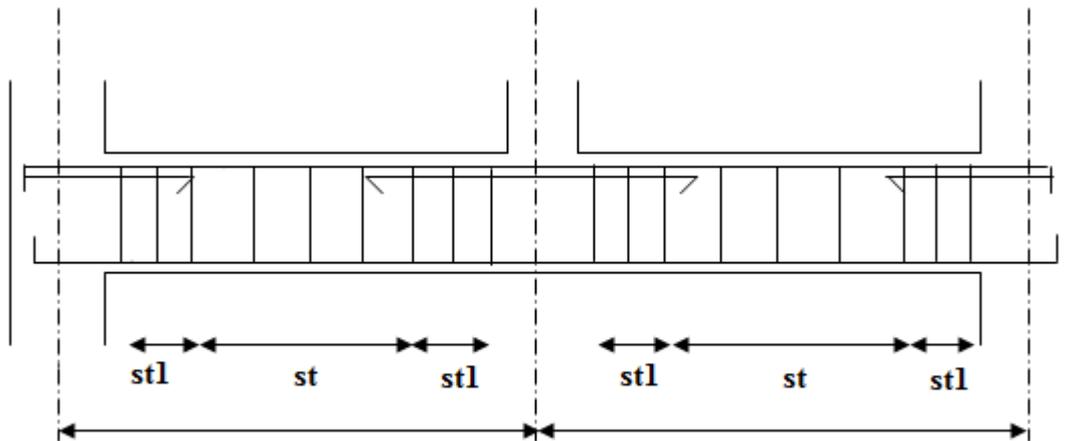


Figure .V.5 : Dispositions constructives d'une poutre.

#### -Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale

2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

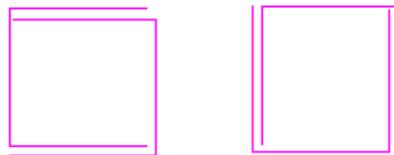


Figure .V.6 : 2U superposés.

### V.3.2.Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité)}$$

### V.3.3.Ferraillages des poutres

#### 1-Sollicitations de calculs

Les sollicitations de calculs sont tirées directement du logiciel SAP 2000.

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M <sub>travee</sub> (KN.m)	M <sub>appuis</sub> (KN.m)	V (KN)	M <sub>travee</sub> (KN.m)	M <sub>appuis</sub> (KN.m)	V (KN)
SOUS .SOL+RDC	170.23	-200.43	170.27	140.17	-157.77	209.07
1,2..... 8 <sup>eme</sup> étages	217.10	-231.42	196.79	151.25	-176.59	231.01
Terrasse inaccessible	80.50	-107.32	138..2	48.66	-56.87	62.79

**Tableau .V.8 :** les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.

#### 2-Les armatures longitudinales

Les sollicitations utilisées pour le ferrailage sont les sollicitations les plus défavorables dans chaque niveau.

Niveau	Type de poutre	section	Localisation	A <sub>calcul</sub> SAP (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adpt</sub> (cm <sup>2</sup> )	Nbr de barres
SOUS.SOL +RDC	Principale	30x40	Appuis	14.82	6	15.45	3T20+3T16
			Travée	14.60		15.45	3T20+3T16
	Secondaire	30x35	Appuis	7.09	5.25	8.01	3T14+3T12
			Travée	6.40		8.01	3T14+3T12
1,2..... 8 <sup>eme</sup> étages	Principale	30x40	Appuis	6.16	6	6.79	6T12
			Travée	5.82		6.03	3T16
	Secondaire	30x35	Appuis	5.20	5.25	6.79	6T12
			Travée	5.2		6.79	6T12
Terrasse inaccessible	Principale	30x40	Appuis	6.16	6	6.79	6T12
			Travée	5.82		6.03	3T16
	Secondaire	30x35	Appuis	5.20	5.25	6.79	6T12
			Travée	5.2		6.79	6T12

**Tableau .V.9 :** Ferrailage longitudinal dans les poutres.

**-Longueurs de recouvrement**

$$L_r > 40\phi_L$$

$$-\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 2 = 80 \text{ cm,} \quad \text{on adopte } L_r = 80 \text{ cm.}$$

$$-\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm,} \quad \text{on adopte } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$-\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm,} \quad \text{on adopte } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$-\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm,} \quad \text{on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

**3-Armatures transversales**

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

**- Poutres principales**

$$\phi_t < \min(12.85; 40; 12) \text{ mm, donc on prend } \phi_t < 12\text{mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de  $\phi 8$  d'où  $A_t = 4T8 = 2,01\text{cm}^2$ .

**- Poutres secondaires**

$$\phi_t < \min(12.85; 40; 14) \text{ mm, donc on prend } \phi_t < 12\text{mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de  $\phi 8$  d'où  $A_t = 4T8 = 2,01\text{cm}^2$ .

**4- Espacement St d'armatures transversales**

**1- Selon le BAEL91 (Article H.III.3)**

**-Poutres principales**

$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ , avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \quad S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 78.5\text{cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 79.5\text{cm} \end{array} \right.$$

**-Poutres secondaires**

$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ , avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 36.4\text{cm} \quad S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 50.25\text{cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 38.02\text{cm} \end{array} \right.$$

**2- Selon RPA99**

**-Poutres principales**

$$\text{Zone nodale : } S_t < \min(h/4, 12\phi_{\min}, 30\text{cm}) = 12\text{cm} \text{ soit } S_t = 10\text{cm}$$

Zone courante :  $S_t < h/2 = 25\text{cm}$ . Soit  $S_t = 15\text{cm}$

On adopte un espacement de 15 cm en zone courante et de 10cm en zone nodale sur une longueur de  $l=2xh=0.8\text{m}$

**-Vérification des sections d’armatures transversales**

$$A_t > 0,003 \times S_t \times b.$$

$$A_t > 0,003 \times 10 \times 40 = 1.2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{zone nodale}$$

$$A_t > 0,003 \times 15 \times 40 = 1.8\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{zone courante}$$

$$A_t (=2.01\text{cm}^2) > 0.003 \times S_t \times b = 1.8\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**V.3.4. Vérifications [BAEL91]**

**a-Vérification à l’ELU**

**1-Condition de non fragilité**

**-Poutre principales**

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{(f_e)} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**-Poutre secondaire**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{(f_e)} = 1.14\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**2-Contrainte tangentielle maximale**

**2.1 Vérification de l’effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,1 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}.$$

On vérifie les poutres les plus défavorables de chaque type :

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	196.79	1.82	3.25	Vérifiée
Poutres secondaires	231.01	2.44	3.25	Vérifiée

**Tableau .V.10 :** Vérification des contraintes tangentielles.

## 2.2 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 :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 * d}) \dots \dots \dots (2) .-$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Poutres	A <sub>L</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>l</sub> <sup>rive</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>int</sup> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	15.45	196.79	231.42	5.65	-10.77	Vérifiée
Secondaires	8.01	231.01	176.59	6.64	-7.28	Vérifiée

**Tableau .V.11 :** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

### b-Vérification à l'ELS

#### 1- Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Poutres	Localisation	Mser (KNm)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	-101.1	246653.45	17.76	7.27	vérifier
	Travées	85.07		17.76	6.12	vérifier
Poutres secondaires	Appuis	-52.58	130135.70	13.54	5.47	vérifier
	Travées	45.67		13.54	4.75	vérifier

**Tableau .V.12 :** Vérification de l'état limite de compression du béton

#### 2. Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

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

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}; \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} .. \quad \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$

	H Cm	B cm	l(cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	516	15.45	0.096	0.075	0.008	0.010	Vérifier	Vérifier	Vérifiée
PS	35	30	5	8.01	0.09	0.075	0.005	0.010	Vérifier	Vérifier	Vérifiée

Tableau .V.13 : Vérification de la flèche pour les poutres.

V.3.5.Schéma de ferrailage des Poutres

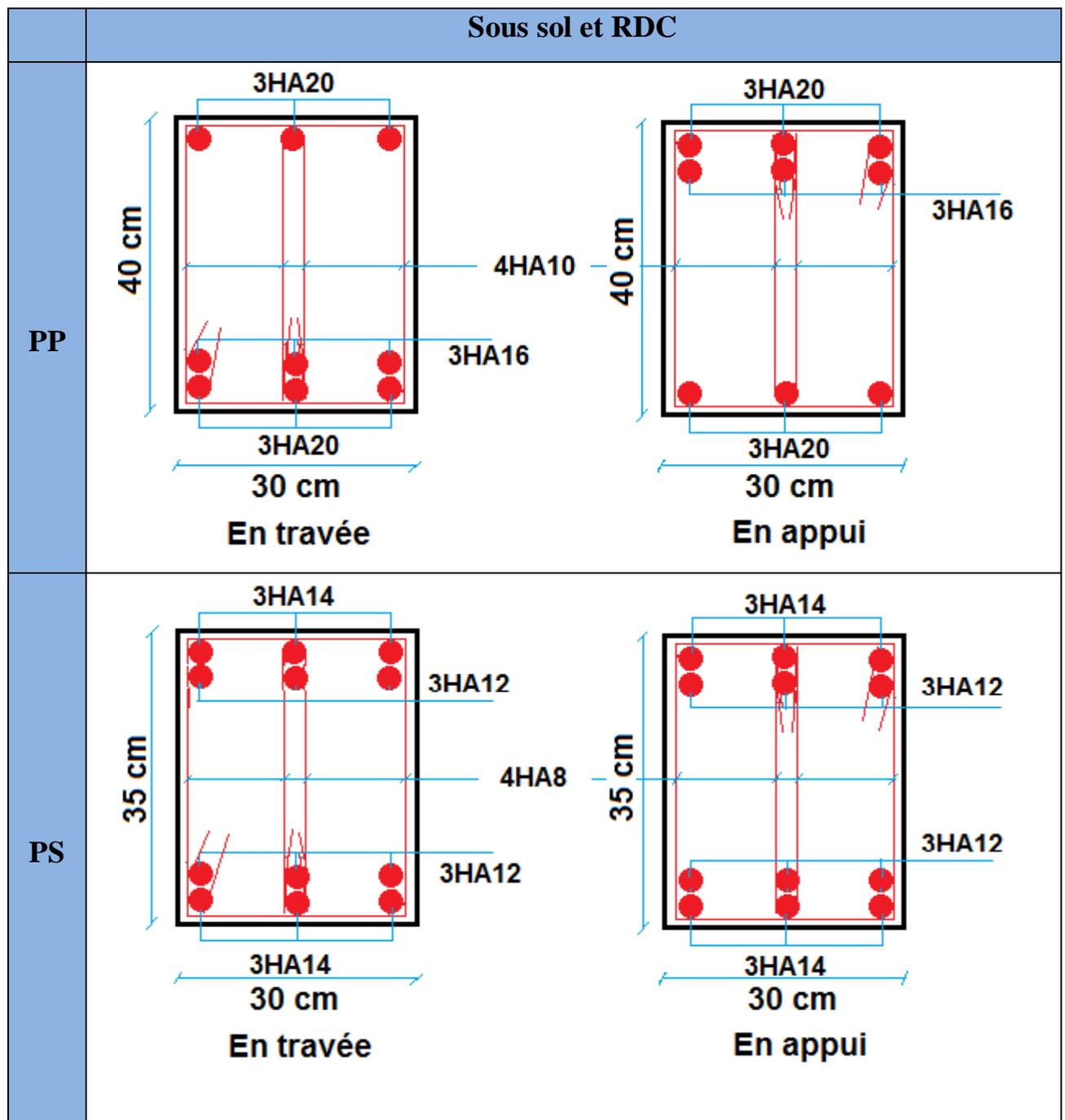


Figure .V.7 : Schéma de ferrailage des poutres de sous-sol et RDC.

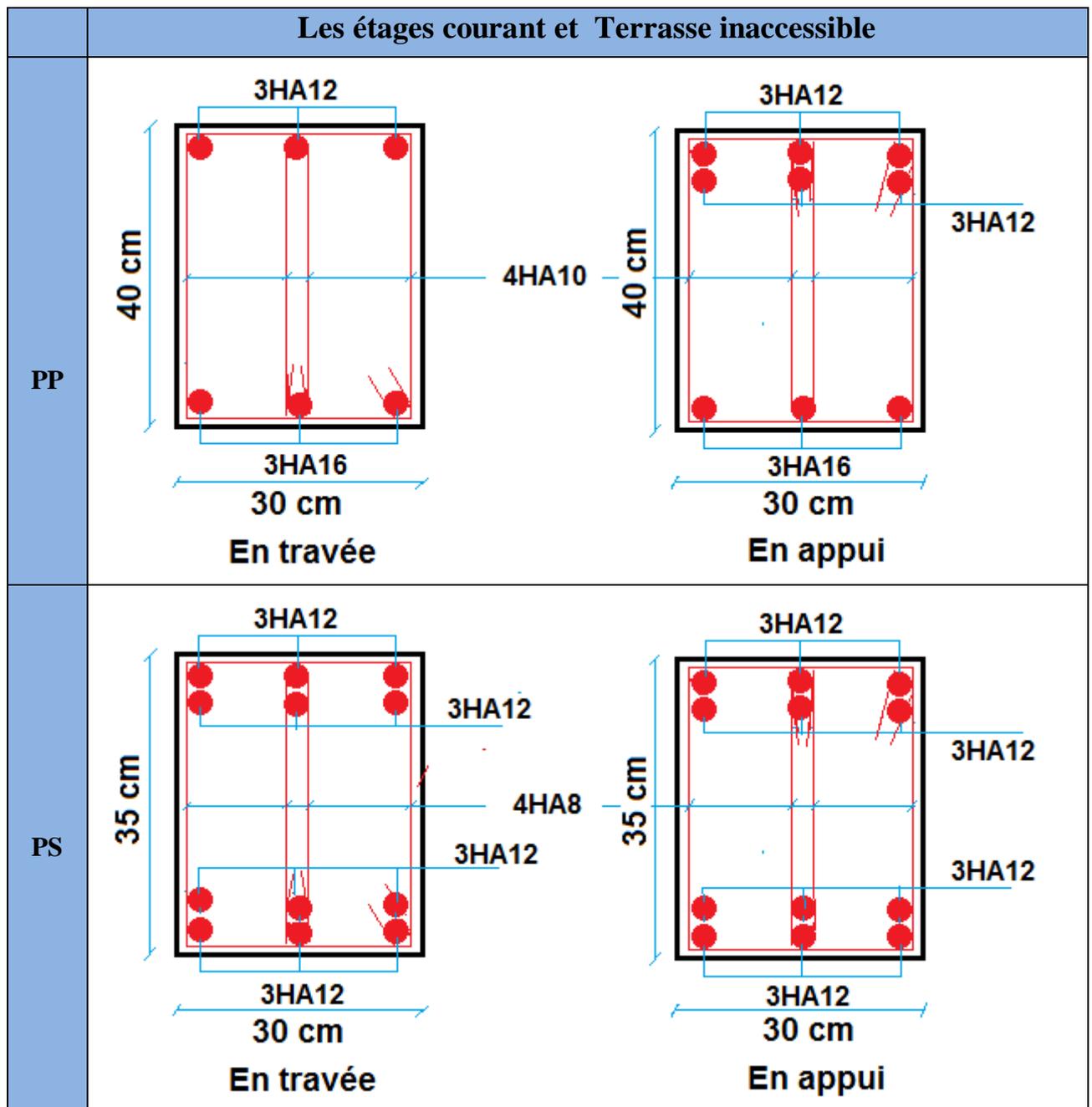


Figure .V.8 : Schéma ferrailage des poutres des étages courant et Terrasse inaccessible.

#### V.4.Vérification des zones nodales

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœuds est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

$$|M_x| + |M_y| \geq 1.25(M_w + M_e) \quad \text{RPA99 (Article 7.6.2.)}$$

**V.4.1. Détermination des moments résistants**

Le moment résistant «  $M_r$  » d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section ;
- De la quantité d'armatures dans la section ;
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = Z \times A_s \times (f_e / \gamma_s) ; Z = 0.9 \times h$$

**- Détermination des moments résistants dans les poteaux**

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans le tableau suivant :

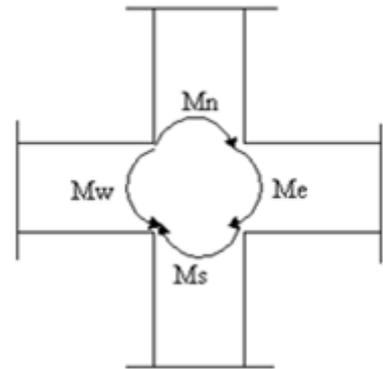
Niveau	Section (cm)	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_r$ (KN.m)
S.SOL+ RDC	65x60	58.5	33.16	669.30
1+2 <sup>ème</sup> étage	60x55	54	28.65	538.39
3+4 <sup>ème</sup> étage	55X50	49.5	24.13	415.66
5+6 <sup>ème</sup> étage	50x45	45	22.24	348.27
7+8 <sup>ème</sup> étage	45x40	40.5	16.08	226.63
9 <sup>ème</sup> étage	40X35	36	12.32	154.34

**Tableau .V.14 :** Les moments résistant dans les poteaux.

**- détermination des moments résistants dans les poutres**

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poutres sont donnés dans le tableau suivant :

Niveau	type	Section (cm)	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_r$ (KN.m)
S.SOL+ RDC	PP	30x40	36	15.45	194.58
	PS	30x35	31.5	15.45	169.27
1+2 <sup>ème</sup> étage	PP	30x40	36	8.01	100.29
	PS	30x35	31.5	8.01	87.76
3+4 <sup>ème</sup> étage	PP	30x40	36	6.79	85.022
	PS	30x35	31.5	6.03	66.06



**Figure .V.9 :** Schéma de la zone nodale.

5+6 <sup>ème</sup> étage	PP	30x40	36	6.79	85.022
	PS	30x35	31.5	6.79	74.39
7+8 <sup>ème</sup> étage	PP	30x40	36	6.79	85.022
	PS	30x35	31.5	6.03	66.06
9 <sup>ème</sup> étage	PP	30x40	36	6.79	85.022
	PS	30x35	31.5	6.79	74.39

Tableau .V.15 : Les moments résistant dans les poutres.

#### V.4.2. Vérification des zones nodales

Niveau	Plan	$M_w = M_e$ (KN.m)	$M_n = M_s$ (KN.m)	$1.25( M_w  +  M_e )$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	Obs
S.SOL+	PP	194.58	669.30	486.45	1338.6	vérifiée
RDC	PS	169.27	669.30	423.195	1338.6	vérifiée
1+2 <sup>ème</sup> étage	PP	100.29	538.39	250.725	1076.78	vérifiée
	PS	87.76	538.39	219.4	1076.78	vérifiée
3+4 <sup>ème</sup> étage	PP	85.022	415.66	212.55	431.32	vérifiée
	PS	66.06	415.66	165.15	431.32	vérifiée
5+6 <sup>ème</sup> étage	PP	85.022	348.27	212.55	696.54	vérifiée
	PS	74.39	348.27	185.97	696.54	vérifiée
7+8 <sup>ème</sup> étage	PP	85.022	226.63	212.55	453.26	vérifiée
	PS	66.06	226.63	165.15	453.26	vérifiée
9 <sup>ème</sup> étage	PP	85.022	154.34	212.55	260.44	vérifiée
	PS	74.39	154.34	185.97	260.44	

Tableau .V.16 : Vérification de la zone nodale dans différent étage.

## V-5. Etude des voiles

### V.5.1. Définition

Les voiles sont des éléments verticaux tridimensionnels dont une dimension (épaisseur) est faible devant les deux autres dimensions.

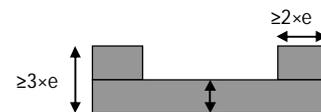
Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissantes dans leurs plans et une faible rigidité dans la direction perpendiculaire à son plan, ce qui nécessite d'être contreventé par des portiques qui vont reprendre les charges verticales.

Suivant la géométrie il y a deux types de voiles, **voile simple** et **voile composé**.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée, les sections des voiles doivent comporter d'armatures verticales et horizontales.



**Figure .V.10 :** Voile simple.



**Figure .V.11 :** Voile composé.

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- Voiles élancés avec :  $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$
- Voiles courts avec :  $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Flexion.
- Flexion par effort tranchant.
- Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

### V.5.2.Recommandation du RPA99

#### a- Armatures verticales

Sont destinés à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.20%.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile (e).

L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de L/10 dans les zones extrêmes.

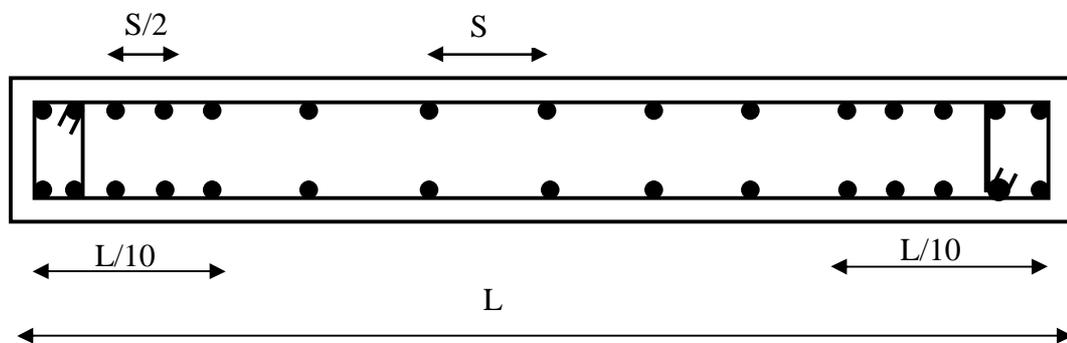


Figure .V.12: Disposition des armatures verticales (vue en plan).

#### b- Armatures horizontales

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposés en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur 10Ø.

#### c- Armatures transversales

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par 1m<sup>2</sup> au moins.

#### d- armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante :  $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### e- Règles communes

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales :

$A_{\min} = 0.15\%$  ..... Section globale du voile.

$A_{\min} = 0.10\%$  ..... Zone courante.

L'espacement des barres (horizontales et verticales)  $S < \min (1.5a, 30\text{cm})$ .

Diamètre des barres (horizontales et verticales)  $\emptyset < a/10$  en zone courante.

### f-Longueur de recouvrement

$L_r = 40\emptyset$  en zone qui peut être tendue.

$L_r = 20\emptyset$  en zone comprimé sous toutes les combinaisons

### V.5.3. Disposition des voiles

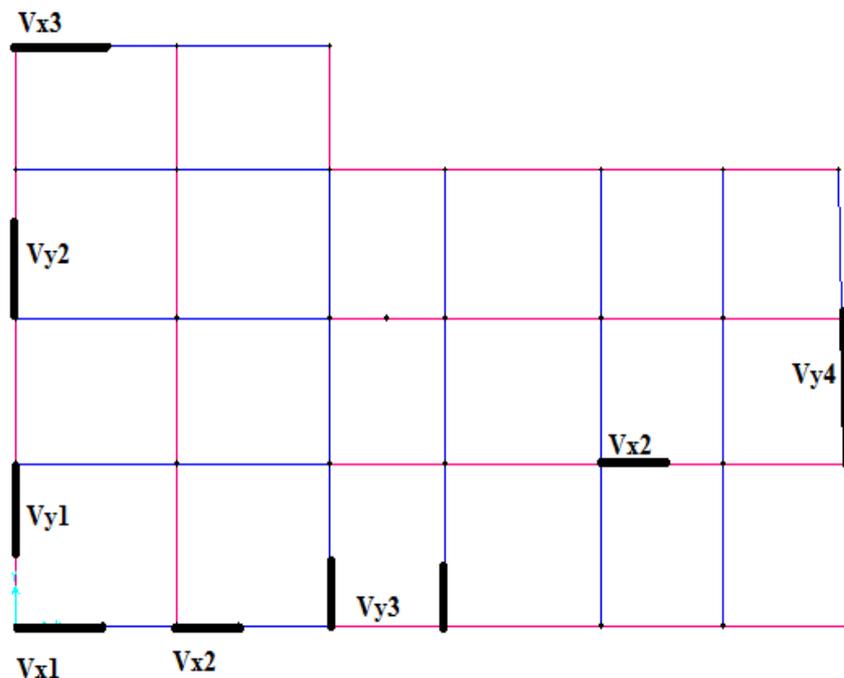


Figure .V.13 : disposition des voiles.

Le **SAP 2000** utilise la méthode des éléments finis, cette dernière donne des résultats plus précis en augmentant le nombre de nœuds (augmentation de nombre d'éléments ou mailles) la commande qui permet de mailler la structure dans le **SAP 2000** est la commande mèche schell, et par conséquent on aura plusieurs mailles dans un voile, pour le ferrailage on prend la maille la plus sollicitée.

### V.5.4. Ferrailage des voiles

#### 1. Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e×L).

Selon la sollicitation la plus défavorable des sollicitations

Suivantes :

- $N_{\max}$  → M correspondant.
- $N_{\min}$  → M correspondant.
- $M_{\max}$  → N correspondant.

La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations du **RPA 99/V2003**.

#### 2. Armatures horizontales

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 \times f_{tj} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du **RPA 99**.

$A_v^{\min}$ /voile : Section d'armatures minimales dans le voile complet.

$$A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L.$$

$A_v^{\text{calculé}}$ /face : Section d'armature calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{\text{adopté}}$ /face : Section d'armatures adoptée pour une seule face du voile.

$N^{\text{bre}}$ /face : Nombre de barres adoptées par face.

$S_t$  : Espacement.

$A_h^{\min}$ /face : section d'armatures horizontales dans le voile complet.  $A_h^{\min} = 0.15 \times b \times h$ .

$A_h^{\text{calculé}}$ /face : section d'armatures horizontales calculées. ( $A_{\text{adopté}}/4$ ).

$A_h^{\text{adopté}}$ /face : section d'armatures adoptées par un mètre linéaire.

$N^{\text{bre}}$ /face : nombre des barres adoptées par un mètre linéaire.

### V.5.5. Sollicitations dans les voiles

Sollicitation dans les voiles sont directement dans le logiciel SAP200, ils sont regroupés dans les tableaux ci-dessous :

**-Voile V x1 avec L=2.8m**

Voile V x1 avec L=2.8m							
Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	
S -sol,RDC	1859.69	17.95	1391.78	2279.24	1090.31	2279.23	584.9
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	1563.45	58.00	1258.47	455.89	1940.43	1019.85	265.6
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	1246.26	43.68	1001.70	342.74	742.05	92.67	235
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	873.96	35.38	263.13	727.99	520.442	81.82	221.6
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	454.47	40.84	376.32	141.03	263.83	51.91	114.6

**Tableau .V.17** : Sollicitations dans le voile V<sub>x1</sub>.**-Voile V x2 avec L=2m**

Voile V x2 avec L=2m							
Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	
S -sol,RDC	1677.08	56.86	978.21	259.12	1269.55	1171.43	358.54
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages	1236.43	52.95	923.85	332.01	727.35	331.05	213.65
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étages	1012.20	51.05	753.94	379.98	592.53	379.20	260.01
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étages	748.80	47.44	557.41	252.16	438.2	51.56	190.67
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étages	447.76	41.26	339.78	151.43	260.22	39.33	134.07
9 <sup>ème</sup> étage	85.72	129.21	91.58	169.38	51.85	99.35	84.74

**Tableau .V.18** : Sollicitations dans le voile V<sub>x2</sub>.**-Voile V x3 avec L=3m**

Voile V x3 avec L=3m							
Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	
S-sol,RDC	1577.72	14.92	1289.12	2766.14	972.57	463.51	690.77
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	1302.14	78.01	1000.36	484.44	808.80	482.97	265.38
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	1054.05	67.84	808.98	341.76	653.28	340.32	220.64
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	750.33	64.68	588.63	268.67	475.14	86.16	201.41
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	391.17	68.11	310.48	193.90	239.51	56.04	90.53

**Tableau .V.19** : Sollicitations dans le voile V<sub>x3</sub>.

**-Voile V y1 avec L=2.3m**

Voile V y1 avec L=2.3m							
Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	
S-sol,RDC	1506.77	61.24	1233.35	1345.53	967.79	330.40	378.30
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	1280.60	25.75	946.10	329.48	739.37	329.20	201.47
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	1024.59	21.59	758.73	291.07	593.82	290.88	198.99
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	727.12	35.29	542.53	257.05	426.58	256.51	205.6
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	377.65	50.15	285.77	127.55	221.89	36.71	127.52

**Tableau .V.20** : Sollicitations dans le voile V<sub>y1</sub>.**-Voile V y2 avec L=2.8m**

Voile V y2 avec L=2.8m							
Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	
S –sol,RDC	1930.13	86.15	1516.72	2084.85	1122.2	5509.43	550.10
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	1642.86	56.30	1213.32	543.32	948.52	542.53	319.44
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	1343.21	30.68	991.37	399.99	774.16	399.65	269.74
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	966.08	15.25	714.59	308.10	568.23	96.19	250.47
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	519.42	16.33	384	147.59	299.83	147.46	122.48

**Tableau .V.21** : Sollicitations dans le voile V<sub>y2</sub>.**-Voile V y3 avec L=1.7m**

Voile V y3 avec L=1.7m							
Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	
S –sol,RDC	1471.37	42.61	1092.72	630.13	845.14	144.61	200.36
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	1271.72	57.92	950.82	166.85	731.91	50.28	91.52
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	1066.02	58.81	799.27	151.33	613.73	49.20	94.25
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	815.90	49.17	613.88	111.09	469.92	38.02	80.66
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	508.53	34.36	385.3	64.60	293.47	24.66	58.76
9 <sup>ème</sup> étage	169.74	45.18	129.45	90.61	100.34	50.72	53.37

**Tableau .V.22** : sollicitations dans le voile V<sub>y3</sub>.

**-Voile V y4 avec L=4.16m**

Voile V y4 avec L=4.16m							
Niveau	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>		M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>		N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	
S –sol,RDC	2290.77	30.76	1696.53	3795.98	1346.72	3795.94	848.64
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	1963.40	25.37	1455.25	1504.55	1157.25	1504.48	492.28
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	1637.79	19.42	1213.24	909.86	964.3	909.80	396.00
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	1239.14	29.86	918.12	557.18	729.83	557.01	357.38
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	764.60	55.02	566.31	260.93	450.27	259.78	166.73
9 <sup>ème</sup> étage	231.96	157.28	172.76	196.61	138.01	147.85	53.52

**Tableau .V.23** : sollicitations dans le voile V<sub>y4</sub>.

**V-5-5- Vérification à l'effort tranchant :**

- selon l'article 7.7.2. du RPA 99

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} .$$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b_0 \cdot d} ; \text{ Avec } b_0 : \text{ épaisseur du voile et } d : \text{ hauteur utile.}$$

**-Calcul de ferrailage du voile**

Le SAP 2000.V.14, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citées auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivant :

**-Voile selon xx**

**-Voile Vx1**

Vx1, L =2.8 m, e =20cm , e(s-sol)=25cm					
Niveau	S–sol,RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
N (KN)	1859.69	1563.45	1246.26	873.96	454.47
M(KN.m)	17.95	58.00	43.68	35.38	40.84
V(KN)	584.9	265.6	265.6	221.6	114.6
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
$\tau_{adm}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
$\tau$ (MPa)	1.30	0.73	0.73	0.61	0.31
$A_v^{min}$ (RPA)(cm <sup>2</sup> )	10.50	8.40	8.40	8.40	8.40
$A_v^V$ Calcul(cm <sup>2</sup> )	46.97	40.64	32.32	22.97	12.45

$A^V$ Calcul/face(cm <sup>2</sup> )	23.48	20.32	16.16	11.39	6.22
$A^V$ Adopter /face (c m <sup>2</sup> )	24.64	21.36	18.08	12.64	9.42
Nbarre/face	16T14	8T14+8T12	16T12	16T10	12T10
St (cm)	18	18	18	18	25
$A^h$ Calcul/plans (cm <sup>2</sup> )	0.94	0.75	0.75	0.75	0.75
$A^h$ Adopter/plans (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01
Nbarre/ plans (cm <sup>2</sup> )	2T10	2T8	2T8	2T8	2T8
St (cm)	25	25	25	25	25

Tableau .V.24 : Ferrailage du voile V<sub>x1</sub>.

-Voile Vx2

Vx2, L =2 m, e =20cm , e(s-sol)=25cm						
Niveau	S –sol,RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> étage
N (KN)	1677.08	1236.43	1012.20	748.80	447.76	91.58
M(KN.m)	56.86	52.95	51.05	47.44	41.26	169.38
V(KN)	358.54	213.65	260.01	190.67	134.07	84.74
section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SPC
$\tau$ (MPa)	1.11	0.83	1.01	0.74	0.52	0.33
$\tau_{adm}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
$A_v^{min}$ (RPA)(cm <sup>2</sup> )	7.50	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
AVCalcul(cm <sup>2</sup> )	44.05	32.89	27.21	20.49	12.74	1.36
AVCalcul/face(c m <sup>2</sup> )	22.03	16.44	13.61	10.24	6.37	0.68
AVAdopter/face (c m <sup>2</sup> )	24.64	18.08	15.32	11.00	7.85	7.85
Nbarre/face	16T14	16T12	8T12+8T10	14T10	10T10	10T10
St (cm)	13	13	13	15	22	22
AhCalcul/plans (cm <sup>2</sup> )	0.94	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
AhAdopter/ plans (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
Nbarre/ plans (cm <sup>2</sup> )	2T10	2T8	2T8	2T8	2T8	2T8
St (cm)	25	25	25	25	25	25

Tableau .V.25 : Ferrailage du voile V<sub>x2</sub>.

-Voile Vx3

Vx3, L =3m, e =20 cm, e(s-sol)=25cm					
Niveau	S –sol,RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
N (KN)	1577.72	1302.14	1054.05	750.33	391.17
M(KN.m)	14.92	78.01	67.84	64.68	68.11
V(KN)	690.77	265.38	220.64	201.41	90.53
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC

$\tau$ (MPa)	1.43	0.68	0.57	0.52	0.23
$\tau_{adm}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
$A_v^{min}$ (RPA)(cm <sup>2</sup> )	11.25	9.00	9.00	9.00	9.00
AVCalcul(cm <sup>2</sup> )	39.81	34.50	28.04	20.18	11.48
AVCalcul/face(cm <sup>2</sup> )	19.90	17.25	14.02	10.18	5.74
AVAdopter /face (c m <sup>2</sup> )	21.36	18.08	15.34	11.00	11.00
Nbarre/face	8T14+8T12	16T12	8T12+8T10	14T10	14T10
St (cm)	20	20	20	23	23
$A^h$ Calcul/plans (cm <sup>2</sup> )	0.94	0.75	0.75	11.00	11.00
$A^h$ min/ plans (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01
Nbarre/ plans (cm <sup>2</sup> )	2T10	2T8	2T8	2T8	2T8
St (cm)	25	25	25	25	25

Tableau .V.26 : Ferrailage du voile V<sub>x3</sub>.**-Voile selon yy****- Voile Vy1**

Vy1, L =2.3m, e =20cm, e(s-sol)=25cm					
Niveau	S –sol,RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
N (KN)	1506.77	1280.6	1024.59	727.12	377.65
M(KN.m)	61.24	25.75	21.59	35.29	50.15
V(KN)	378.30	201.47	198.99	205.6	127.52
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
$\tau$ (MPa)	1.02	0.68	0.67	0.69	0.43
$\tau_{adm}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
$A_v^{min}$ (RPA)(cm <sup>2</sup> )	8.62	6.90	6.9	6.9	6.9
AVCalcul(cm <sup>2</sup> )	39.66	32.85	26.32	19.32	11.07
AVCalcul/face(cm <sup>2</sup> )	19.83	16.42	13.16	9.66	5.53
AVAdopter /face (c m <sup>2</sup> )	21.36	18.08	15.34	11.00	7.85
Nbarre/face	8T14+8T12	16T12	8T12+8T10	14T10	10T10
St (cm)	15	15	15	17	25
AhCalcul/plans (cm <sup>2</sup> )	0.94	0.75	0.75	0.75	0.75
$A^h$ Adopter/plans (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01
Nbarre/ plans (cm <sup>2</sup> )	2T10	2T8	2T8	2T8	2T8
St (cm)	25	25	25	25	25

Tableau .V.27 : Ferrailage du voile Vy1.

- Voile Vy2

Vy2 , L =2.8m, e =20cm, e(s-sol)=25cm					
Niveau	S – sol,RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
N (KN)	1930.13	1642.86	1343.21	966.08	519.42
M(KN.m)	86.15	56.30	30.68	15.25	16.33
V(KN)	550.1	319.44	269.74	250.47	122.48
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
$\tau$ (MPa)	1.22	0.88	0.74	0.69	0.34
$\tau_{adm}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
$A_v^{min}$ (RPA)(cm <sup>2</sup> )	10.50	8.40	8.40	8.40	8.40
$A^V$ Calcul(cm <sup>2</sup> )	50.56	42.58	34.40	24.56	13.42
$A^V$ Calcul/face(cm <sup>2</sup> )	25.28	21.29	17.20	12.28	6.71
$A^V$ Adopter /face (c m <sup>2</sup> )	27.70	23.61	18.10	12.57	9.42
Nbarre/face	18T14	8T14+10T12	16T12	16T10	12T10
St (cm)	16	16	18	18	25
$A^h$ Calcul/plans (cm <sup>2</sup> )	0.94	0.75	0.75	0.75	0.75
$A^h$ Adopter/plans (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01
Nbarre/plans (cm <sup>2</sup> )	2T10	2T8	2T8	2T8	2T8
St (cm)	25	25	25	25	25

Tableau .V.28 : Ferrailage du voile Vy2.

- Voile Vy3

Vy3, L =1.7m, e =20cm, e(s-sol)=25cm						
Niveau	S –sol,RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> étage
N (KN)	1471.37	1271.72	1066.02	815.90	508.53	169.74
M(KN.m)	42.61	57.92	58.81	49.17	34.36	45.18
V(KN)	200.36	91.52	94.25	80.66	58.76	53.37
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
$\tau$ (MPa)	0.73	0.41	0.43	0.40	0.27	0.24
$\tau_{adm}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
$A_v^{min}$ (RPA)(cm <sup>2</sup> )	6.37	5.10	5.10	5.10	5.10	5.10
$A^V$ Calcul(cm <sup>2</sup> )	38.66	34.34	29.24	22.56	14.22	6.23
$A^V$ Calcul/face(cm <sup>2</sup> )	19.33	17.17	14.62	11.28	7.11	3.11
$A^V$ Adopter /face (c m <sup>2</sup> )	20.35	20.35	16.02	13.56	7.85	6.58
Nbarre/face	4T16+8T14	4T16+8T14	6T14+6T12	12T12	10T10	8T10
St (cm)	15	15	15	15	18	24
$A^h$ Calcul/plans (cm <sup>2</sup> )	0.94	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75

$A^h$ Adopter/ plans (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
Nbarre/ plans (cm <sup>2</sup> )	2T10	2T8	2T8	2T8	2T8	2T8
St (cm)	25	25	25	25	25	25

Tableau .V.29 : Ferrailage du voile  $V_{y3}$ .

- Voile  $V_{y4}$

Vy4, L =4.16m, e =20cm, e(s-sol)=25cm						
Niveau	S-sol,RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> étage
N (KN)	2290.77	1963.40	1637.79	1239.14	764.6	231.96
M(KN.m)	30.76	25.37	19.42	29.86	55.02	157.28
V(KN)	848.64	492.28	396.00	357.38	166.73	53.52
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
$\tau$ (MPa)	1.27	0.92	0.74	0.66	0.31	0.10
$\tau_{adm}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
$A_v^{min}$ (RPA)(cm <sup>2</sup> )	15.60	12.48	12.48	12.48	12.48	12.48
$A^V$ Calcul(cm <sup>2</sup> )	57.82	49.54	41.29	31.51	20.10	8.63
$A^V$ Calcul/face(cm <sup>2</sup> )	28.91	24.77	20.64	15.75	10.05	4.31
$A^V$ Adopter /face (c m <sup>2</sup> )	30.80	27.51	22.60	16.21	12.57	12.57
Nbarre/face	20T14	12T14+8T12	20T12	6T12+12T10	16T10	16T10
St (cm)	20	20	20	24	27	27
$A^h$ Calcul/plans (cm <sup>2</sup> )	0.94	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
$A^h$ Adopter/plans (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
Nbarre/plans (cm <sup>2</sup> )	2T10	2T8	2T8	2T8	2T8	2T8
St (cm)	25	25	25	25	25	25

Tableau .V.30 : Ferrailage du voile  $V_{y4}$ .

On voit bien à travers ces tableaux que la contrainte de cisaillement dans le béton est vérifiée pour tous les voiles, donc pas de risque de cisaillement.

V.5.6. Exemples de schémas de ferrailage

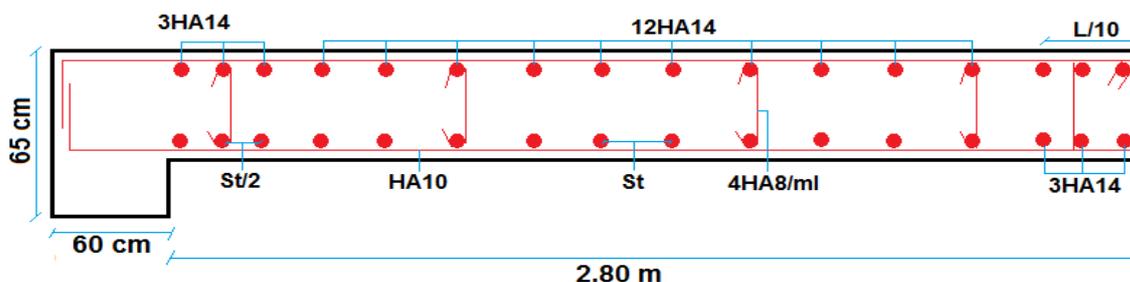


Figure .V.14 : Schéma de ferrailage du voile.

### V.6. Etude d'un gousset

Ils sont utilisés dans le but de réduire la longueur de la console ainsi que sa flèche et augmenter sa résistance.

#### -Dimensionnement d'un gousset

On a :

- L : longueur de l'ancienne console.
- L' : longueur de la nouvelle console.
- Y : hauteur de gousset

Donc il faut que vérifier :  $\text{tg}(\alpha) = 1/3 = y/x$  .....(1)

Dans (1) =>  $x = 3*y$

On doit fixé  $y=40\text{cm}$  donc :  $x=3*40=120\text{cm}$

- X=120cm
- Y=40cm
- L'=80cm

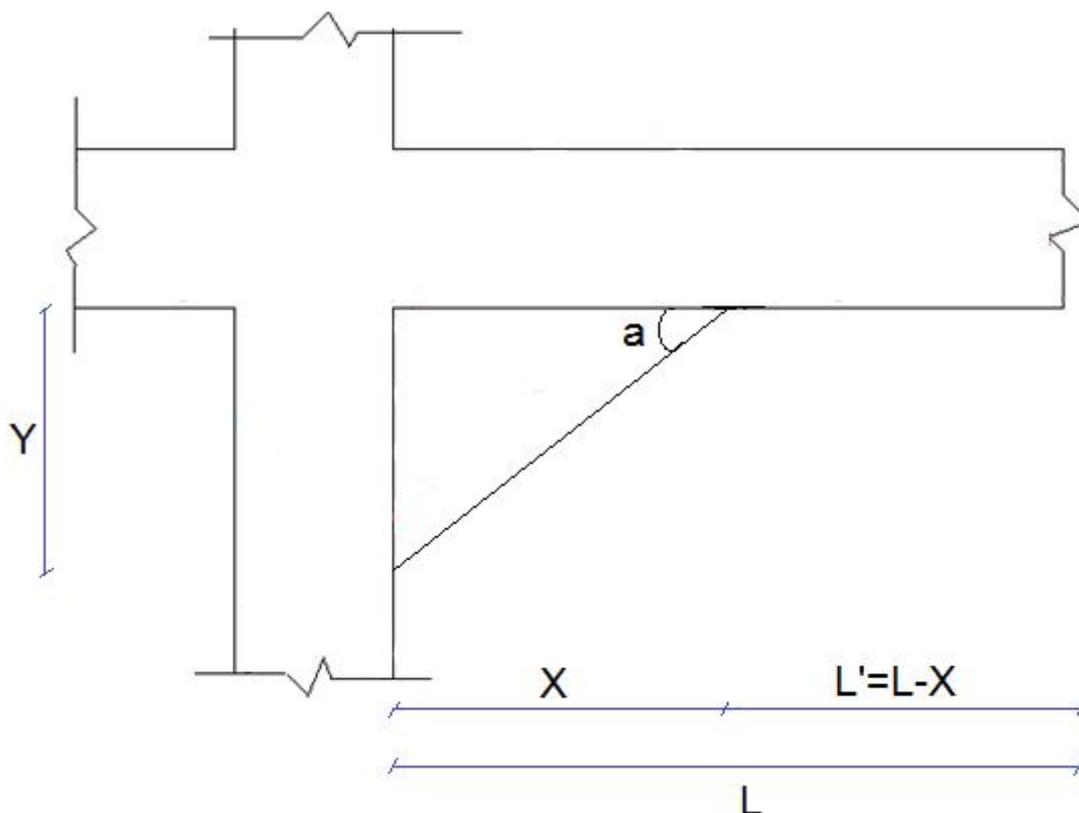


Figure .V.15 : schéma de gousset.

**-les sollicitations**

les sollicitations obtenu par le logiciel SAP 2000 V 14 sont :

**-ELU**

- N=36.46 KN
- M=-54.89 KN.m
- V=74.33KN

**-ELS**

- N=26.34 KN
- M=-39.66 KN.m

**-Ferrillages**

-Calcul le moment d'équilibre par la table :

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot (d - h_0/2) = 363.52 \text{ KN.m}$$

Donc :  $M_{tu} = 363.52 \text{ KN.m} > M_u = 54.89 \text{ KN.m} \Rightarrow$  (on ferraille avec une section rectangulaire bxh).

$e = M/N = 1.50 \Rightarrow$  (section partiellement comprimée)

$$M_{ua} = M_u + N_u \cdot (d - h_0/2) = -48.52 \text{ KN.m}$$

Les tableau suivant résume les sections d'acier retenues pour le ferrailer le gousset :

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_1^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	Aado (cm <sup>2</sup> )
En appuis	-48.52	0.0666	0.0863	0.3477	4.10	3.05	8	2(3HA14)=9.23

**Tableau .V.31 : Ferrillage de gousset.**

$$A_{min} = 0.23 b d f_{t28}/f_c = 1.74 \text{ cm}^2$$

**-Les armatures transversales**

-Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L\right) = \min(11.42; 40; 12) = 11.42 \quad \text{BAEL91 (Article.H.III.3)}$$

En prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

-calcul des espacements

$$\text{Selon RPA99} \Rightarrow St \leq \min(h/4, 12\phi_t) = 10 \text{ cm soit } St = 10 \text{ cm}$$

**-Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1 \times f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0.0743}{0.4 \times 0.36} = 0.51MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa \quad \text{Vérifiée}$$

**-Vérification à l'ELS**

- **Etat limite de compression du béton** (BAEL91 Art A6.5.1)

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

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

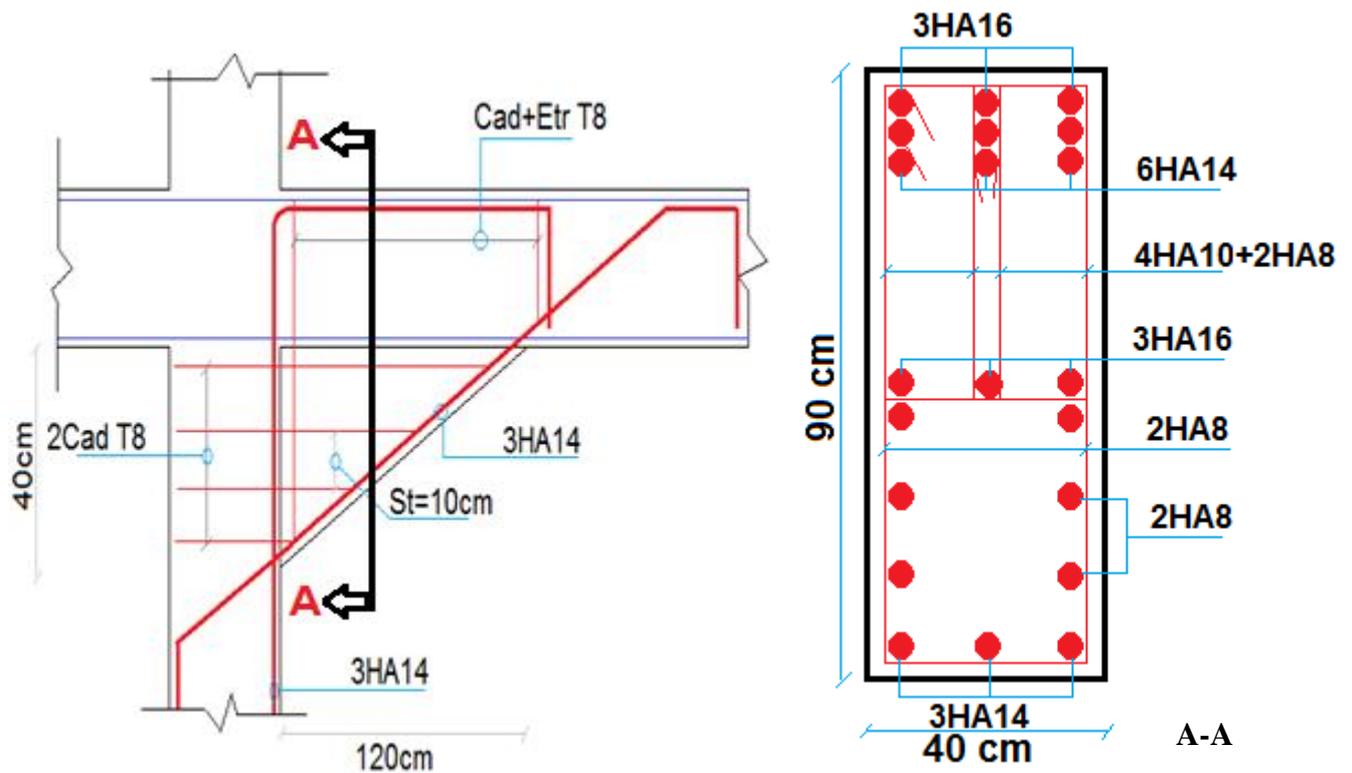
$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \left( 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.6MPa.$$

Avec  $A_s = 8 \text{ cm}^2$  ,  $d = 36\text{cm}$  ,  $b = 40\text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>st</sub>	$\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$
En appui	-35.44	12	92160	4.61	138.43	Vérifier

**Tableau .V.32 : Vérification des contraintes.**



**Figure .V.16 : Schéma de ferrailage de gousset.**

**V.7. Conclusion**

Après avoir étudié tous les éléments structuraux, on conclut que le ferrailage du **RPA** est majoritaire.

Enfin on passe au dernier chapitre qui est l'étude de l'infrastructure.

# ***CHAPITRE VI***

## ***Etudes de L'infrastructure***

## VI-1-Introduction

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit indirectement (Fondations profondes : pieux par exemple). Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges et évite les tassements différentiels.

## VI-2-Choix de type de fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 3.2 m, du niveau de base et la contrainte admissible est de 1.5bars.

## VI.3. Combinaisons d'actions à considérer

D'après *RPA 99 (Article 10.1.4.1)* les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$1)G + Q \pm E; \quad 2)0.8 \times G \pm E$$

## VI.4 Etude des fondations

### VI.4.1 Les Vérifications

- **Vérification des semelles isolées**

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$  .

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- $N$  : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le *SAP 2000V14*.
- $S$  : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma_{sol}}$  : Contrainte admissible du sol.

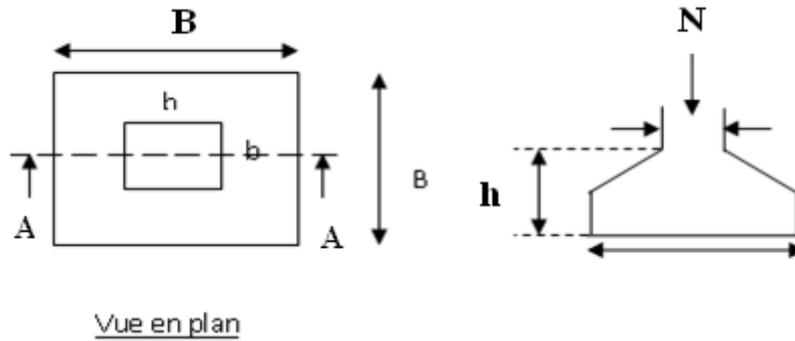


Figure .VI .1 : Schéma de semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section (a × b).

$$N = 2411.605 \text{KN}, \quad \overline{\sigma_{sol}} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \text{AN} : B \geq 4 \text{ m}$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens y varie entre 3.55m et 4.65 m.

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 notre cas ne convient pas.

- **Vérification des semelles filantes**

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 4 poteaux.

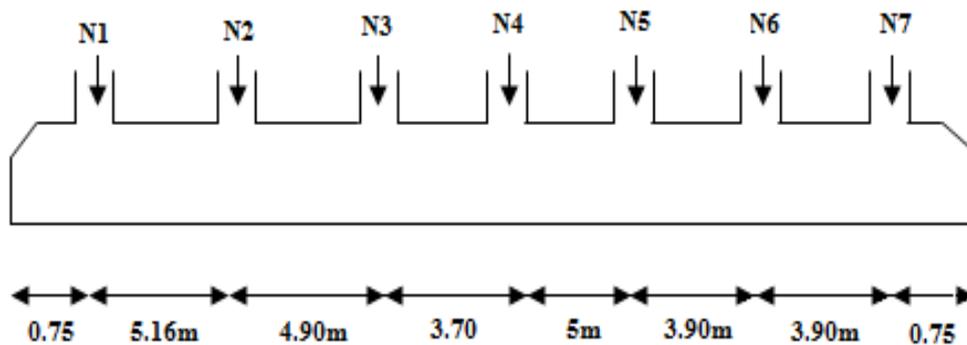


Figure .VI.2 : Schéma de semelle filante

Avec :

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau ' i '.

$N_s$  : poids estimé de la semelle.

$$N_1 = 1982.30 \text{ KN}, \quad N_2 = 2325.42 \text{ KN}, \quad N_3 = 1959.88 \text{ KN}, \quad N_4 = 1875.90 \text{ KN}$$

$$N_5 = 2466.92 \text{ KN} \quad N_6 = 1731.48 \text{ KN} \quad N_7 = 3346.22 \text{ KN}$$

$$\sum N_i = 15688.12 \text{ KN}.$$

$$N = \sum N_i = 15688.12 \text{ KN}.$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{15688.12 \text{ KN}}{26.37 \times 150} = 3.86 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Se choix ne convient pas.

- **Vérification de Radier général**

**Définition :** Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

**Pré -dimensionnement**

- **La Condition de coffrage**

$L_{max} = 5.16 \text{ m}$ : la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

**Nervure :**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{516}{10} \Rightarrow h_t \geq 51.6 \text{ cm}; \text{ Soit } h_t = 60 \text{ cm}$$

**Dalle :**

$$h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{516}{20} \Rightarrow h_0 \geq 25.8 \text{ cm}; \text{ On prend } h_0 = 40 \text{ cm}.$$

- **Vérification de condition de rigidité**

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton  $E = 3.216 \times 10^4 \text{MPa}$ .

I : inertie de la section du radier  $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$ .

K : module de résistance du sol. (on un sol moyen donc  $K=4 \times 10^4 \text{KN/m}^3$ ).

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$ht \geq 0.75\text{m}$$

On redimensionne les nervures avec  $h_t=90\text{cm}$ .

- **La surface du radier**

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{48992.02}{150} \Rightarrow S_{rad} \geq 326.61\text{m}^2$$

Avec : N est charge totale transmise par la superstructure tirer a partir de **SAP2000.V14**.

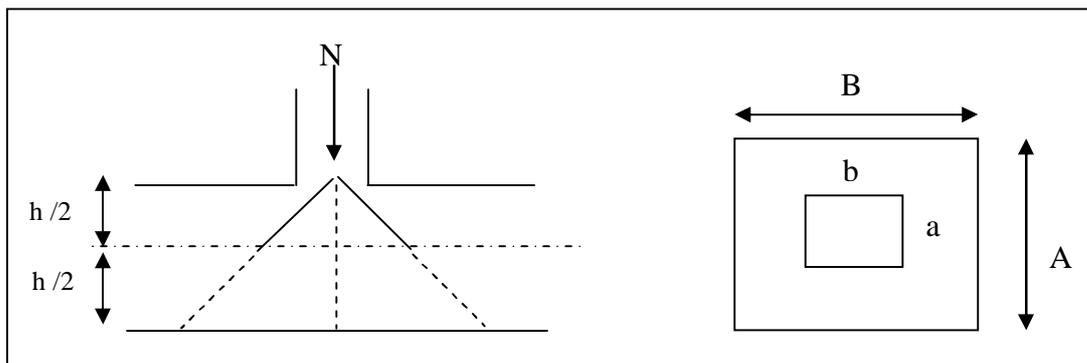
La surface du bâtiment :  $S_{bat} = 365.24\text{m}^2$

On opte  $S_{rad} = S_{bat} \Rightarrow S_{rad} = 365.24\text{m}^2$

- **Les vérifications**

- **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL (Article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :



**Figure .VI .3:** Présentation de zone d'impact de la charge concentrée.

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 :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}. \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Avec :  $\mu_c$  : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$Q_u$  : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

$h$  : hauteur de radier, avec  $h = 90\text{cm}$ .

$$\mu c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow \mu c = 2 \times (0.65 + 0.60 + 2 \times 0.9) \Rightarrow \mu c = 6.1\text{m}.$$

$$Q_u = 3346.22\text{KN} < 0.045 \times 6.1 \times 0.9 \times (25/1.5) = 4117.5\text{KN} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

**- Vérification de la contrainte du sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 22301.95\text{m}^4, Y_G = 6.88 \text{ m}.$$

$$I_x = 5956.97 \text{ m}^4, X_G = 12.82\text{m}.$$

$$N' = N + P \Rightarrow N' = 48992.02 + 25 \times 0.40 \times 365.248 \Rightarrow N' = 52644.5\text{KN}$$

Avec :  $P = \gamma_b \times h_0 \times S = 3652.48\text{KN}$  c'est le poids propre de radier.

Avec  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

**- Sens X-X** :  $N' = 52644.5\text{KN}$  et  $M_x = 8294.85\text{KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.153\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.134\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.148\text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 0.15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**- Sens Y-Y** :  $N' = 52644.5\text{KN}$ ;  $M_y = 25317.27 \text{ KN.m}$ .

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.158\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.129\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.1507\text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 0.15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

A cet effet, nous avons prévu un débord minimum.

$$D \geq \max ( h_t/2 , 30\text{cm} ) \text{ ou } h_t = 90\text{cm}. \text{ On prend } D = 50\text{cm}.$$

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$S' = 409.72\text{m}^2.$$

$$I_y = 24626.42 \text{ m}^4, Y_G = 7.77 \text{ m.}$$

$$I_x = 8727.07 \text{ m}^4, X_G = 12.59 \text{ m.}$$

$$N' = N + P \Rightarrow N' = 48992.02 + 25 \times 0.40 \times 409.72 \Rightarrow N' = 53089.22 \text{ KN}$$

Avec :  $P = \gamma_b \times h_0 \times S = 4097.2 \text{ KN}$  c'est le poids propre de radier.

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.142 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.116 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.135 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 0.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**- Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min [0.1 * f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$V_u = \frac{N_u * L_{\max} * b}{2S}$$

$$V_u = \frac{53089.22 * 5.16 * 1}{2 * 409.72} = 334.30 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{334.30}{1 \times 0.72} * 10^{-3} = 0.46 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**- Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le **RPA9 (article 10.1.5)**, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- **sens X-X** :  $e = \frac{8294.85}{53089.22} \Rightarrow e = 0.15 \text{ m} < \frac{26.87}{4} = 6.71 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$

- **sens Y-Y** :  $e = \frac{29948.926}{53089.22} \Rightarrow e = 0.56 \text{ m} < \frac{16.60}{4} = 4.15 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

**- Vérification de la poussé hydrostatique**

Nous devons vérifier le bâtiment au soulèvement sous l'effet de la sous-pressure même si le rapport do sol n'indique pas la présence d'une nappe d'eau phréatique.

Il faut assurer que :  $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

Avec

$N = 53089.22 \text{KN}$ .

$F_s$  : coefficient de sécurité ( $F_s = 1.5$ ).

$H$  : la hauteur d'ancrage du radier ( $H = 3.20 \text{m}$ ).

$S_{rad}$  : Surface totale du radier ( $S_{rad} = 409.72 \text{m}^2$ ).

$\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$  (poids volumique de l'eau).

$N \geq 1.5 \times 3.20 \times 409.72 \times 10 = 19666.56 \text{KN}$  ..... vérifiée.

**VI.4.2. Ferrailage**

**VI.4.2- a- La dalle du radier**

La dalle sera calculée comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension  $L_x = 4.65 \text{m}$ ;  $L_y = 5.16 \text{m}$ .



Figure .VI.4 : Panneau de dalle sur quatre appuis.

- Calcul des sollicitations
- Calcul a l'É.L.U

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0$$

$N_u = 66451.213 \text{KN}$

$N_u$  : Effort normal (avec le poids du radier).

$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.4 = 10 \text{KN/m}^2$

$$q_u = \frac{66451.213}{409.72} + 1.35(25 \times 0.4) \Rightarrow q_u = 175.68 \text{KN / m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.9 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases} \quad \text{[Annexe 2].}$$

Sens x-x' :  $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0456 \times 175.68 \times (4.65)^2 = 173.21 KN.m$

Sens y-y' :  $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0.7834 \times 173.21 = 135.69 KN.m$

- **En travée**

Sens x-x' :  $M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 147.22 KN.m$

Sens y-y' :  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 115.33 KN.m$

- **En appui**

$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 86.60 KNm .$

Le ferrailage se fera pour une section  $(b \times h_r) = (1 \times 0.4)m^2$ . les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

		M (KN.m)	Acal (cm <sup>2</sup> /m)	Amin (cm <sup>2</sup> /m)	Aadop (cm <sup>2</sup> )	Choix par (m)	S <sub>t</sub> (cm)
Sens	Travée	147.22	12.26	3.36	12.32	8HA14	15
X-X	Appui	86.60	7.08	3.36	9.05	8HA12	15
Sens	Travée	115.33	9.50	3.2	12.32	8HA14	15
Y-Y	Appui	86.6	7.08	3.2	9.05	8HA12	15

**Tableau .VI.1:** Résumé des résultats de ferrailage de radier.

- **Condition de non fragilité**

On calcule  $A_{min}$  : On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$  ;  $h_r = 40cm$  ;  $b=100cm$  ;  $\rho = 0.9$

$$\left. \begin{matrix} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \Rightarrow A_{min}^x = 3.36cm^2 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \Rightarrow A_{min}^y = 3.2cm^2 \end{cases}$$

On vérifie que  $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 3.2 > 0.84cm^2$  .....c'est vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 MPa.$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 246.13 KN$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times l_y}{2} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 180.12 KN$$

$$\Rightarrow V_{max} = 246.13 KN$$

$$\tau_u = \frac{246.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} \Rightarrow \tau_u = 0.683 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

=> pas de risque de cisaillement.

- **Vérification à l'E.L.S**

On doit vérifier que :  $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{48992.02}{409.72} + (25 \times 0.4) \Rightarrow q_s = 129.57 \text{ KN}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.9 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases} \quad \text{[Annexe 2].}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 147.92 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 125.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En travée**

Sens x-x' :  $M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 125.73 \text{ KN.m}$

Sens y-y' :  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 106.90 \text{ KN.m}$

- **En appui**

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 73.96 \text{ KNm}$$

- **Calcul de Y**

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

- **Calcul de I**

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

- **Vérification de  $\sigma_{bc}$**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- **Vérification de  $\sigma_s$**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta x f_{t28}}\right) = 201.6 \text{ MPa}.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> MPa	Observation	σ <sub>s</sub> (MPa)	Observation
x-x	M <sub>t</sub>	125.73	12.32	9.83	158225.84	7.81	vérifiée	311.93	Non vérifiée
	M <sub>a</sub>	73.96	9.05	8.62	123117.07	5.178		246.71	
y-y	M <sub>t</sub>	106.90	12.32	9.83	158225.84	6.64		265.21	
	M <sub>a</sub>	73.96	9.05	8.62	123117.07	5.178		246.71	

Tableau .VI.2 : Vérification des contraintes de radier.

- Remarque.

On remarque que la condition  $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$  n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section Tendue d'acier As en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est a la contrainte limite de service  $\overline{\sigma_s}$ .

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times d(1-\frac{\alpha}{3})}, \quad \alpha = \sqrt{90\beta \frac{(1-\alpha)}{(3-\alpha)}}, \quad \beta = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} \dots [\text{cahiers de cours de cursus}]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

		M (KN.m)	β (10 <sup>-3</sup> )	α	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	xx	125.73	4.812	0.3296	19.46	7HA20=21.99
	yy	106.90	4.09	0.3076	16.41	6HA20=18.85
	Appui	73.96	2.28	0.2610	11.17	6HA16=12.06

Tableau .VI.3: Résumé des résultats de ferrailage à ELS de radier.

- Espacement des armatures

Armatures // L<sub>x</sub> : S<sub>t</sub> ≤ min (2e, 25 cm) = 25 cm

Armatures // L<sub>y</sub> : S<sub>t</sub> ≤ min (2e, 25 cm) = 25 cm

- Schéma de ferrailage de radier :

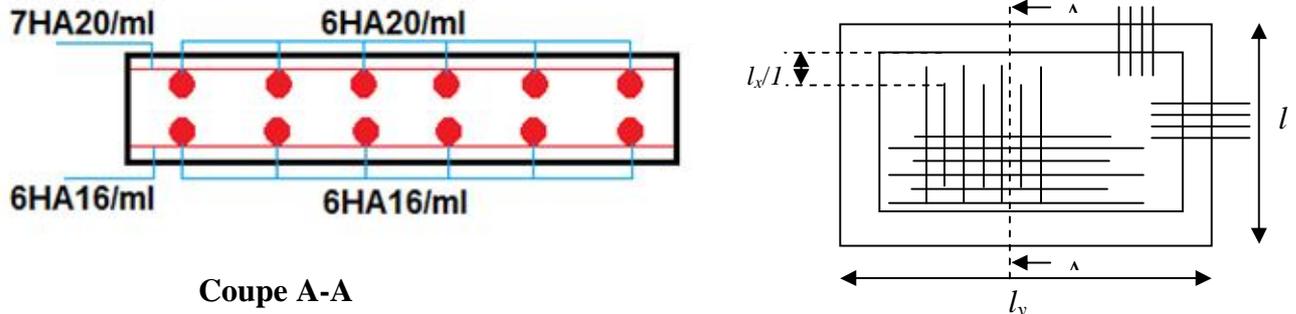


Figure. VI.5 : Schéma de ferrailage de la dalle de radier.

VI.4.2- b- Calcul des nervures

- 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.

On à  $\rho = 0.9 \Rightarrow$  la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- Estimation des charges revenant aux nervures et calcul des sollicitations

Pour simplifier les calculs on remplace les charges trapézoïdale et les charges triangulaire par des charges uniformément réparties.

Charges trapézoïdales	Charges triangulaires
$\left\{ \begin{aligned} q_M &= \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_V &= \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{aligned} \right.$	$q_M = q_V = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

Avec :

$q_M$  : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

$q_V$  : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même effort tranchant maximum que la charge réelle.

$l_{xd}$  : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

$l_{yd}$  : La plus grand portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

$l_{xg}$  : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

$l_{yg}$  : La plus grand portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

Pour la nervure de rive on divise la charge équivalente sur deux .

$$q_u = 175.68 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 129.57 \text{KN} / \text{m}^2$$

- **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \text{ Avec :}$$

$$M_a = 0.15 \times M_0, \text{ avec : } M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

- **Moment en travée**

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

$$M_0(x) = \frac{p \times x}{2} (l - x); \quad ;$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{p \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

- **Sens transversal (x-x)**

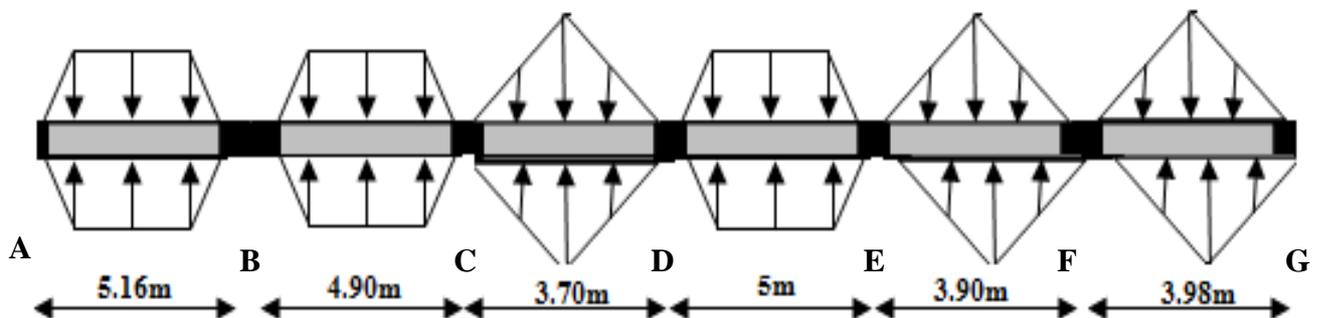


Figure.VI.6 : Charges transmises aux nervures sens x-x.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$l_x$ (m)	$l'_x$ (m)	P (KN/m)	$M_a$ (KNm)		X (m)	$M_t$ (KNm)
				$M_g$	$M_d$		
A-B	5.16	5.16	584.94	0	-1483.72	2.088	1275.61
B-C	4.90	3.92	566.94	-1483.72	-728.09	2.72	616.59
C-D	3.70	2.96	325	-728.09	-760.74	1.83	-188.14
D-E	5	4	571.52	-760.74	-776.29	2.49	1017.50
E-F	3.90	3.12	342.57	-776.29	-537.61	2.13	-0.17
F-G	3.98	3.98	349.60	-537.61	0	2.38	450

Tableau .VI .4 : Sollicitation à l'ELU de la nervure suivant le sens x-x.

- Sens longitudinal (y-y)

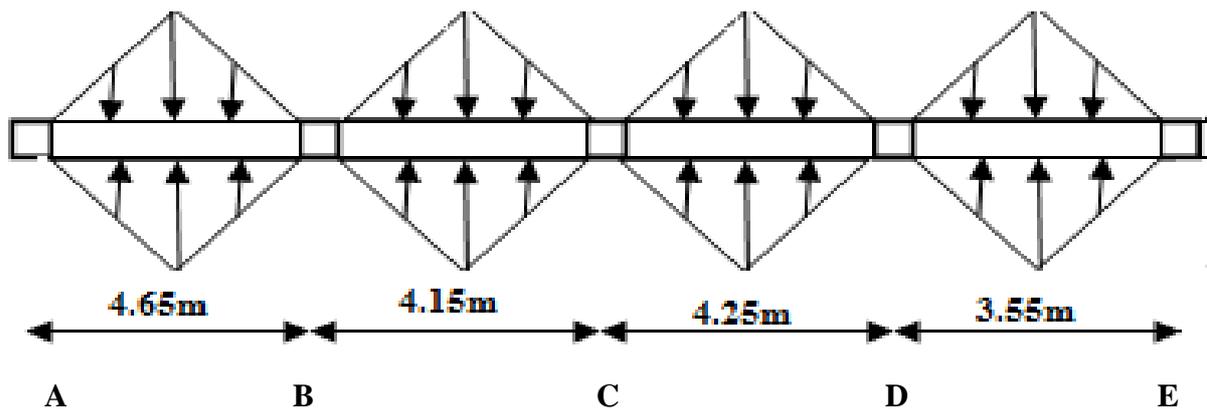


Figure.VI.7 : Charges transmises aux nervures sens y-y

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$l_x$ (m)	$l'_x$ (m)	P (KN/m)	$M_a$ (KNm)		X (m)	$M_t$ (KNm)
				$M_g$	$M_d$		
A-B	4.65	4.65	408.84	0	-804.7	1.89	739.25
B-C	4.15	3.32	364.53	-804.7	-490.41	2.28	145.07
C-D	4.25	3.40	373.32	-490.41	-484.53	2.12	355.40
D-E	3.55	3.55	311.83	-484.53	0	2.21	278.78

Tableau .VI .5 : Sollicitation à l'ELU de la nervure suivant le sens y-y.

- **Ferraillage**

Le ferraillage se fera pour une section en Té en flexion simple.

$$h=0.9m ; h_0=40cm ; b_0=65 cm ; d=85 cm.$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{465}{10}; \frac{516}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(46.5; 258)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 45cm$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 155.cm$$

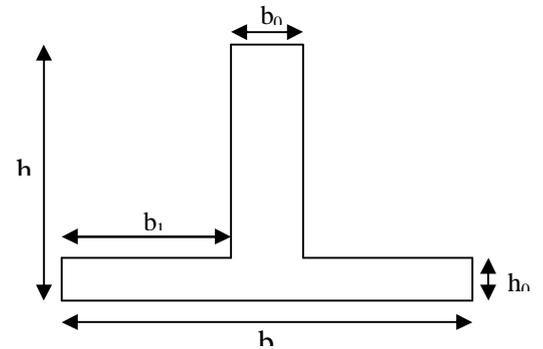


Figure.VI .8: Section à ferrailer.

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

		M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )
X-X	Travée	1275.61	48.30	29.25	2(5HA25)=49.09
	appuis	-1483.72	57.49		2(5HA25)+5HA16=59.15
Y-Y	Travée	739.25	26.56	29.25	2(5HA20)=31.40
	appuis	-804.7	29.08		2(5HA20)=31.40

Tableau. VI.6 : section des armatures de ferraillage des nervures de radier.

- **Vérification a L'ELU**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min [0.1 * f_{c28}; 4MPa]=2.5MPa.$$

$$V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{max} = 1413KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 1.12MPa < 2.5MPa.....v\u00e9rifi\u00e9e$$

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(2.57; 6.5; 1.6) = 16mm \text{ Soit } \phi_t = 12mm.$$

- Espacement des aciers transversaux
- Condition de RPA

A partir d'art 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respectées les conditions suivantes :

- Zone courante :  $St \leq h/2 = 40\text{cm}$
- Zone nodale :  $St \leq \min (h/4; 12 ; \Phi_l) = 20\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- Zone courante :  $St = 20\text{cm}$
- Zone nodale :  $St = 10\text{cm}$

- Vérification a L'ELS
- Vérification des contraintes

Il faut vérifier que :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{\eta x f_{t28}}\right) = 201.6\text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_s$ (MPa)	Obs.
x-x	$M_t$	967.45	34	2766833.02	11.89	vérifiée	267.49	Non vérifiée
	$M_a$	-1123.21	36.42	3140599.73	13.03		260.61	
y-y	$M_t$	545.00	28.59	2005094.55	7.77		230.00	
	$M_a$	-592.33	28.59	2005094.55	8.45		249.96	

Tableau.VI.7 : Vérification des cntraintes dans le béton et dans l'acier.

On remarque que la condition  $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$  dans le sens x-x et y-y n'est pas vérifiée, donc il faut recalculer la section d'acier tendus  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service  $\overline{\sigma_s}$ . On recalcule à l'ELS.

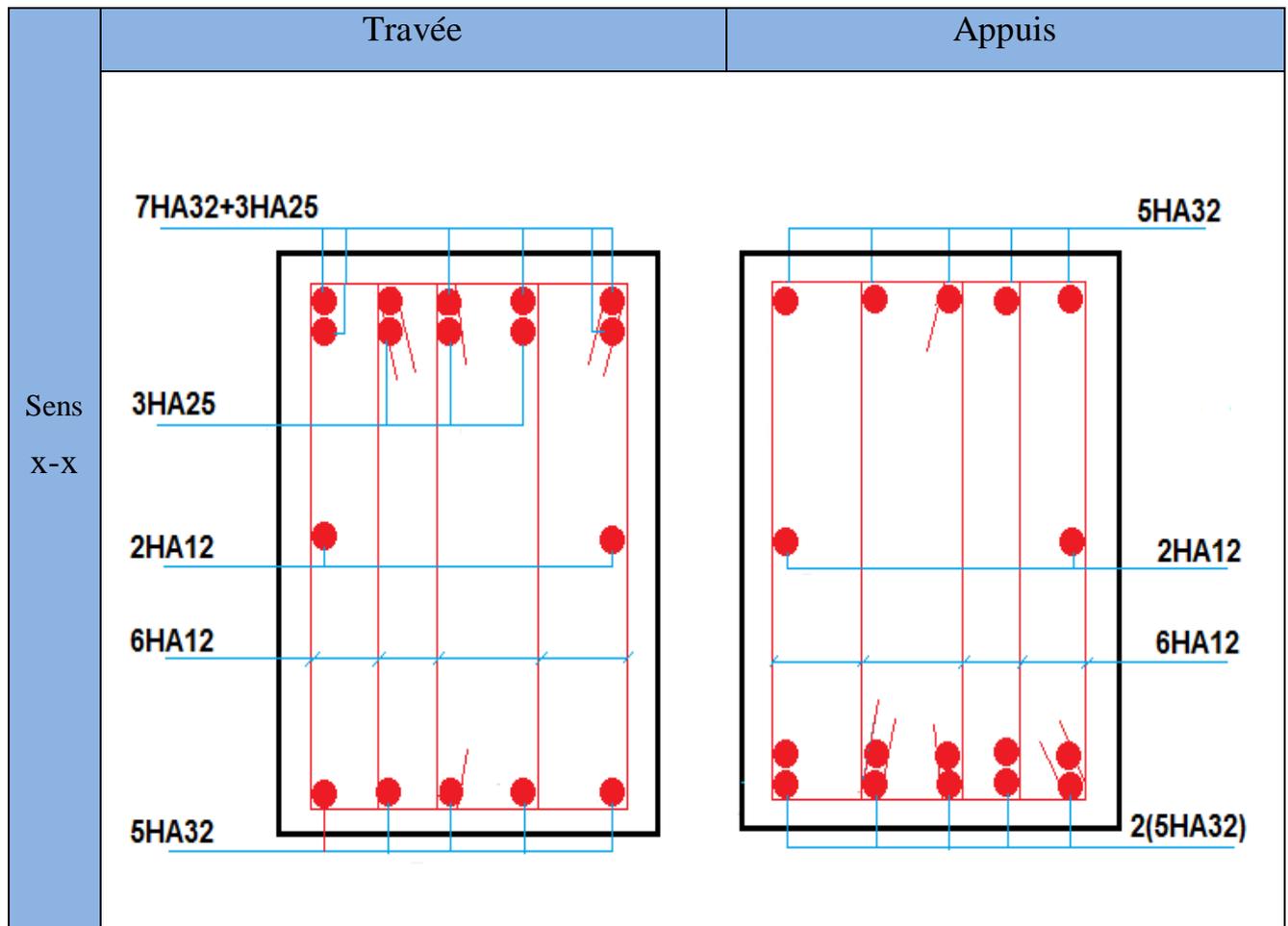
$$A = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_s} \times d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}, \quad \alpha = \sqrt{90\beta \frac{(1-\alpha)}{(3-\alpha)}}, \quad \beta = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_s} \times b \times d^2} \dots \text{cahiers de cours de cursus.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

		M (KN.m)	$\beta$ ( $10^{-3}$ )	$\alpha$	$A_{calc}$ ( $cm^2$ )	Aadop ( $cm^2/ml$ )
Sens x-x	Travée	967.45	10.22	0.4469	66.34	7T32+3T25)=71.03
	Appui	-1123.21	11.86	0.4723	77.80	10T32 =80.42
Sens y-y	Travée	545.00	5.756	0.3550	36.07	5T25+5T20=40.25
	Appui	-592.33	6.256	0.3675	39.39	5T32=40.21

Tableau .VI.8: Résultats de ferrailage à ELS des nervures.

- Schema de ferrailage des nervures



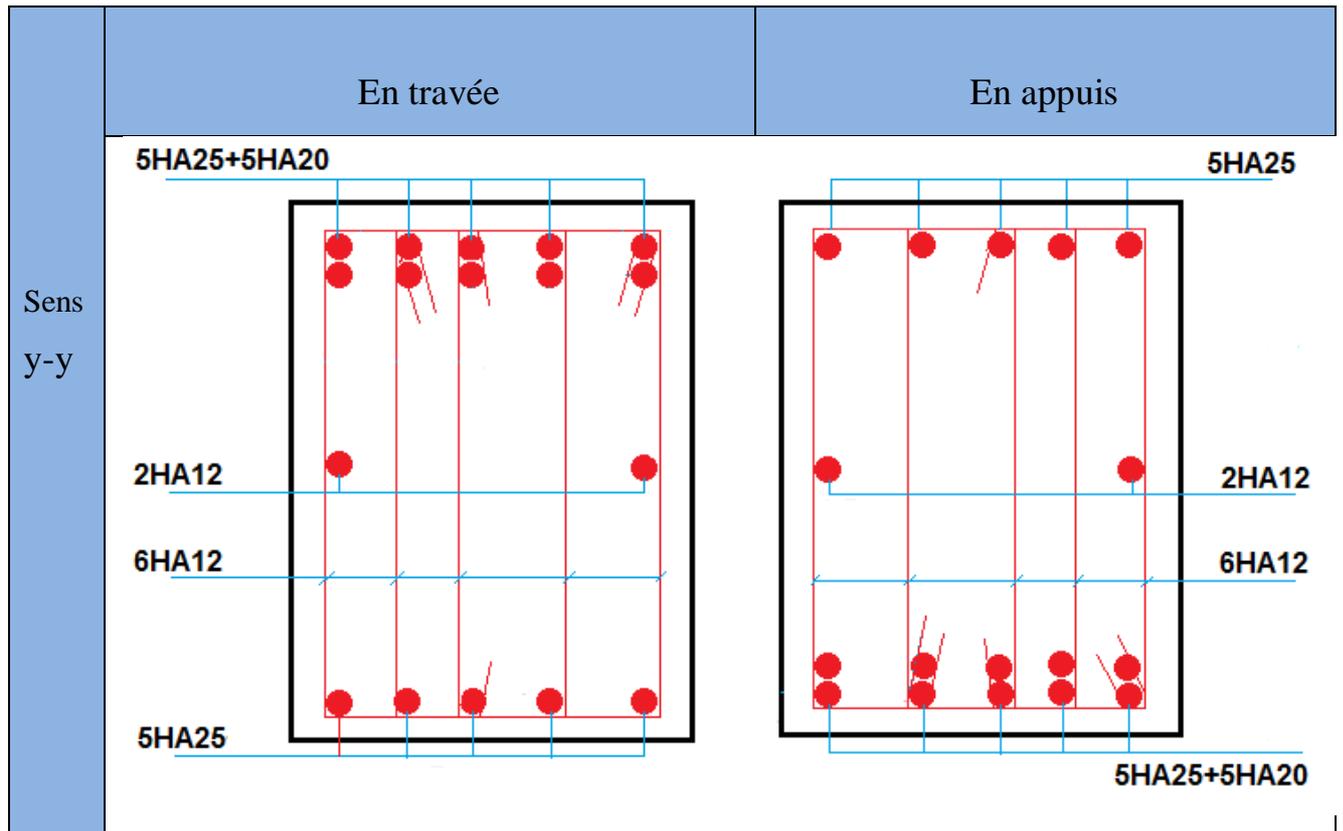


Figure.VI.9 : Schéma de ferrailage des nervures.

### VI.5.Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console de 50cm de largeur soumise à la flexion simple.

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{2} = 175.68 \times \frac{0.5^2}{2} = 21.96 \text{KN.m}$$

$$D=50 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 5.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_s=16.19 \text{ KN.m}$$

$$y=7.28 \text{ KN.m}$$

$$I=807176.27 \text{ cm}^4$$

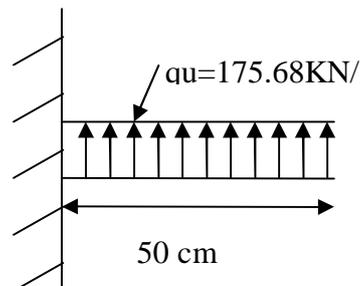


Figure VI.10 : Schéma statique du débord.

Le calcul du ferrailage et les vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant :

$q_u$ (KN/m)	$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{ado}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
175.68	21.96	1.76	5.18	4T14=6.16	0.15	8.64	15	201

Tableau .VI. 9: Section d'armatures du débord et vérification des contraintes.

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 MPa.$$

Sachant que :

$$V_u = q_u \times L = 175.68 \times 0.5 = 87.84 KN.$$

$$\tau_u = \frac{87.84 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 0.244 MPa < \bar{\tau} = 1.25 MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Schéma de ferrailage du débord.**

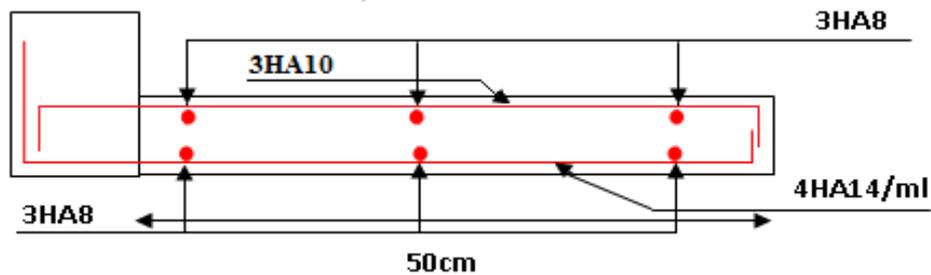


Figure VI.11: Schéma de ferrailage du débord.

**VI.6. Etude du mur de soutènement**

Au niveau de l'infrastructure, un mur de soutènement est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile sera calculé comme un plancher encasté au niveau de la semelle (radier). Ce mur doit satisfaire les exigences minimales du RPA suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15cm
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le mur ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

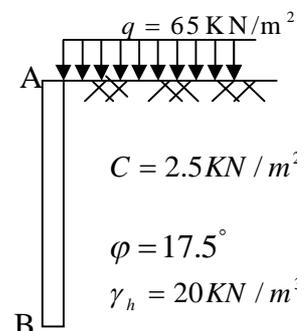


Figure VI.12 : Schéma du mur

Pour notre cas le mur est soumis à la poussée des terres et la surcharge (q) qui est due au poids de la route qui passe juste à coté de la structure. Elle est estimée selon le **DTR (charges permanentes et surcharges d'exploitations)** à  $65\text{KN}/\text{m}^2$

Selon le rapport du sol, les caractéristiques du sol de l'assise de notre structure sont :

- L'angle de frottement interne :  $\varphi = 17.5^\circ$
- La cohésion :  $C = 2.5\text{KN} / \text{m}^2$
- Poids volumique des terres :  $\gamma_h = 20\text{KN} / \text{m}^3$

**VI.6.1.Détermination des contraintes**

- **Evaluation des charges et surcharges :** Le mur de soutènement est soumis à :
  - **La poussée des terres**

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow G = 3.5 \times (20 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{17.5^\circ}{2})) \Rightarrow G = 33.46\text{KN} / \text{m}^2$$

- **Surcharge accidentelle :**  $q = 65\text{KN} / \text{m}^2$

$$Q = q * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow Q = 65 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{17.5^\circ}{2}) \Rightarrow Q = 34.45\text{KN} / \text{m}^2$$

- **Ferraillage du mur**

Le mur sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée.

- **A L'E.L.U**

$$\sigma_{\max} = 1.5 Q + 1.35 G = 96.84\text{KN}/\text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5 Q = 51.67\text{KN}/\text{m}^2$$

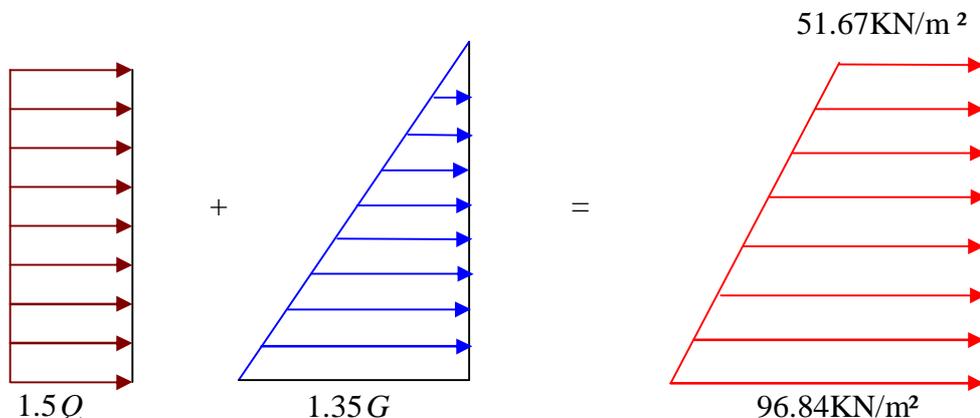


Figure VI.13 : Diagramme des contraintes.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 85.54 \text{ KN} / m^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{moy} = 85.54 \text{ KN} / m^2$$

Pour le ferrillage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.5 \text{ m}; L_y = 5.16 \text{ m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}$$

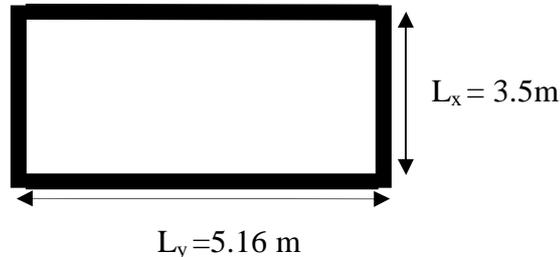


Figure. VI.14 : Le panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.67 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u; \quad M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0.67 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0723 \\ \mu_y = 0.3895 \end{cases} \quad [Annexe 2]$$

$$M_{0x} = 75.76 \text{ KN} \times m.; \quad M_{0y} = 29.50 \text{ KN} \times m$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 25.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 64.39 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_{0x} = -37.88 \text{ KN.m}$$

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
travée	XX	64.39	0.1569	0.2145	0.1554	11.91	2	8HA14=12.31	15
	YY	25.08	0.0611	0.0788	0.1646	4.38		6HA10=4.72	20
Appui	XX YY	-37.88	0.0923	0.1212	0.1617	6.73	2	6HA12=6.79	20

Tableau.VI.10 : Section des armatures du mur de soutènement.

**Vérifications à l'E.L.U**

Avec  $A_{min} = 0.1\% b \times h$  .....condition exigée par le RPA.

- **Les espacements**

Armatures //  $L_x$ :  $St \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Armatures //  $L_y$ :  $St \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

**Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que  $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$ , fissuration nuisible.

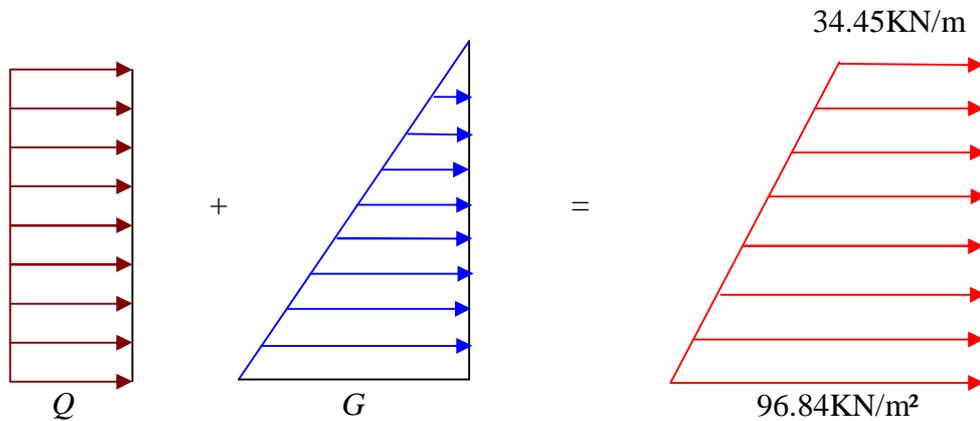
$$V_{\max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \cdot \frac{l_y^2}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{85.54 \times 3.5}{2} \cdot \frac{5.16^2}{3.5^4 + 5.16^4} = 4.64 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{4.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} \Rightarrow \tau_u = 0.012 \text{MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**a) A L'E.L.S**

$$\sigma_{\max} = Q + G = 67.91 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 34.45 \text{KN/m}^2$$



**Figure .VI.15 :** Répartition des contraintes sur le mur a l'ELS

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 59.54 \text{KN/m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{\text{moy}} = 59.54 \text{KN/m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.5 \text{ m}; L_y = 5.16 \text{ m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.67 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u; \quad M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0.67 \Rightarrow \text{ELU: } \begin{cases} \mu_x = 0.0780 \\ \mu_y = 0.5469 \end{cases} \quad [\text{Annexe 2}]$$

$$M_{0x} = 56.89 \text{KN} \times \text{m}; \quad M_{0y} = 31.11 \text{KN} \times \text{m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 26.44 \text{KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 48.35 \text{KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_{0x} = - 28.44 \text{KN.m}$$

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Observat ion	σs(MPa)	Observ
Sens xx	En travée	48.35	12.31	6.29	29478.32	10.31	Vérifiée	263.496	Non Vérifiée
	En appuis	-28.44	6.79	4.95	18822.88	7.48	Vérifiée	273.10	Non Vérifiée
Sens yy	En travée	26.44	4.72	4.25	14069.83	7.99	Vérifiée	359.396	Non Vérifiée
	En appuis	-28.44	6.79	4.95	15937.56	7.48	Vérifiée	273.10	Non Vérifiée

**Tableau .VI.11 :** Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

On remarque que la condition  $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$  dans le sens x-x et y-y n'est pas vérifiée. Donc il faut redimensionner la section d'acier tendus As en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service  $\overline{\sigma_s}$ .

$$A = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_s} \times d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)} ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_s} \times b \times d^2} ; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \frac{(1 - \alpha)}{(3 - \alpha)}}$$

Le nouveau ferrailage adopté est résumé dans le tableau suivant :

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	β	α	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
Sens xx	En travée	48.35	8.298*10 <sup>-3</sup>	0.412	16.35	9HA16=18.10
	En appuis	-28.44	4.881*10 <sup>-3</sup>	0.331	9.33	7HA14=10.78
Sens yy	En travée	26.44	4.538*10 <sup>-3</sup>	0.321	8.64	8HA12=9.05
	En appuis	-28.44	4.884*10 <sup>-3</sup>	0.331	9.33	7HA14=10.78

**Tableau .VI.12 :** Section des armatures à ELS.

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Les deux nappes sont liées par quatre épingles /m<sup>2</sup> de diamètre φ6

VI.6.3. Schéma de ferrailage du mur de soutènement

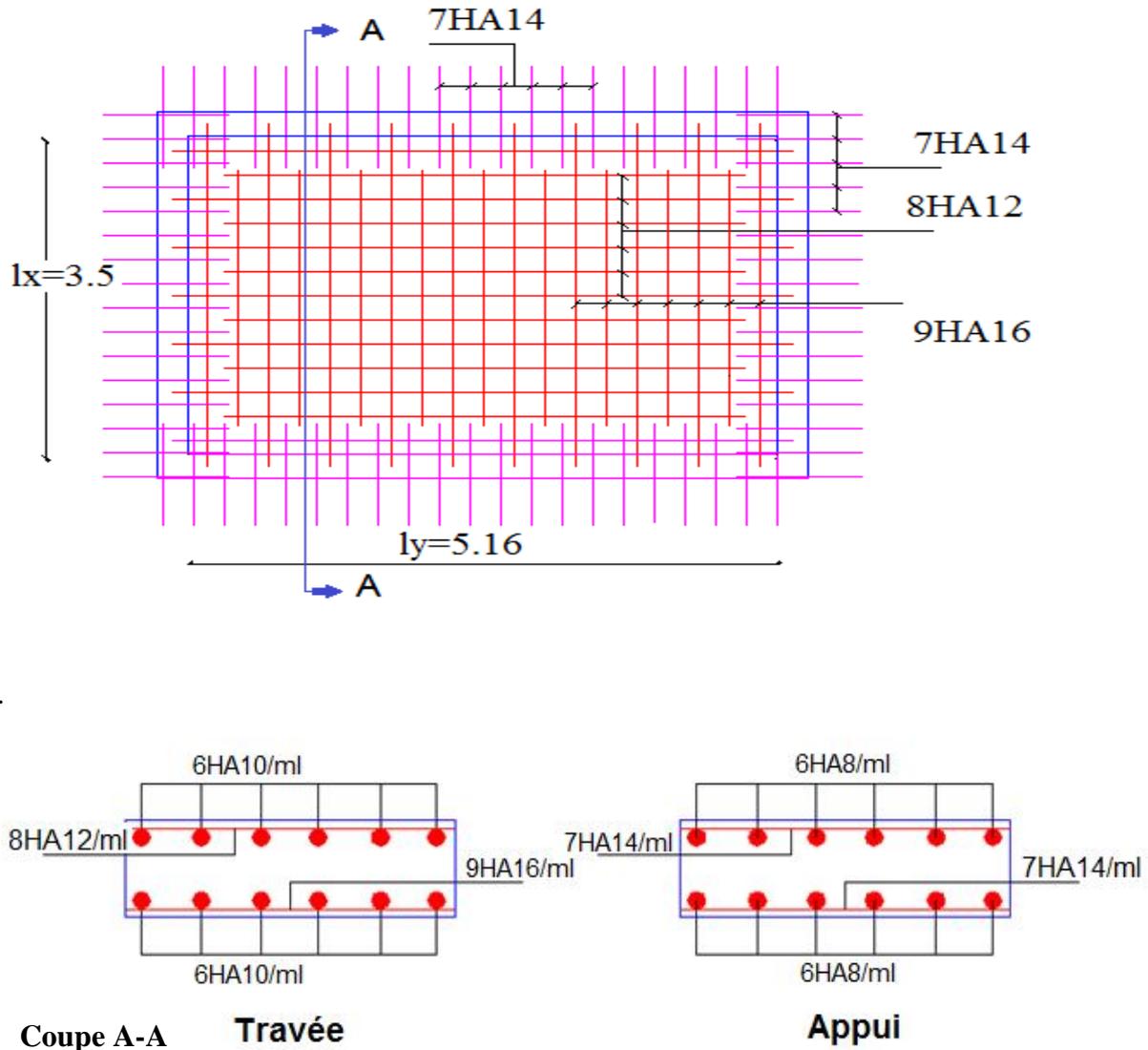


Figure .VI.16 : Schéma de ferrailage de mur de soutènement.

VI.7. Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'argumentations techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre projet, vue la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles filantes, le radier est le type de fondation le plus adéquat.

***CONCLUSION  
GENERALE***

# Conclusion générale

Le présent travail élaboré nous a permis non seulement de prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction mais, surtout d'approfondir nos connaissances dans le domaine de Génie civil. Il nous a permis également de faire connaissance avec le logiciel de calcul (**SAP2000**) et les programmes conçus pour le calcul tel que le **CBA** et le **BAEL**. Et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. Dans la modélisation nous doit englober tous les éléments de la structure soit structuraux ou non structuraux et ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. La contrainte architecturale était un vrai obstacle pour nous, pour la disposition des voiles a cause de la diminution de la rigidité en plan et l'emplacement de la cage d'escalier et de l'assesseure qui a provoqué une torsion.
3. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
4. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donne lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
5. La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
6. Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

# ***ANNEXES***

# Annexe 1

## Flexion simple : Section rectangulaire

### Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left( \frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

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

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left( \frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

## Annexe 2

### Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

## Annexe 3

**Table de PIGEAUD**

**M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u * v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension  $Lx * Ly$**

**Avec  $Lx < Ly$ .**

$$\rho = 0.5$$

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>	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092
	<b>0.1</b>	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090
	<b>0.2</b>	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088
	<b>0.3</b>	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085
	<b>0.4</b>	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080
	<b>0.5</b>	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075
	<b>0.6</b>	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068
	<b>0.7</b>	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064
	<b>0.8</b>	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058
	<b>0.9</b>	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053
<b>1.0</b>	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093
	<b>0.1</b>	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073
	<b>0.2</b>	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055
	<b>0.3</b>	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040
	<b>0.4</b>	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031
	<b>0.5</b>	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024
	<b>0.6</b>	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019
	<b>0.7</b>	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015
	<b>0.8</b>	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013
	<b>0.9</b>	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010
<b>1.0</b>	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

## SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en  $cm^2$  de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm.

$\phi$ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

***LES  
PLANS***