



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université A. MIRA-Bejaia  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

## Mémoire

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil  
Option : Matériaux et Structures

## Thème

# Étude d'un bâtiment (R+7+ Entresol) à usage d'habitation contreventé par un système mixte (Voiles-portiques)

### Présenté par

M. REDJAI Lotfi  
M. AYACHE Hicham

### Soutenu le 14 septembre 2017 devant le jury

M. MEZIANI Belkacem	Président
M. BRARA Ali	Encadreur
M. BANOUNE Brahim	Examineur

# Remerciements

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

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

*À nos parents : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant  
toutes nos études.*

*À M<sup>r</sup> : A. BRARA notre encadreur, pour avoir acceptée de nous  
guider sur le bon chemin du travail.*

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

*Nous tenons également à remercier M<sup>r</sup> A. BOUKELLOUDA  
pour son aide et ses conseils.*

*Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participés de près  
ou de loin à la réalisation de ce travail, et tous ceux que nous avons  
pu solliciter.*

*Lotfi & Hicham*

## *Symboles et Notations*

<b>Symboles</b>	<b>Notations</b>
$A', A_{ser}$	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
$A_t$	Section d'un cours d'armature transversale.
$A$	Coefficient d'accélération de zone.
$\alpha$	Coefficient de la fibre neutre.
$B$	Aire d'une section de béton.
$B_r$	Section réduite.
$b$	La largeur en générale.
$C$	Cohésion du sol.
$D$	Facteur d'amplification dynamique.
$E$	Module d'élasticité longitudinale.
$E_i$	Module de Yong instantané.
$E_v$	Module de Yong différé.
$E_s$	Module d'élasticité de l'acier.
$ELU$	Etat limite ultime.
$ELS$	Etat limite de service.
$f_{bu}$	Contrainte de compression du béton.
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier.
$f_{c28}$	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
$f_{t28}$	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
$f_{ji}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
$f_{gi}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
$f_{qi}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
$f_{gv}$	Flèche différée due aux charges permanentes.
$\Delta f$	Fleche totale.
$\Delta f_{adm}$	Fleche admissible.
$G$	Charges permanentes.
$H$	Hauteur.
$h_t$	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier.
$h_{cc}$	Hauteur du corps creux.
$h_{dc}$	Hauteur de la dalle de compression.
$h_e$	Hauteur libre d'étage.
$h_r$	Hauteur de la dalle du radier.
$I$	Moment d'inertie.
$I_f$	Moment d'inertie fissuré.
$Q.$	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
$L$	Portée d'un élément.
$L_{max}$	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
$L_x$	Distance entre de deux poutrelles.
$L_y$	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
$M$	Moment en générale.

<b><math>M_a</math></b>	Moment en appui.
<b><math>M_t</math></b>	Moment en travée.
<b><math>M_0</math></b>	Moment isostatique.
<b><math>N</math></b>	Effort normal.
<b><math>n</math></b>	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
<b><math>R</math></b>	Coefficient de comportement global.
<b><math>S</math></b>	Section d'un élément.
<b><math>S_{rad}</math></b>	Surface du radier.
<b><math>St</math></b>	Espacement des armatures.
<b><math>T1, T2</math></b>	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
<b><math>V</math></b>	Effort tranchant.
<b><math>W</math></b>	Poids de la structure.
<b><math>\sigma_{bc}</math></b>	Contrainte de compression du béton.
<b><math>\sigma_{st}</math></b>	Contrainte de traction dans l'acier.
<b><math>\gamma_w</math></b>	Pois volumique de l'eau.
<b><math>\gamma_b</math></b>	Coefficient de sécurité concernant le béton.
<b><math>\gamma_s</math></b>	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
<b><math>\sigma_{adm}</math></b>	Contrainte admissible.
<b><math>\tau</math></b>	Contrainte de cisaillement.
<b><math>\xi</math></b>	Pourcentage d'amortissement critique.
<b><math>C_T</math></b>	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
<b><math>\beta</math></b>	Coefficient de pondération.
<b><math>\lambda_i</math></b>	Coefficient instantané.
<b><math>\lambda_v</math></b>	Coefficient différé.

# SOMMAIRE

## *Chapitre I : Généralités*

<b>I.1.</b>	Présentation du projet	<b>2</b>
<b>I.2.</b>	Caractéristique de la structure	<b>2</b>
<b>I.3.</b>	Règlements et normes utilisés	<b>3</b>
<b>I.4.</b>	Etats Limites	<b>3</b>
<b>I.5.</b>	Actions et sollicitations	<b>4</b>
<b>I.6.</b>	Caractéristiques des matériaux	<b>6</b>
<b>I.7.</b>	Hypothèses de calcul	<b>11</b>

## *Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments*

<b>II.1.</b>	Introduction	<b>15</b>
<b>II.2.</b>	Pré dimensionnement des éléments principaux	<b>15</b>
<b>II.3.</b>	Pré dimensionnement des éléments secondaires	<b>17</b>
<b>II.4.</b>	Evaluation des charges et surcharges	<b>27</b>
<b>II.5.</b>	Descente de charge	<b>33</b>
<b>II.6.</b>	Conclusion	<b>43</b>

## *Chapitre III : Calcul des éléments secondaires*

<b>III.1.</b>	Calcul des planchers	<b>44</b>
<b>III.2.</b>	Dalles pleines	<b>72</b>
<b>III.3.</b>	Etude des escaliers	<b>82</b>
<b>III.4.</b>	Etude de l'ascenseur	<b>94</b>
<b>III.5.</b>	Etude de l'acrotère	<b>103</b>
<b>III.6.</b>	Etude de la poutre de chaînage	<b>110</b>

## *Chapitre IV : Etude au séisme*

<b>IV.1.</b>	Introduction	<b>113</b>
<b>IV.2.</b>	Objectifs de l'étude dynamique	<b>113</b>
<b>IV.3.</b>	Méthode de calcul	<b>113</b>
<b>IV.4.</b>	Modélisation de la structure	<b>117</b>
<b>IV.5.</b>	Analyse du comportement de la structure	<b>118</b>
<b>IV.6.</b>	Justification de l'interaction voiles-portiques	<b>120</b>
<b>IV.7.</b>	Vérification de la résultante des forces sismique	<b>122</b>
<b>IV.8.</b>	Vérification de l'effort normal réduit	<b>122</b>
<b>IV.9.</b>	Justification vis-à-vis des déplacements	<b>123</b>
<b>IV.10</b>	Justification vis-à-vis de l'effet (P- $\Delta$ )	<b>125</b>
<b>IV.11.</b>	Conclusion	<b>126</b>

## *Chapitre V : Etude des éléments structuraux*

<b>V.1.</b>	Etude des poutres	<b>127</b>
<b>V.2.</b>	Etude des poteaux	<b>136</b>
<b>V.3.</b>	Etude des voiles	<b>149</b>
<b><i>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure</i></b>		
<b>VI.1.</b>	Introduction	<b>158</b>
<b>VI.2.</b>	Choix du type des fondations	<b>158</b>
<b>VI.4.</b>	Etude des fondations	<b>158</b>
<b>VI.5.</b>	Voile périphérique	<b>175</b>
	<b>Conclusion</b>	
	<b>Bibliographie</b>	
	<b>Annexes</b>	

# LISTE DES FIGURES

<b>Fig.I.1.</b>	Evaluation de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton	<b>8</b>
<b>Fig.I.2.</b>	Diagramme des contraintes du béton	<b>9</b>
<b>Fig.I.3.</b>	Diagramme des contraintes limite du béton	<b>9</b>
<b>Fig.I.4.</b>	Diagramme contrainte déformation de l'acier	<b>12</b>
<b>Fig.I.5.</b>	Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots	<b>13</b>
<b>Fig.II.1.</b>	Coupe de voile en élévation	<b>17</b>
<b>Fig.II.2.</b>	Coupe transversale sur un plancher à corps creux	<b>18</b>
<b>Fig.II.3.</b>	Schéma de la disposition des poutrelles	<b>19</b>
<b>Fig.II.4.</b>	Coupe transversale d'une poutrelle	<b>20</b>
<b>Fig.II.5.</b>	Coupe verticale de l'escalier	<b>22</b>
<b>Fig.II.6.</b>	Escalier à trois volées	<b>23</b>
<b>Fig.II.7.</b>	Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges	<b>34</b>
<b>Fig.II.8.</b>	Poteau « P <sub>1</sub> » de la descente de charges	<b>34</b>
<b>Fig.II.9.</b>	Section brute (B <sub>r</sub> )	<b>42</b>
<b>Fig.III.1.</b>	Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées	<b>45</b>
<b>Fig.III.2.</b>	Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées	<b>45</b>
<b>Fig.III.3.</b>	Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées	<b>46</b>
<b>Fig.III.4.</b>	Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées	<b>46</b>
<b>Fig.III.5.</b>	Schéma de ferrailage de la dalle de compression	<b>72</b>
<b>Fig.III.6.</b>	Schéma de ferrailage du balcon sur deux appuis	<b>77</b>
<b>Fig.III.7.</b>	Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis	<b>82</b>
<b>Fig.III.8.</b>	Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier	<b>86</b>
<b>Fig.III.9.</b>	Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier	<b>89</b>
<b>Fig.III.10.</b>	Schéma de ferrailage de la poutre brisée	<b>93</b>
<b>Fig.III.11.</b>	Cage d'ascenseur	<b>95</b>
<b>Fig.III.12.</b>	Schéma représentant la surface d'impact	<b>95</b>
<b>Fig.III.13.</b>	Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie	<b>100</b>
<b>Fig.III.14.</b>	Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	<b>103</b>
<b>Fig.III.15.</b>	Coupe transversale de l'acrotère	<b>103</b>
<b>Fig.III.16.</b>	Section à ferrailer	<b>106</b>
<b>Fig.III.17.</b>	Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible)	<b>109</b>
<b>Fig.III.18.</b>	Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	<b>112</b>
<b>Fig.IV.1.</b>	Disposition des voiles	<b>117</b>
<b>Fig.IV.2.</b>	Vue en 3D (Sap 2000)	<b>118</b>
<b>Fig.IV.3.</b>	1 <sup>er</sup> mode (translation suivant Y)	<b>118</b>
<b>Fig.IV.4.</b>	2 <sup>ème</sup> mode (translation suivant X)	<b>119</b>
<b>Fig.IV.5.</b>	3 <sup>ème</sup> mode torsion	<b>119</b>
<b>Fig.V.1.</b>	Dispositions constructives des portiques.	<b>128</b>
<b>Fig.V.2.</b>	Ferrailage des poutres principales et secondaires d'entresol	<b>135</b>
<b>Fig.V.3.</b>	Réduction des sections de poteaux	<b>147</b>

<b>Fig.V.4.</b>	Disposition des voiles	<b>151</b>
<b>Fig.V.5.</b>	Schéma de ferrailage de voile ( $V_{x1}$ )	<b>157</b>
<b>Fig.VI.1.</b>	Semelle isolée	<b>159</b>
<b>Fig.VI.2.</b>	Semelle filante	<b>159</b>
<b>Fig.VI.3.</b>	Schéma de ferrailage du radier	<b>167</b>
<b>Fig.VI.4.</b>	Schéma de rupture de dalle de radier	<b>168</b>
<b>Fig.VI.5.</b>	Sollicitation sur la nervure du sens (x-x)	<b>169</b>
<b>Fig.VI.6.</b>	Sollicitation sur la nervure du sens (y-y)	<b>170</b>
<b>Fig.VI.7.</b>	Section à ferrailer	<b>171</b>
<b>Fig.VI.8.</b>	Schéma de ferrailage des nervures du radier	<b>174</b>
<b>Fig.VI.9.</b>	Répartition des contraintes sur le voile périphérique	<b>176</b>
<b>Fig.VI.10.</b>	Schéma de ferrailage de voile périphérique	<b>179</b>

# LISTE DES TABLEAUX

<b>Tab.I.1.</b>	$f_e$ en fonction du type d'acier.	<b>11</b>
<b>Tab.II.1.</b>	Les dimensions de la cage d'escalier à l'intérieur du bâtiment	<b>27</b>
<b>Tab.II.2.</b>	Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers	<b>28</b>
<b>Tab.II.3.</b>	Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine	<b>29</b>
<b>Tab.II.4.</b>	Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs	<b>30</b>
<b>Tab.II.5.</b>	Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers	<b>31</b>
<b>Tab.II.6.</b>	Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1 et 3	<b>32</b>
<b>Tab.II.7.</b>	Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 2	<b>32</b>
<b>Tab.II.8.</b>	Les surfaces pour chaque niveau	<b>35</b>
<b>Tab.II.9.</b>	Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau $P_1$	<b>36</b>
<b>Tab.II.10.</b>	La loi de dégression pour le poteau $P_1$	<b>36</b>
<b>Tab.II.11.</b>	Evaluation des charges « G » pour le poteau $P_1$	<b>36</b>
<b>Tab.II.12.</b>	L'effort normal ultime « $N_u$ » dans chaque niveau	<b>40</b>
<b>Tab.II.13.</b>	La vérification de la résistance (compression simple)	<b>41</b>
<b>Tab.II.14.</b>	La vérification au flambement	<b>43</b>
<b>Tab.III.1.</b>	Les Types de poutrelles	<b>47</b>
<b>Tab.III.2.</b>	Combinaisons d'actions	<b>48</b>
<b>Tab.III.3.</b>	Les moments isostatiques max en travées	<b>50</b>
<b>Tab.III.4.</b>	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC Etage C (type 3)	<b>52</b>
<b>Tab.III.5.</b>	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC Etage C (type 3)	<b>52</b>
<b>Tab.III.6.</b>	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher Etage C Tinacc(type 2)	<b>55</b>
<b>Tab.III.7.</b>	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher Etage C Tinacc(type 2)	<b>56</b>
<b>Tab.III.8.</b>	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher Entresol (type 6)	<b>56</b>
<b>Tab.III.9.</b>	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher Entresol (type 6)	<b>56</b>
<b>Tab.III.10.</b>	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher Etage C RDC (type 5)	<b>56</b>
<b>Tab.III.11.</b>	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher Etage C RDC (type 5)	<b>57</b>
<b>Tab.III.12.</b>	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher Etage C (type 4)	<b>57</b>
<b>Tab.III.13.</b>	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher Etage C (type 4)	<b>57</b>
<b>Tab.III.14.</b>	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher Tacc (type 3)	<b>57</b>
<b>Tab.III.15.</b>	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher Tacc (type 3)	<b>57</b>
<b>Tab.III.16.</b>	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher Entresol RDC (type 1)	<b>58</b>
<b>Tab.III.17.</b>	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher Entresol RDC (type 1)	<b>58</b>
<b>Tab.III.18.</b>	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher Tinacc(type 2)	<b>58</b>
<b>Tab.III.19.</b>	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher Tinacc(type 2)	<b>59</b>
<b>Tab.III.20.</b>	Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant	<b>69</b>
<b>Tab.III.21.</b>	Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible	<b>69</b>
<b>Tab.III.22.</b>	Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible	<b>69</b>
<b>Tab.III.23.</b>	Le ferrailage des différentes poutrelles	<b>70</b>
<b>Tab.III.24.</b>	Schémas de ferrailage des différentes poutrelles	<b>70</b>
<b>Tab.III.25.</b>	Ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis	<b>75</b>

<b>Tab.III.26.</b>	Evaluation de la flèche dans la dalle a deux appuis	<b>76</b>
<b>Tab.III.27.</b>	Ferraillage de la dalle pleine sur trois appuis	<b>80</b>
<b>Tab.III.28.</b>	Tableau de ferraillage de la partie AD=GJ de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis	<b>84</b>
<b>Tab.III.29.</b>	Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	<b>86</b>
<b>Tab.III.30.</b>	Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier	<b>86</b>
<b>Tab.III.31.</b>	Résultats de ferraillage de la 2 <sup>ème</sup> partie	<b>87</b>
<b>Tab.III.32.</b>	Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	<b>90</b>
<b>Tab.III.33.</b>	Le ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis	<b>90</b>
<b>Tab.III.34.</b>	Calcul à l'ELS	<b>93</b>
<b>Tab.III.35.</b>	Ferraillage de la dalle pleine du local machinerie	<b>98</b>
<b>Tab.III.36.</b>	Ferraillage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	<b>101</b>
<b>Tab.III.37.</b>	Charge permanente revenant à l'acrotère	<b>104</b>
<b>Tab.III.38.</b>	Combinaisons d'actions de l'acrotère	<b>105</b>
<b>Tab.III.39.</b>	Section d'armature longitudinale de poutre de chaînage	<b>110</b>
<b>Tab.IV.1.</b>	Valeurs des pénalités $Pq$	<b>114</b>
<b>Tab.IV.2.</b>	Période de vibration masse modal	<b>120</b>
<b>Tab.IV.3.</b>	Interaction sous charge verticale	<b>121</b>
<b>Tab.IV.4.</b>	Interaction sous charge horizontale	<b>121</b>
<b>Tab.IV.5.</b>	Interaction sous charge horizontale sens (y-y)	<b>122</b>
<b>Tab.IV.6.</b>	Vérification de l'effort tranchant à la base	<b>122</b>
<b>Tab.IV.7.</b>	Vérification de l'effort normal réduit	<b>123</b>
<b>Tab.IV.8.</b>	Vérification des déplacements relatif sens (x-x)	<b>124</b>
<b>Tab.IV.9.</b>	Vérification des déplacements relatif sens (y-y)	<b>124</b>
<b>Tab.IV.10.</b>	Vérification de l'effet (P- $\Delta$ ) sens (x-x)	<b>125</b>
<b>Tab.IV.11.</b>	Vérification de l'effet (P- $\Delta$ ) sens (x-x)	<b>126</b>
<b>Tab.V.1.</b>	Ferraillage des poutres principales et secondaires	<b>130</b>
<b>Tab.V.2.</b>	Vérification des contraintes tangentielles	<b>133</b>
<b>Tab.V.3.</b>	Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	<b>133</b>
<b>Tab.V.4.</b>	Vérification de l'état limite de compression du béton	<b>134</b>
<b>Tab.V.5.</b>	Vérification de la flèche pour les poutres	<b>134</b>
<b>Tab.V.6.</b>	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	<b>137</b>
<b>Tab.V.7.</b>	Sollicitations dans les poteaux	<b>138</b>
<b>Tab.V.8.</b>	Ferraillage des poteaux	<b>141</b>
<b>Tab.V.9.</b>	Calcul des armatures transversales	<b>141</b>
<b>Tab.V.10.</b>	Vérification du flambement pour les poteaux	<b>143</b>
<b>Tab.V.11.</b>	Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	<b>144</b>
<b>Tab.V.12.</b>	Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	<b>144</b>
<b>Tab.V.13.</b>	Les moments résistants dans les poteaux	<b>146</b>
<b>Tab.V.14.</b>	Vérification de la zone nodale	<b>146</b>
<b>Tab.V.15.</b>	Schéma de ferraillage des poteaux dans chaque niveau	<b>148</b>
<b>Tab.V.16.</b>	Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x2}$ // à x-x	<b>151</b>
<b>Tab.V.17.</b>	Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x1}$ dans tous les niveaux	<b>155</b>

<b>Tab.V.18.</b>	Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x2}$ dans tous les niveaux	<b>156</b>
<b>Tab.V.19.</b>	Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y1}$ dans tous les niveaux	<b>157</b>
<b>Tab.VI.1.</b>	Résumé des résultats de ferrailage du radier	<b>165</b>
<b>Tab.VI.2.</b>	Vérification des contraintes de la dalle du radier	<b>166</b>
<b>Tab.VI.3.</b>	Vérification des contraintes de la dalle du radier après redimensionnement de la section d'acier.	<b>167</b>
<b>Tab.VI.4.</b>	Sollicitations de la nervure de radier dans le sens x-x à L'ELU	<b>170</b>
<b>Tab.VI.5.</b>	Sollicitations de la nervure de radier dans le sens x-x à L'ELS	<b>170</b>
<b>Tab.VI.6.</b>	Sollicitations de la nervure de radier dans le sens y-y à L'ELU	<b>170</b>
<b>Tab.VI.7.</b>	Sollicitations de la nervure de radier dans le sens y-y à L'ELS	<b>171</b>
<b>Tab.VI.8.</b>	Résumé des résultats de ferrailage des nervures	<b>171</b>
<b>Tab.VI.9.</b>	Vérification des contraintes des nervures de radier	<b>172</b>
<b>Tab.VI.10.</b>	Vérification des contraintes de la dalle du radier après redimensionnement de la section d'acier.	<b>173</b>
<b>Tab.VI.11.</b>	Section des armatures du voile périphérique	<b>176</b>
<b>Tab.VI.12.</b>	Vérification des contraintes	<b>178</b>

# Introduction générale

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageant, ils ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices, doit-il faut tenir compte dans la conception et le calcul des structures ?

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

Pendant leurs oscillations, les constructions tendent à résister au déplacement de leur base et à conserver leur immobilité, ce qui donne naissance à des forces d'inerties qui agissent dans le sens opposé au mouvement du sol, plus la construction est lourde plus la résistance au mouvement est grande et plus grandes sont les forces d'inerties qu'elle subit. Ces forces déforment la superstructure et constituent donc pour elle des charges en plus, auxquelles elle doit résister.

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, il dépend de l'activité tectonique ainsi que de la nature du sol. A l'instar des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie est soumise à des grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+7+Entresol, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, sur le comportement de la structure.

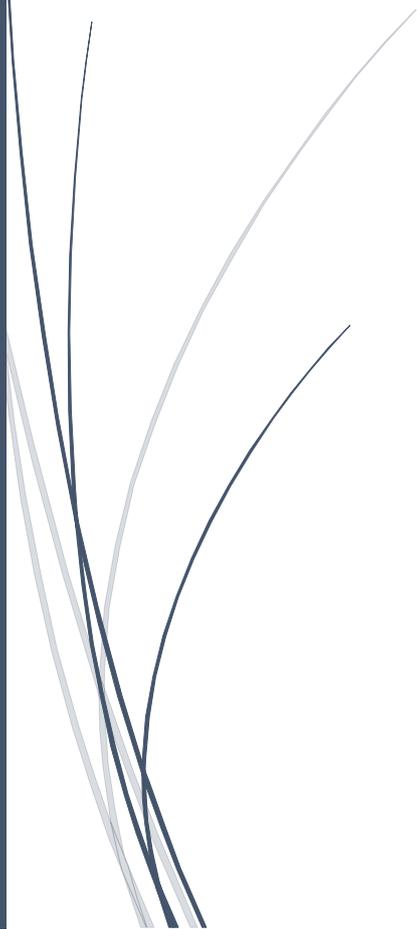
Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul 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 : Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+7+entresol) implanté à **Bejaïa**, cette structure est destinée seulement pour l'usage d'habitation, elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe d'usage **2**, ayant une importance moyenne.

L'assiette du projet se trouve dans le lieu-dit classé en zone moyenne sismicité (zone **IIa**).

### I.2. Caractéristique de la structure :

#### I.2.1. Caractéristiques géométriques :

- ✓ Largeur en plan RDC + Entresol+ Etage Courant.....**16.00m.**
- ✓ Longueur en plan RDC + Entresol.....**26.5m.**
- ✓ Longueur en plan Etage Courant.....**18.2m**
- ✓ Hauteur totale du bâtiment.....**24.48m.**
- ✓ Hauteur du RDC.....**3.06m.**
- ✓ Hauteur de L'entresol.....**3.06m.**
- ✓ Hauteur des étages courants.....**3.06m.**

#### I.2.2. Données de site :

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.
- ❖ Le sol de notre site est constitué par une couche de remblais, des argiles limoneuses légèrement graveleuse, des argiles graveleuses et des argiles limoneuses.
- ❖ La contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 1,3 \text{ bars}$ .
- ❖ L'ancrage minimal des fondations : **D=3.60 m**

#### I.2.3 : Description structurale :

- ❖ **Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **Les maçonneries** :
  - les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm Séparées par une âme d'air de 5cm.
  - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm

- ❖ **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.
- ❖ **Balcons** :  
Les balcons sont réalisés en dalle pleine.
- ❖ **L'infrastructure** :  
Elle assure les fonctions suivantes :
  - transmission des charges verticales et horizontales au sol.
  - limitation des tassements différentiels

#### **I.2.4. Choix du contreventement :**

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone **IIa**, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

**I.3 : Règlements et normes utilisés** : Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ DTR BC2.33.2.

#### **I.4. Etats limites : (BAEL91)**

**I.4.1 : Définition** : Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

**a) Etat limite ultime** : Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

**b) Etat limite de service** : Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

#### **I.4.2 les hypothèses de calcul :**

##### **I.4.2.1 E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)**

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y a pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte déformation  $(\sigma; \varepsilon)$  de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas
- 7- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

#### **I.4.2.2 E.L.S : BAEL91 (article IV.1)**

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )
- 3-  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  avec  $E_s$  : module de Young de l'acier ;

$n$  : coefficient d'équivalence acier-béton.

- 4- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

### **I.5.Actions et sollicitations :**

#### **I.5.1 les actions :**

##### **I.5.1.1 Définitions :**

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc

- ❖ Des charges permanentes.
- ❖ Des charges d'exploitations.
- ❖ Des charges climatiques.

##### **I.5.1.2 Valeurs caractéristiques des actions :**

- **Les actions permanentes (G) :**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Le poids propre de la structure.
- ❖ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ❖ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ❖ Les déformations imposées à la structure.

➤ **Les actions variables (Q) :**

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Les charges d'exploitations.
- ❖ Les charges climatiques (neige et vent).
- ❖ Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ❖ Les chocs.
- ❖ Les séismes.
- ❖ Les explosions.
- ❖ Les feux.

### I.5.1.3. Valeurs de calcul des actions :

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

**a. Combinaison d'action à l'ELU :**

✓ **Situation durable ou transitoire :**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + 1,5Q_1 + \sum 1,3\psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$  pour les bâtiments à usage courant.

$\psi_{0i}$ : Coefficient de pondération.

✓ **Situations accidentelles :**

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\psi_{1i} Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

$F_A$  : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$  : Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

### b. Combinaison d'action à l'E L S :

$$G_{\max}+G_{\min}+Q_1+\sum \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$  pour l'effet de la température.

Avec :

$G_{\max}$  : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

$G_{\min}$  : l'ensemble des actions permanentes favorable.

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

### c. Combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Situations durables :  $ELU: 1,35G+1,5Q$   
 $ELS : G+Q$
- Situations accidentelles :  $G+Q+E$   
 $0,8G+E$

### I.5.2. Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

## I.6. Caractéristique des matériaux :

### I.6.1. Le béton :

#### I.6.1.1. Définition :

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

### I.6.1.2. Composition du béton :

Pour un mètre cube du béton courant est composé de :

350 Kg de ciment (CPA 325).

400 l Sable ( $0 < D_g < 5\text{mm}$ ).

800 l de  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons (} 5 < D_g < 15\text{mm) .} \\ \text{Gravier (} 15 < D_g < 25\text{mm) .} \end{array} \right.$

175 l d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique apparente qui varie entre  $2200 \text{ Kg/m}^3$  et  $2500 \text{ Kg/m}^3$ .

### I.6.1.3 Résistance caractéristique du béton :

#### a. Résistance caractéristique en compression $f_{cj}$ :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté «  $f_{c28}$  »). Cette résistance ( $f_{cj}$  en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif,  $f_{cj}$  est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est  $f_{cj}$ .

#### ✓ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$ .

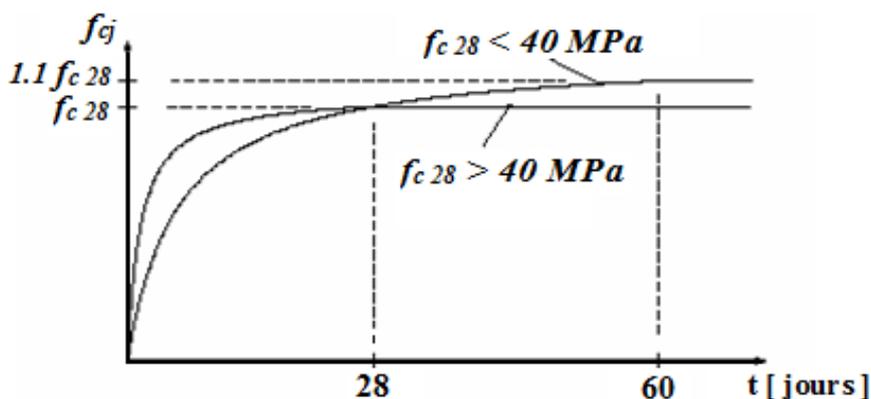
$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

#### ✓ Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$ .

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$



**Fig.I.1 : Evaluation de la résistance  $f_{c_j}$  en fonction de l'âge du béton.**

Pour  $1\text{m}^3$  de béton courant doser à 350 kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne  $f_{c28}$ . Comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend  $f_{c28} = 25$  MPa.

**b. Résistance à la traction  $f_{tj}$  :**

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c_j} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa .}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{c_j} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour } j=28 \text{ jours et } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

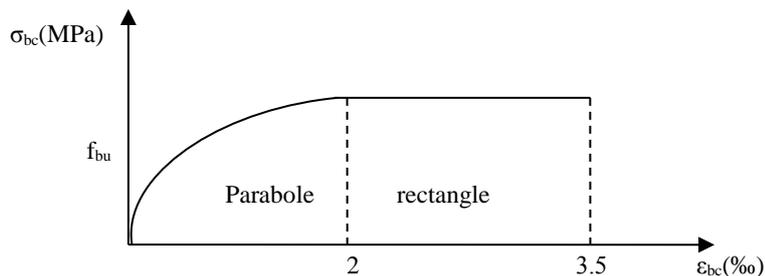
**c. Contrainte limite**

**c. 1. Etat limite ultime :**

- ✓ **Contrainte ultime de compression :**

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

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



**Fig.I.2 : Diagramme des contraintes du béton.**

$f_{bu}$  : contrainte ultime du béton en compression.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$  en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$  en situations accidentelles.

$f_{bu} = 14,20$  MPa pour :  $\gamma_b = 1,5$

$f_{bu} = 18,48$  MPa pour :  $\gamma_b = 1,15$

✓ **Contrainte ultime de cisaillement :**

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

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

$\tau_{Adm} = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{Mpa})$  pour la fissuration préjudiciable.

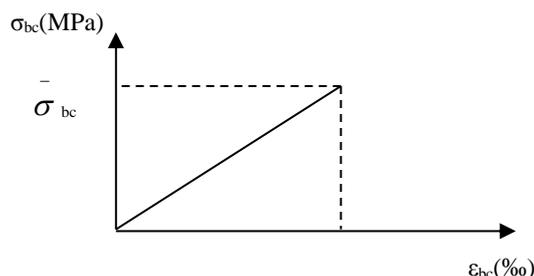
Dans notre cas on a  $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$  donc :

$\tau_{Adm} = 3,33 \text{Mpa}$  —————> fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = 2,5 \text{Mpa}$  —————> fissuration préjudiciable.

**C .2. Etat limite de service :**

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité



**Fig.I.3 : Diagramme des contraintes limite du béton.**

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

#### **d. Déformation longitudinale du béton :**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$

##### ✓ **Le module de déformation longitudinale instantané :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa}$$

##### ✓ **Le module de déformation longitudinale différé :**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule :

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij} .$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} .$$

Pour les vérifications courantes :  $j > 28$  jours on a :

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on a :

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

##### ✓ **Module déformation transversale :**

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \text{ (Module de glissement).}$$

Avec :

E : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson  $\nu$  par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec :

$\xi_t$ : déformation limite transversale.

$\xi_L$ : déformation limite longitudinale.

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

### I.6.2 L'acier :

#### a. Définition :

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

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

#### b. Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité :  $f_e$

### Principales armatures utilisés

Tableau I.1 :  $f_e$  en fonction du type d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
<b>Désignation</b>	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
<b><math>f_e</math> [MPa]</b>	215	235	400	500	500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

#### c. Contrainte limite :

##### ✓ Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

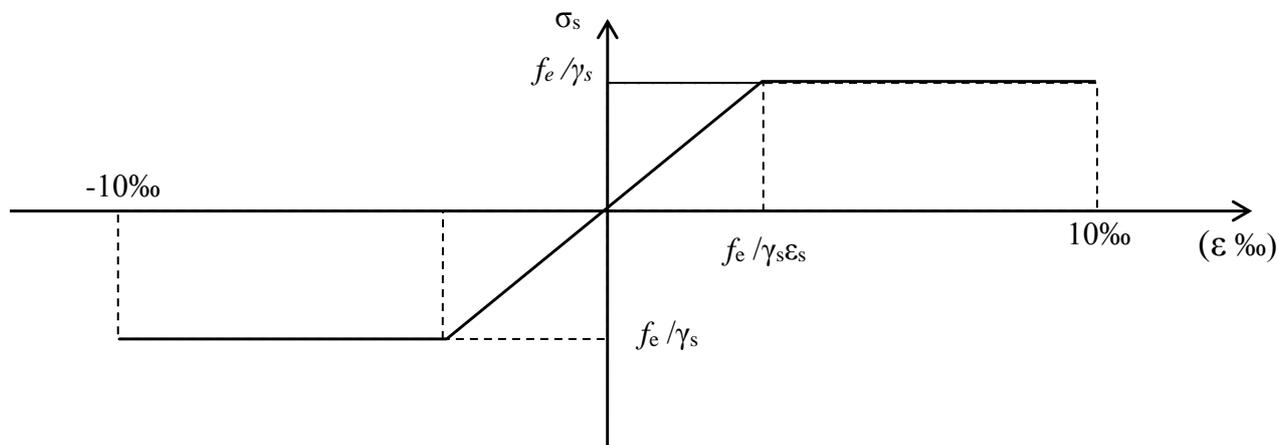


Fig.I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$E_s = 200\,000$  MPa.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \quad \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{array} \right.$$

✓ **Etat limite de service :**

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

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

$\eta = 1,6$  pour les armatures à hautes adhérence (HA).

**I.7 Hypothèses de calcul :**

**I.7.1 Calcul aux états limites de services :**

- Les sections droites restent planes, et il n’y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l’acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d’élasticités longitudinaux de l’acier et de béton est pris égal à 15 ( $\eta = \frac{E_s}{E_b}$ ),  $\eta$ : est appelé coefficient d’équivalence.

$$15 \left( \eta = \frac{E_s}{E_b} \right), \eta: \text{ est appelé coefficient d'équivalence.}$$

**I.7.2 Calcul aux états limite ultimes de résistance :**

- Les sections droites restent planes, et il n’y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L’allongement relatif de l’acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\epsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \quad \text{en flexion}$$

$$\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \text{en compression centrée}$$

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l’un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

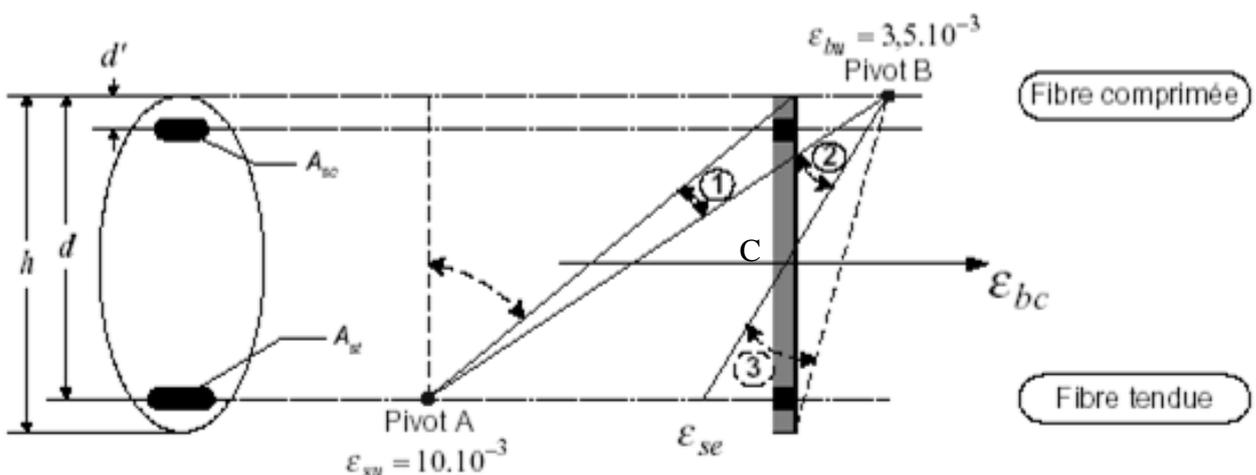


Figure X-1 - Diagrammes des déformations limites (ELU)

**Fig.I.5 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.**

Tel que :

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

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

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

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28} = 25$  Mpa.
- ✓ La résistance à la traction  $f_{t28} = 2.1$  Mpa.
- ✓  $E_{vj} = 10721,40$  Mpa.
- ✓  $E_{ij} = 32164.20$  Mpa.
- ✓  $f_e = 400$  MPa.



## Chapitre II

# Prédimensionnement des éléments



**II.1 : Introduction :**

Le pré dimensionnement des éléments résistants présente le point de départ et la base de tout étude en génie civil.

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (poteaux, poutre...) soient pré dimensionnés de telle manière à reprendre toute les sollicitations suivantes :

- Sollicitation verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le pré dimensionnement de la structure se fait conformément aux documents techniques règlementaires (CBA93, RPA99/2003 et BAEL99).

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérification dans la phase de dimensionnement.

**II.2: Prédimensionnement des éléments principaux :****II.2.1. Les poutres :****II.2.1.1. Les poutres principales :** elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

Selon le BAEL91 le prédimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante:

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

- $h$  : hauteur de la poutre.
- $L_{\max}$  : distance maximale entre nus d'appuis ( $L_{\max} = 530 - 40 = 490 \text{ cm}$ )

D'où :

$$L_{\max} = 490 \text{ cm} \Rightarrow 32.66 \text{ cm} \leq h \leq 49 \text{ cm}$$

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

$$\mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

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

- $b \geq 20 \text{ cm}$  condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$  condition vérifiée.

- $h/b = 40/30 = 1.33 < 4$  condition vérifiée.

**II.2.1.2 : Les poutres secondaires :** elles sont parallèles aux poutrelles.

$L_{\max}$ : portée maximale entre nus d'appuis ( $L_{\max} = 545 - 45 = 500$  cm)

$L_{\max} = 500 \text{ cm} \Rightarrow 33.33 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm}$ .

On prend :  **$h = 40$  cm**

**$b = 30$  cm**

Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

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

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

### II.2.2. Poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le prédimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

Pour des poteaux carrés :

- Entresol, RDC :  $(b, h) = (50, 50) \text{ cm}^2$
- 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup>, étages :  $(b, h) = (45, 45) \text{ cm}^2$ .
- 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup> étages:  $(b, h) = (40, 40) \text{ cm}^2$ .
- 6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup> étages:  $(b, h) = (35, 35) \text{ cm}^2$ .

### II.2.3. Les voiles :

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

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15 \text{ cm}$ ..... (1).
- $e > h_e / 20$ ..... (2). RPA (article 7.7.1)
- $L > 4 e$ ..... (3).

$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est la même dans tous les étages donc :

$$h_e = 306 - 24 = 282 \text{ cm}$$

$e$  : Epaisseur du voile.

$L$  : Longueur du voile.

$$e \geq 15 \text{ cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

$$e = 15 \text{ cm.}$$

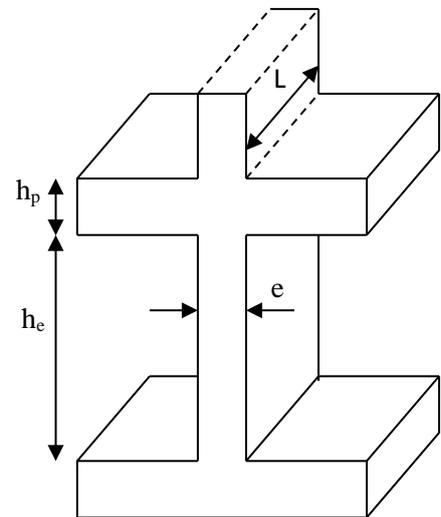


Fig. II.1. Coupe de voile en élévation.

### II.3. Prédimensionnement des éléments secondaires :

#### II.3.1.les planchers :

- **Définition : Définition :** Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :
  - Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
  - Les charges permanentes (cloisons, revêtements...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalles pleine pour les balcons.

#### a). Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA (article B.6.8.4.2.4).}$$

Avec :

$L_{\max}$  : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

- On supposera des poutres (40\*45).
- Le choix du sens de disposition des poutrelles et pris selon le critère de la continuité et la réduction de la flèche.

$$L_{\max} = (545 - 45) = 500\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{500}{22.5} = 22.22\text{cm}.$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ( $h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 20 + 4$ ) = 24cm.

Avec :

$h_{cc} = 20\text{cm}$  : Hauteur du corps creux.

$h_{ddc} = 4\text{cm}$  : Hauteur de la dalle de compression.

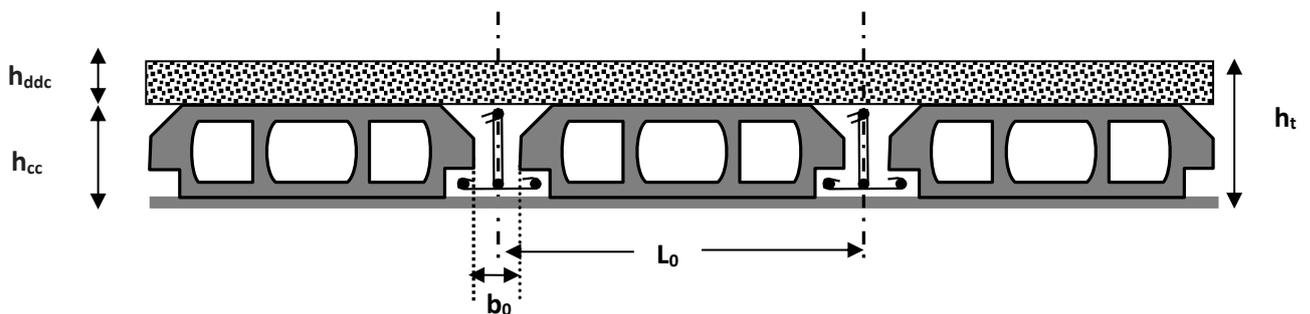


Fig. II.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

$L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

$b_0$  : largeur de la nervure.

- **Les poutrelles :**

- **Définition**

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

- **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (fig. II.3).

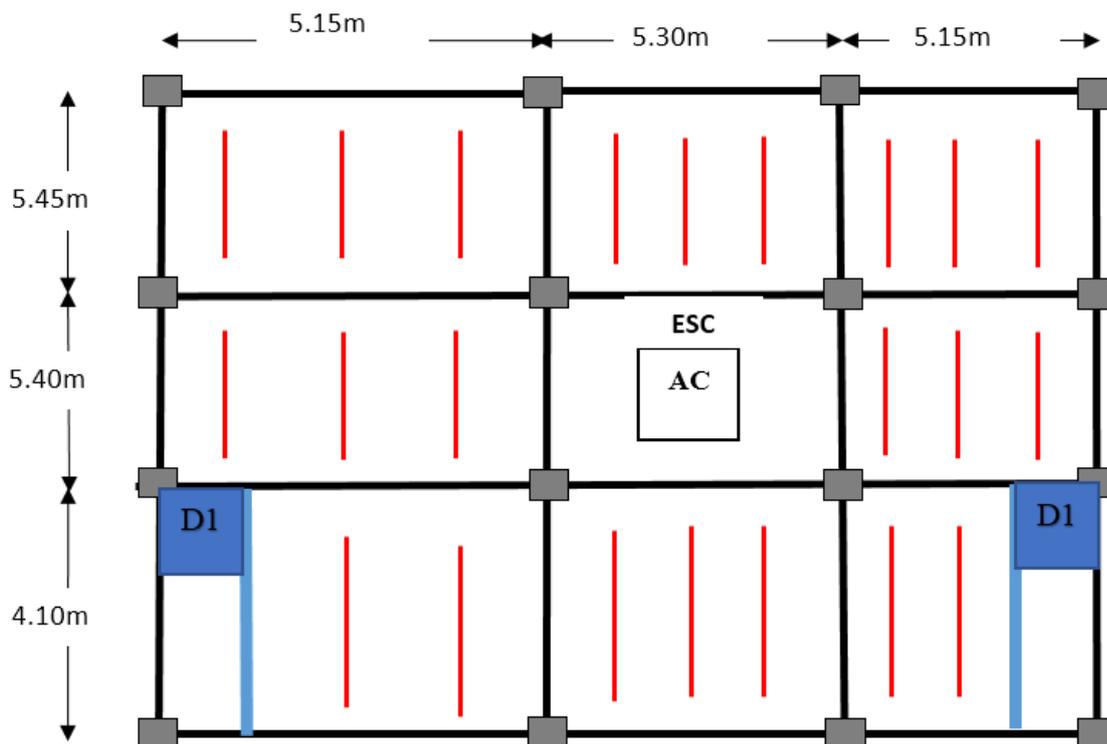


Fig. II.3. Schéma de la disposition des poutrelles.

— : poutre de chaînage

- **Dimensionnement des poutrelles :**

Détermination de la largeur de la table de compression :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

$b$  : Largeur de la table de compression.

$L_x$  : distance entre nus des deux poutrelles.

$$L_x = 65 - 15 = 50 \text{ cm.}$$

$L_y$  : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$L_y = 410 - 45 = 365 \text{ cm}$$

Donc :

$$L_x = 50 \text{ cm, } L_y = 365 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{50}{2}; \frac{365}{10}\right) \rightarrow b_1 \leq \min(25; 36.5)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 25 \text{ cm}$$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 25 + 15 = 65 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{b = 65 \text{ cm}}$$

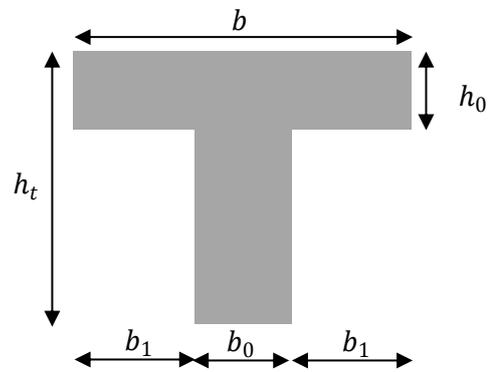
**b). Plancher en dalle pleine :**

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

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

➤ **Critère de résistance :**

$$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$



**Fig. II.4. Coupe transversale d'une poutrelle.**

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec } \rho \geq 0.4$$

➤ **Coupe-feu :**

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

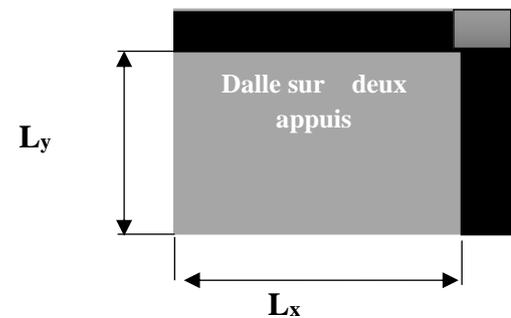
$e \geq 11\text{cm}$  → Pour deux heures de coupe-feu.

Notre projet comporte trois types de dalle pleine :

**1. Dalle sur 2 appuis :**

$$L_x = 135\text{cm} \quad L_y = 185\text{cm}$$

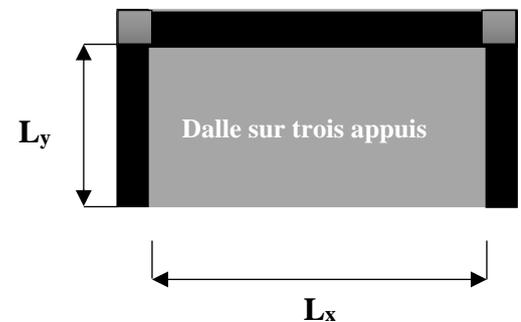
$$e \geq \frac{135}{20} \rightarrow e \geq 6.75 \text{ cm}$$



**2. Dalle sur trois appuis :**

$$L_x = 510\text{cm} \quad L_y = 165\text{cm}$$

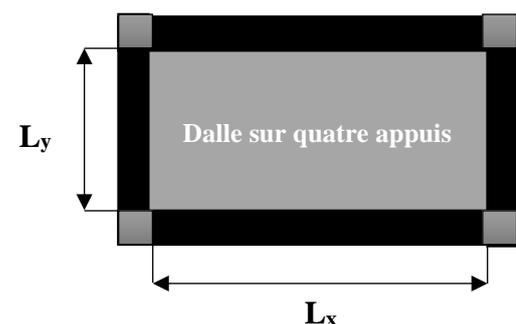
$$\frac{510}{45} \leq e \leq \frac{510}{40} \rightarrow 11.33 \leq e \leq 12.75$$



**3. Dalle sur quatre appuis :**

$$\rho = \frac{5.10}{5.25} = 0.97 > 0.4 \rightarrow \frac{510}{45} \leq e \leq \frac{510}{40} \rightarrow 11.33 \leq e \leq 12.75$$

(Dalle de l'ascenseur)



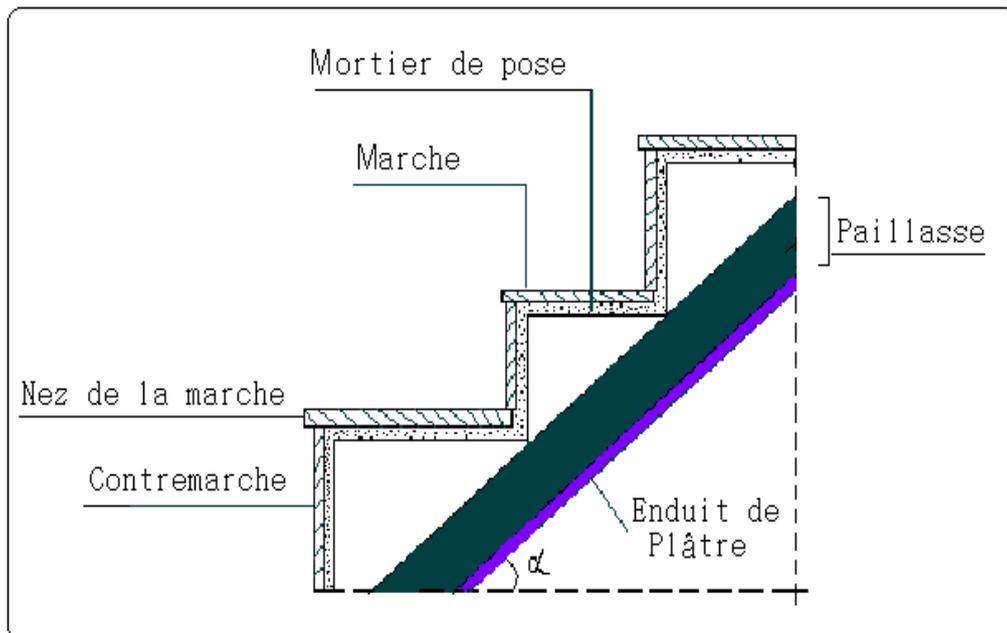
On voit bien que pour les dalles pleines sur deux appuis et sur trois appuis que le critère de coupe-feu qui est déterminant. On opte pour l'ensemble des dalles pleines (balcons) l'épaisseur  $e=14\text{cm}$ .

Par contre pour la dalle sur quatre (dalle de l'ascenseur), on opte pour une épaisseur de **15cm** à cause de chargement important de l'ascenseur.

### c). Les escaliers :

#### c.1). Terminologie :

- **La marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- **L'emmarchement** est la longueur utile de chaque marche.
- **Le giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- **La paillasse** supporte les marches.
- **Volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.



**Fig. II.5. Coupe verticale de l'escalier.**

#### c.2). Types d'escaliers :

On distingue dans notre projet deux type d'escalier : escalier à trois volées.

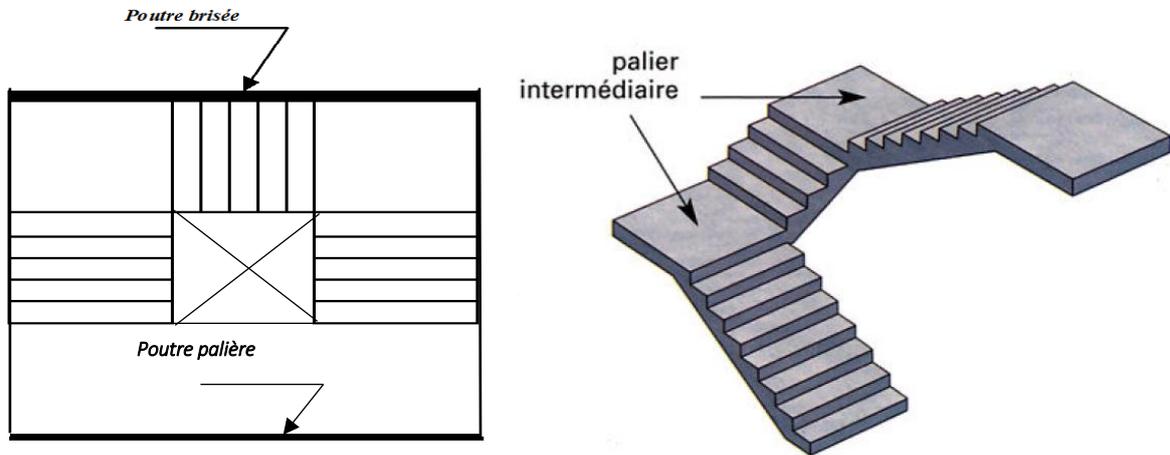


Fig. II.6. Escalier à trois volées.

**c.3). Prédimensionnement des escaliers :**

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

- La hauteur  $h$  des contremarches entre 14 et 18 cm.
- La largeur  $g$  (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL** :  $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$ .

- $g = \frac{L_0}{n-1}$  et  $h = \frac{H}{n}$

$H$  : hauteur de la volée.

$L_0$  : longueur projetée de la volée.

Avec :  $n - 1$  : Nombre de marche ;  $L$  : longueur de la volée ;  $n$  : nombre de contre marche.

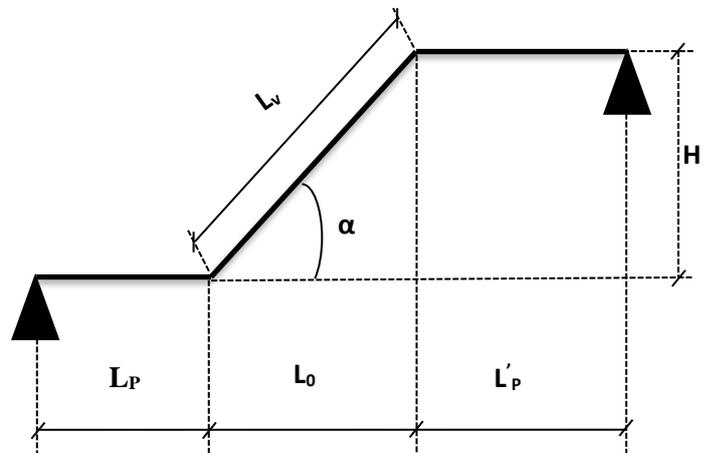
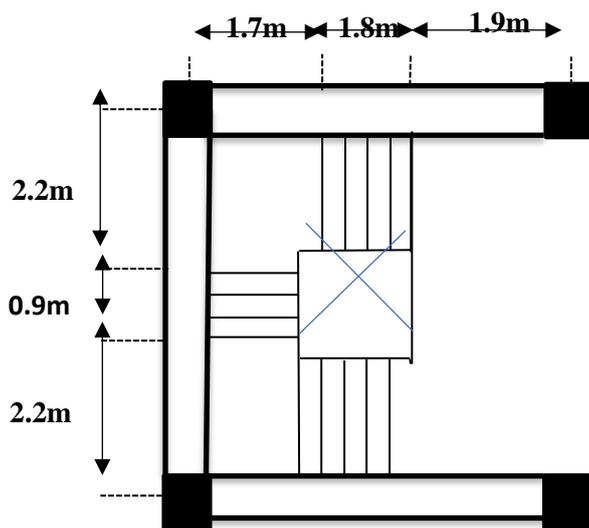
**A). Escalier du RDC et étages courants :**

**c). Les escaliers :**

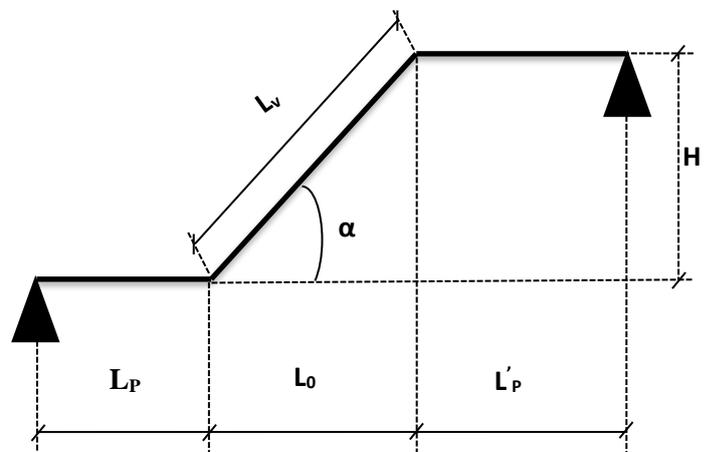
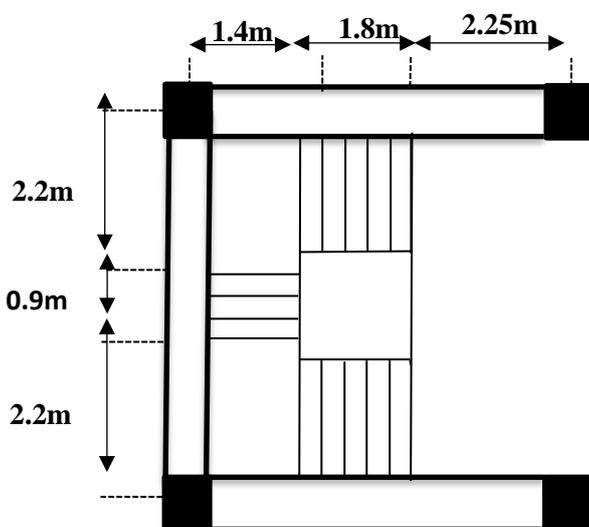
**c.1). Terminologie :**

- **La marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche** est la partie verticale, contre la marche.

- L'**emmarchement** est la longueur utile de chaque marche.
- Le **giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- La **paillasse** supporte les marches.
- **Volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.



**-RDC et étages courant-**



**-Entresol-**

• Première et troisième volée :

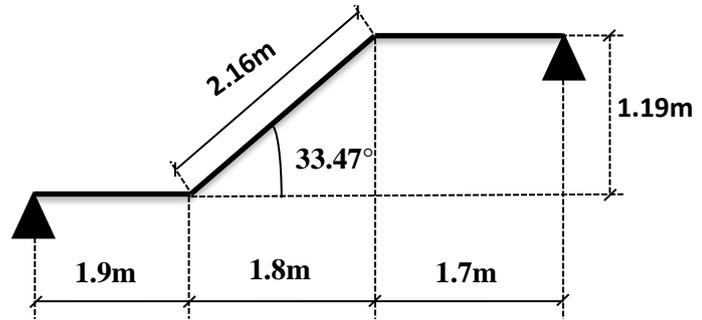
- Epaisseur de la pailleasse :

La longueur développée est :  $L = L_v + L_p + L'_p$ .

$l_v$  : longueur de la volée

$L_p$  : longueur du palier du départ.

$L'_p$  : longueur du palier d'arrivée.



$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p \Rightarrow$$

$$L = 1.9 + \sqrt{1.8^2 + 1.19^2} + 1.7 = 5.76m.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{576}{30} \leq e \leq \frac{576}{20} \Rightarrow 19.2cm \leq e \leq 28.8cm \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots \text{Pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend :  $e = 20 \text{ cm}$ .

- Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a :  $L_0 = 180 \text{ cm}$  ;  $H = 119 \text{ cm}$ .

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 119 + 180)n + 2 \times 119 = 0$$

$$64n^2 - 482n + 242 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est :  $n = 7$ .

Le nombre de marche est :  $n - 1 = 6$ .

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{180}{6} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

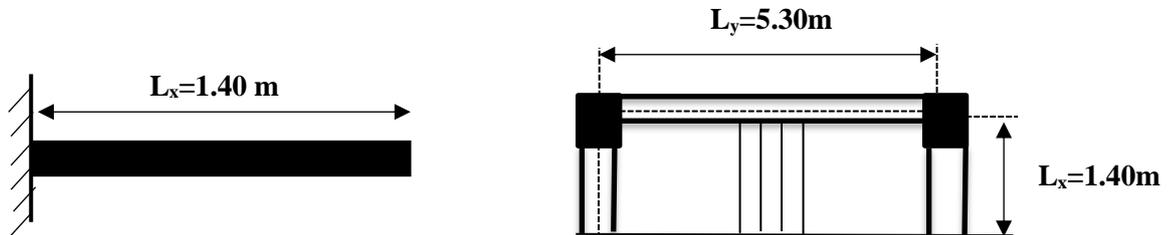
$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{119}{7} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est :  $g = 30cm$ .

La hauteur d'une contremarche est  $h = 17cm$ .

• **Deuxième volée :**

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée).



- **Epaisseur de la paillasse :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{140}{20} \Rightarrow e \geq 7\text{cm} \\ e \geq 11\text{cm} \quad \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend :  $e = 12\text{ cm}$ .

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a :  $L_0 = 90\text{ cm}$  ;  $H = 68\text{ cm}$ .

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 68 + 90)n + 2 \times 68 = 0$$

$$64n^2 - 290n + 136 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marches est :  $n = 4$

Le nombre de marches est :  $n - 1 = 3$ .

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{90}{3} = 30 \Rightarrow g = 30\text{cm}.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{68}{4} = 17 \Rightarrow h = 17\text{cm}.$$

Donc : Le giron d'une marche est :  $g = 30\text{cm}$ .

La hauteur d'une contre marche est  $h = 17\text{cm}$ .

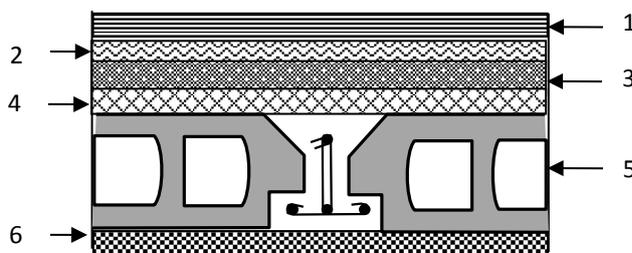
Tableau II.1. Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment :

Cages D'escaliers	Volées	$L_p$ (m)	$L_0$ (m)	$L'_p$ (m)	$L_v$ (m)	H (m)	L (m)	A (°)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)
RDC et étages courants	1	1.9	1.8	1.7	2.16	1.19	5.76	33.47	7	17	30	20
	2	2.2	0.9	2.2	1.13	0.68	5.53	37.073	4	17	30	12
	3	1.4	1.8	2.2	2.16	1.19	5.76	33.47	7	17	30	20
Entresol	1	2.25	1.8	1.4	2.16	1.19	5.81	33.47	7	17	30	20
	2	2.2	0.9	2.2	1.13	0.68	5.53	37.073	4	17	30	12
	3	1.4	1.8	2.25	2.16	1.19	5.81	33.47	7	17	30	20

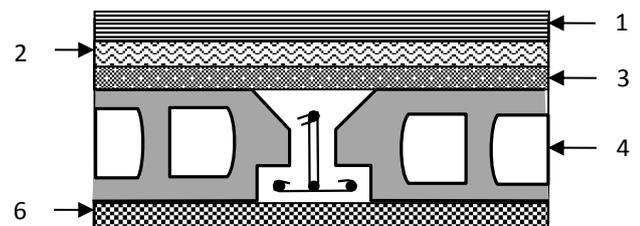
II.4. Evaluation des charges et surcharges :

II.4.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :

II.4.1.1. Plancher terrasse et plancher courant :



Coupe transversale dans le plancher terrasse inaccessible.



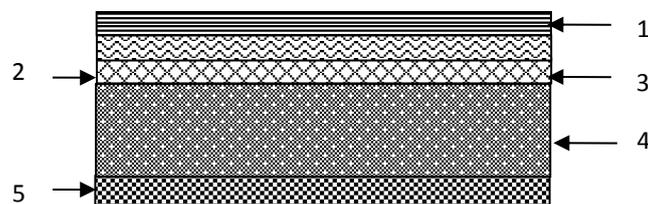
Coupe transversale dans le plancher étage courant.

Tableau II.2. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers :

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Terrasse inaccessible</b>	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	4	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	5	Plancher à corps creux (20+4)	/	/	3.10	
	6	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>6</b>	<b>1</b>
<b>Terrasse accessible à corps creux</b>	1	Carrelage	20	0.02	0.4	1.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Corps creux	/	0.2+0.04	3.10	
	5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27	
	6	Forme de pente	22	0.1	2.2	
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>6.73</b>	<b>1.5</b>
<b>Plancher Courant et</b>	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	

<b>RDC à usage d'habitation</b>	<b>3</b>	Lit de sable	18	0.02	0.36	1.5
	<b>4</b>	Plancher à corps creux (20+4)	/	/	3.10	
	<b>5</b>	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	<b>6</b>	Cloison de distribution	10	0.1	1	
<b>Total</b>	/	/	/		<b>5.58</b>	<b>1.5</b>

II.4.1.2. Plancher à dalle pleine :



Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.

Tableau II.3. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine :

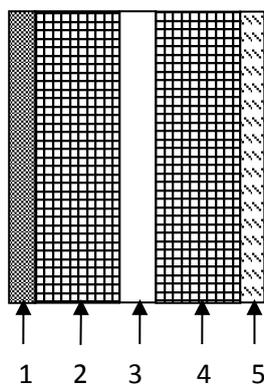
Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Dalle pleine (balcons)</b>	<b>1</b>	Revêtement carrelage	22	0.02	0.44	

	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	3.5
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.14	3.5	
	5	Enduit en plâtre	14	0.02	0.28	
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>4.98</b>	<b>3.5</b>

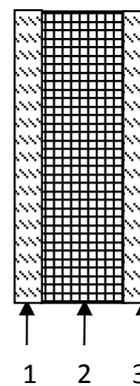
Avec : Q : charges d'exploitations

G : charges permanentes.

**II.4.2. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs :**



Murs extérieurs.



Murs intérieurs.

**Tableau II.4. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs :**

Type de murs	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Murs extérieurs</b>	1	Enduit de ciment	18	0.02	0.36
	2	Brique creuse	/	0.15	1.35

	3	Lame d'aire	/	0.05	/
	4	Brique creuse	/	0.1	0.9
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>2.81</b>
<b>Murs intérieurs</b>	1	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
	2	Brique creuse	/	0.1	0.9
	3	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>1.3</b>

#### II.4.3. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers :

##### ❖ Evaluation des charges pour entresol :

##### II.4.3.1.les paliers :

Tableau II.5. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers :

Désignation	Poids volumique (KN /m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Palier	25	0.20	5	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
<b>Total</b>	/	/	<b>6.48</b>	<b>2.5</b>

##### II.4.3.2. Les volées :

##### II.4.3.2.1: La volée 1 et 3 :

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit :  $\gamma.e/\cos\alpha$
- Poids d'une marche :  $\gamma.h/2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose :  
 Horizontal:  $\gamma.e$ .  
 Vertical:  $\gamma.e.(h/g)$ .

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau II.6. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1 et 3 :**

Désignation		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Paillasse</b>		25	0.2	5.99	2.5
<b>Les marches</b>		22	/	1.87	
<b>Carrelage</b>	<b>Horizontal</b>	22	0.02	0.44	
	<b>Vertical</b>	22	/	0.25	
	<b>Total</b>			0.69	
<b>Mortier de pose</b>	<b>Horizontal</b>	20	0.02	0.40	
	<b>Vertical</b>	20	/	0.22	
	<b>Total</b>	/	/	0.62	
<b>Enduit de plâtre</b>		18	0.015	0.32	
<b>Total</b>		/	/	<b>9.49</b>	

**II.4.3.2.2. La volée 2 :**

**Tableau II.7. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 2 :**

Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
-------------	--------------------------------------	---------------	------------------------------	-----------------------------------

<b>Paillasse</b>		25	0.12	3.76	2.5
<b>Les marches</b>		22	/	1.87	
<b>Carrelage</b>	<b>Horizontal</b>	22	0.02	0.44	
	<b>Vertical</b>	22	/	0.25	
	<b>Total</b>			0.69	
<b>Mortier de pose</b>	<b>Horizontal</b>	20	0.02	0.40	
	<b>Vertical</b>	20	/	0.22	
	<b>Total</b>	/	/	0.62	
<b>Enduit de plâtre</b>		18	0.015	0.32	
<b>Total</b>		/	/	<b>7.26</b>	

**II.5. Descente de charge :**

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.

• **La loi de dégression des charges d’exploitation :**

Soit  $Q_0$  la surcharge d’exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  les charges d’exploitations respectives des planchers des étages

1,2,.....n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : ..... $Q_0$ .
- Sous le dernier étage : ..... $Q_0+Q_1$ .
- Sous l’étage immédiatement inférieur : ..... $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$ .
- Sous l’étage immédiatement inférieur : ..... $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$ .
- Pour  $n \geq 5$  : ..... $Q_0+ (3+n/2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_{an})$ .

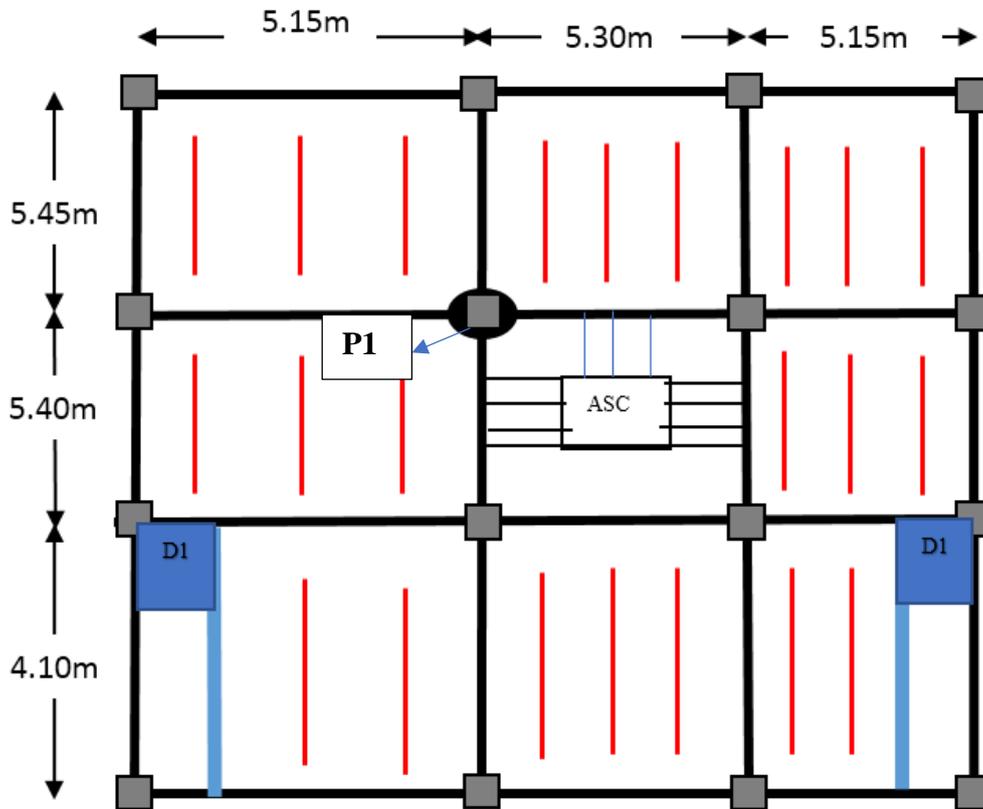


Fig. II.7. Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charge

A) Poteau « P<sub>1</sub> » au niveau de la cage d'escalier :

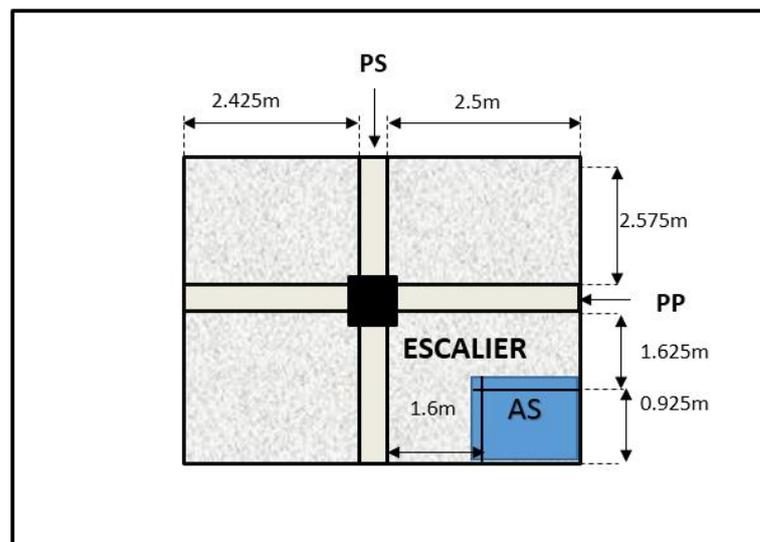


Fig. II.8. Poteau « P<sub>1</sub> » de la descente de charges.

- Poutres principales :  $b \times h = (30, 40)$ .
- Poutres secondaires :  $b \times h = (30, 40)$ .

- ✓ Surface afférente :  $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3$
- ✓ Surface d'escalier :  $S_{\text{escalier}} = S_4$
- ✓ Surface des poutres :  $S_{\text{poutres}} = S_{\text{pp}} + S_{\text{ps}}$
- ✓ Surface totale :  $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$

Les résultats de calcul des surfaces pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.8. Le calcul des surfaces pour chaque niveau :**

Niveau	$S_{\text{afférente}}$ ( $m^2$ )	$S_{\text{escalier}}$ ( $m^2$ )	$S_{\text{poutres}}$ ( $m^2$ )	$S_{\text{totale}}$ ( $m^2$ )
Terrasse inaccessible	25.24	/	3.015	28.255
Etage courant	18.86	5.54	3.015	27.325
RDC	12.428	11.37	3.015	26.81
Entresol	<b>18.803</b>	<b>5.8325</b>	<b>3.015</b>	<b>27.65</b>

• **Evaluation des charges « Q » pour le poteau d'escalier P1 :**

- Surcharge sur terrasse

$$Q_t = q_t \times S_{t \text{ totale}}$$

- Surcharge sur escalier

$$Q_{\text{esc}} = q_{\text{esc}} \times S_{\text{esc}}$$

- Surcharge sur les autres étages

$$Q_i = (q_i \times S_{i \text{ totale}}) + Q_{\text{esc}}$$

Les résultats de calcul des surcharges « Q » pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

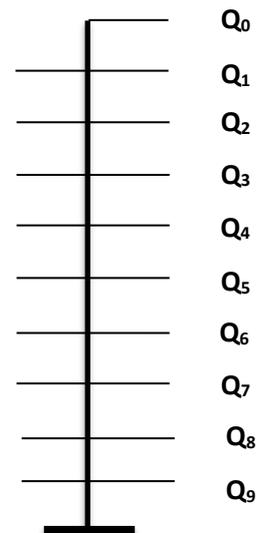
**Tableau II.9. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P<sub>1</sub> :**

Niveau	q (t/m <sup>2</sup> )	q <sub>esc</sub> (t/m <sup>2</sup> )	Q <sub>esc</sub> (t)	Q (t)
Terrasse inaccessible	0.10	/	/	2.82
Etage courant	0.15	0.25	1.385	5.48
RDC	0.15	0.25	2.8425	6.86
Entresol	0.15	0.25	1.458	5.60

- **L'application de la loi de dégression** : les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.10. La loi de dégression pour le poteau P<sub>1</sub> :**

Q <sub>i</sub>	Q (t)
Q <sub>0</sub>	2.82
Q <sub>1</sub>	8.3
Q <sub>2</sub>	13.23
Q <sub>3</sub>	17.61
Q <sub>4</sub>	22
Q <sub>5</sub>	24.74
Q <sub>6</sub>	27.48
Q <sub>7</sub>	30.22
Q <sub>8</sub>	33.9
Q <sub>9</sub>	36.7



- **Evaluation des charges « G » pour le poteau P<sub>1</sub> :**

**Tableau II.11. Evaluation des charges « G » pour le poteau P<sub>1</sub> :**

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
	Plancher	146.48	
	Poutre	30.15	

N0	Poteau (35×35) cm <sup>2</sup>	9.37	
	<b>Total</b>	<b>186</b>	<b>28.2</b>
N1	Venant de N0	186	
	Plancher	105.24	
	Escalier	38.28	
	Poutre	30.15	
	Poteau (35×35) cm <sup>2</sup>	9.37	
	<b>Total</b>	<b>369.04</b>	<b>83</b>
N2	Venant de N1	369.04	
	Plancher	105.24	
	Escalier	38.28	
	Poutre	30.15	
	Poteau (35×35) cm <sup>2</sup>	9.37	
	<b>Total</b>	<b>552.08</b>	<b>132.3</b>
N3	Venant de N2	552.08	
	Plancher	105.24	
	Escalier	38.28	
	Poutre	30.15	
	Poteau (40×40) cm <sup>2</sup>	12.24	
	<b>Total</b>	<b>737.99</b>	<b>176.1</b>
	Venant de N3	737.99	

N4	Plancher	105.24	
	Escalier	38.28	
	Poutre	30.15	
	Poteau (40×40) cm <sup>2</sup>	12.24	
	<b>Total</b>	<b>923.9</b>	<b>220</b>
N5	Venant de N4	923.9	
	Plancher	105.24	
	Escalier	38.28	
	Poutre	30.15	
	Poteau (45×45) cm <sup>2</sup>	15.49	
	<b>Total</b>	<b>1113.06</b>	<b>247.4</b>
N6	Venant de N5	1113.06	
	Plancher	105.24	
	Escalier	38.28	
	Poutre	30.15	
	Poteau (45×45) cm <sup>2</sup>	15.49	
	<b>Total</b>	<b>1302.22</b>	<b>274.8</b>
N7	Venant de N6	1302.22	
	Plancher	105.24	
	Escalier	38.28	
	Poutre	30.15	
	Poteau (45×45) cm <sup>2</sup>	15.49	

	Total	1491.38	302.2
N8	Venant de N7	1491.38	
	Plancher	105.24	
	Escalier	38.28	
	Poutre	30.15	
	Poteau (50×50) cm <sup>2</sup>	19.125	
	Total	1684.175	339
N9	Venant de N8	1684.175	
	Plancher	73.7	
	Escalier	78.23	
	Poutre	30.15	
	Poteau (50×50) cm <sup>2</sup>	19.125	
	Total	1885.38	367
Nu=1.35Gt+1.5Qt		Gt=1885.38 KN	
Ns=Gt+Qt		Qt=367KN	
<b>Ns=2252.38KN</b>		<b>Nu=3095.76KN</b>	

Les calculs montrent que le poteau « P<sub>1</sub> » est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{total}=1885.38kn, Q_{total}=367kn \text{ et } Nu=3095.76kn$$

- **Calcul de l'effort normal ultime N<sub>u</sub> :** N<sub>u</sub> est calculé comme suit : **Nu= 1.35 G + 1.5 Q**

Tableau II.12. L'effort normal ultime «  $N_u$  » dans chaque niveau :

Niveau	G (KN)	Q(KN)	$N_u$ (KN)	$N_u^*=1.1*N_u$
$N_0$	186	28.2	293.4	322.74
$N_1$	369.04	83	622.70	684.97
$N_2$	552.08	132.3	943.75	1038.13
$N_3$	737.99	176.1	1260.43	1386.48
$N_4$	923.9	220	1577.26	1734.99
$N_5$	1113.06	247.4	1873.73	2061.10
$N_6$	1302.22	274.8	2170.19	2387.21
$N_7$	1491.38	302.2	2466.66	2713.32
$N_8$	1684.175	339	2782.13	3060.35
$N_9$ (base)	18.85.38	367	3095.76	3405.33

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime  $N_{Ua}$  10%, telle que :  $N_U=1.1 (1.35G+1.5Q)$

L'effort normal maximum  $N_u=3095.76kn$ .

Donc :  $N_u=1.1 \times 3095.76=3405.33kn$

- **Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2MPa \text{ m}^2$$

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \longrightarrow B \geq \frac{3405.33}{14.2} = 0.239 \text{ m}^2$$

$$B \geq 0.239 \text{ m}^2$$

On a  $B=0.5 \times 0.5=0.25 \longrightarrow B=0.25 > 0.239 \text{ m}^2$  vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow \sigma_{bc} = \frac{3.40533}{0.5 \times 0.5}$$

$$\sigma_{bc} = 13.62 < \overline{\sigma}_{bc}$$

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

**Tableau II.13. Vérification de la résistance (compression simple) :**

Niveau	$N_u^*=1.1*N_u$	B (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Terrasse ina	<b>322.74×10<sup>-3</sup></b>	1225×10 <sup>-4</sup>	2.63	Vérifiée
7	<b>684.97×10<sup>-3</sup></b>	1225×10 <sup>-4</sup>	5.59	Vérifiée
6	<b>1038.13×10<sup>-3</sup></b>	1225×10 <sup>-4</sup>	8.47	Vérifiée
5	<b>1386.48×10<sup>-3</sup></b>	1600×10 <sup>-4</sup>	8.66	Vérifiée
4	<b>1734.99×10<sup>-3</sup></b>	1600×10 <sup>-4</sup>	10.84	Vérifiée
3	<b>2061.10×10<sup>-3</sup></b>	2025×10 <sup>-4</sup>	10.17	Vérifiée
2	<b>2387.21×10<sup>-3</sup></b>	2025×10 <sup>-4</sup>	11.78	Vérifiée
1	<b>2713.32×10<sup>-3</sup></b>	2025×10 <sup>-4</sup>	13.39	Vérifiée
RDC	<b>3060.35×10<sup>-3</sup></b>	2500×10 <sup>-4</sup>	12.24	Vérifiée
Entresol	<b>3405.33×10<sup>-3</sup></b>	2500×10 <sup>-4</sup>	13.62	Vérifiée

• **Vérification au flambement :**

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

$\alpha$  : Coefficient tenant compte de l'élanement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton = 1.5

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

$\lambda = \frac{l_f}{i}$  Avec  $l_f = 0.7 \times l_0$  : la longueur de flambement.

$$i : \text{Rayon de giration} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$As \geq 0.8\% \times Br.$$

On prend  $As = 1\% \times Br$ .

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL 91(7-4-2)}$$

$$Br = (a-2) \times (b-2)$$

Il faut vérifier que :  $Br \geq B_{rcal}$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

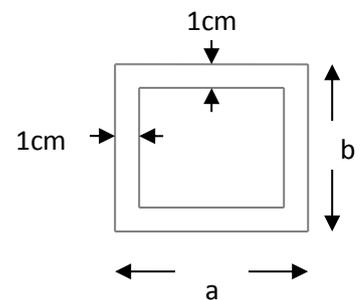


Fig. II.9. Section brute (Br).

Tableau II.14. Vérification au flambement :

Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (cm)	l <sub>f</sub> (cm)	$\lambda$	$\alpha$	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> * (KN)	B <sub>real</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>50×50</b>	2500	266	186.2	12.9	0.83	2304	3405.33	1864.91
<b>45×45</b>	2025	266	186.2	14.33	0.82	1849	2713.32	1504.05
<b>40×40</b>	1600	266	186.2	16.12	0.81	1444	1734.99	973.62
<b>35×35</b>	1225	266	186.2	18.43	0.80	1089	1038.13	589.84

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

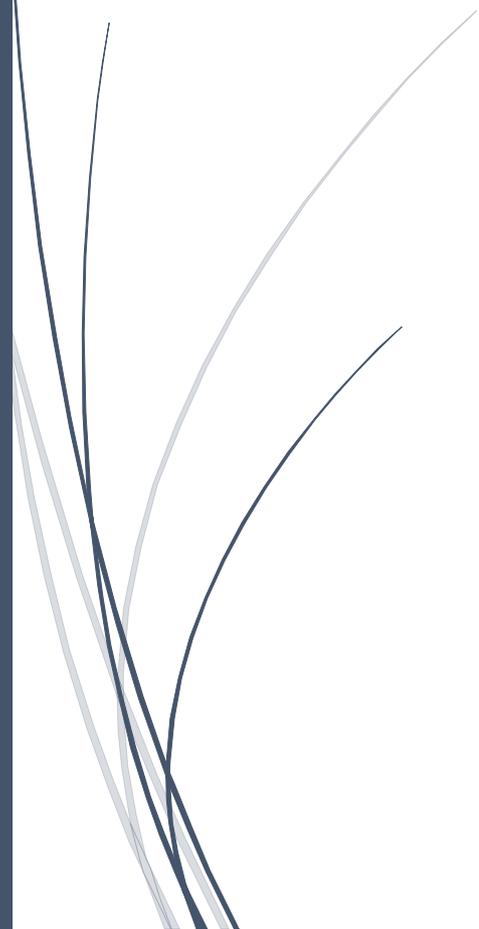
## II.6. Conclusion :

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

- Poutres principales :  $30 \times 40 \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $30 \times 40 \text{ cm}^2$ .
- Poteaux du RDC, entresol :  $50 \times 50 \text{ cm}^2$ .
- Poteaux du 1<sup>er</sup> étage 2, 3 :  $45 \times 45 \text{ cm}^2$ .
- Poteaux des étages 4 et 5 :  $40 \times 40 \text{ cm}^2$ .
- Poteaux des étages 6 et 7 :  $35 \times 35 \text{ cm}^2$ .

## Chapitre III

# Etude des éléments secondaires



### III.1. Calcul des planchers :

#### III.1.1. Introduction :

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ Transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ Plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine
- ✓ Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs...).il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

#### III.1.2. Etude des poutrelles :

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

##### ❖ Méthode de calcul :

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

##### a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

###### 1.Domaine d'application (B.6.210) :

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaires les quatre conditions sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$ ).
- le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$ .
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

**2. Application de la méthode :**

• **Valeurs des moments :**

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et aux appuis  $M_g$  et  $M_d$  doivent vérifier :

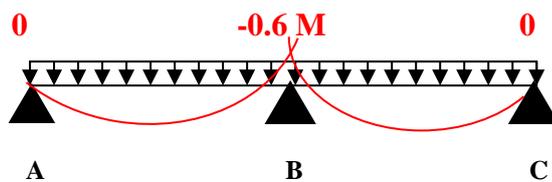
a.  $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3M_0) M_0)$

b.  $M_t \geq (1+0.3M_0) M_0 / 2$  dans une travée intermédiaire.

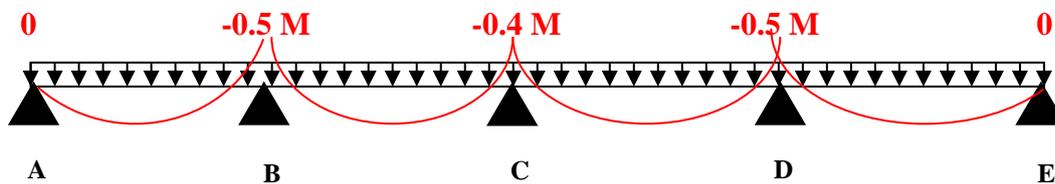
$M_t \geq (1.2+0.3M_0) M_0 / 2$  dans une travée de rive.

c. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- ✓  $0.6M_0$  pour une poutre à deux travées.
- ✓  $0.5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓  $0.4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.



**FIG. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées**



**FIG. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées**

Avec  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et

$\alpha = Q / (G+Q)$

Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

**Remarque :** Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :  $-0.15M_0$ . Tel que  $M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$

• **Evaluation de l'effort tranchant :**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le

premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

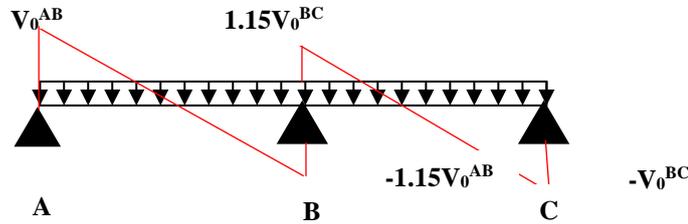


FIG. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

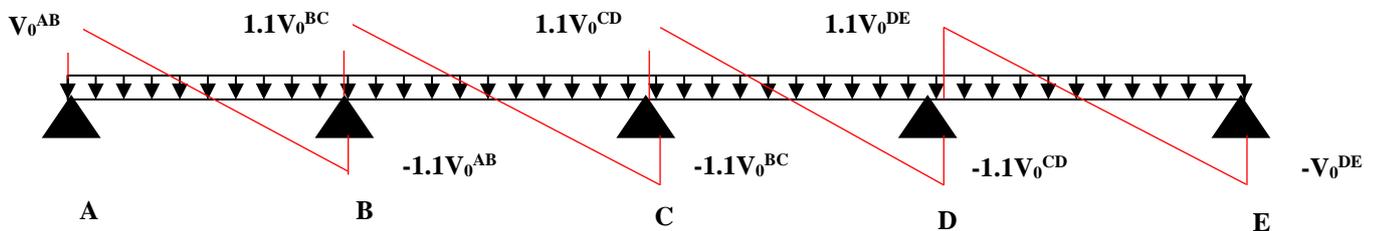


FIG. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

**b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :**

Si le plancher à surcharge élevée ( $Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

**• Calcul des moments :**

**A). Moment en travée :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

**B). En appuis :**

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

Tel que :

- ✓  $L'_g$  et  $L'_d$ : longueurs fictives.
- ✓  $q_g$  et  $q_d$ : charge répartie sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

• **L'effort tranchant :**

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

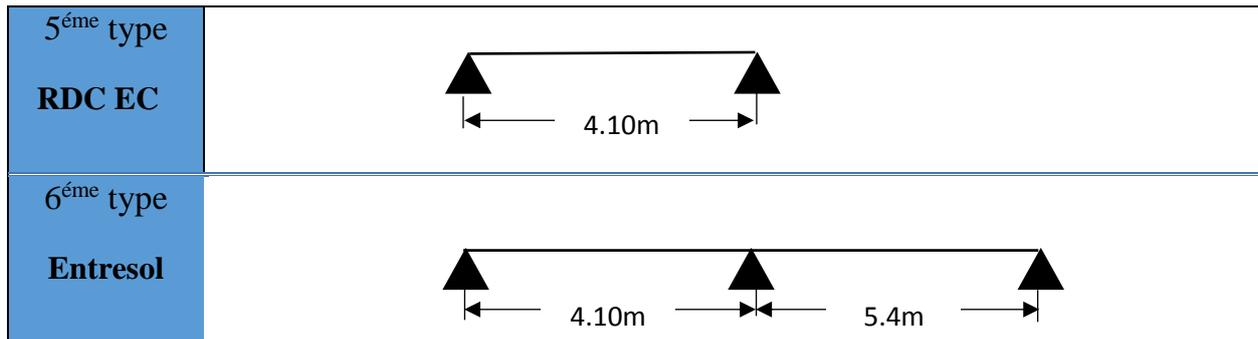
**NB :** Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

• **Les Différents types de poutrelles :**

On a 5 types de poutrelles.

**Tableau III.1. Les Types de poutrelles :**

Types	Schéma statique
1 <sup>er</sup> type <b>Entresol</b> <b>RDC</b>	
2 <sup>ème</sup> type <b>ETAGE</b> <b>T Inacc</b>	
3 <sup>ème</sup> type <b>RDC ES</b> <b>T Acc</b>	
4 <sup>ème</sup> type <b>Etage C</b>	



• **Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

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

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

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$G = 6 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6.24 \text{ KN/ml}$

$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (6 + 1) \times 0,65 = 4.55 \text{ KN/ml}$ .

➤ **Plancher terrasse accessible :**

$G = 6.73 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6.73 + 1,5 \times 1.5) \times 0,65 = 7.37 \text{ KN/ml}$

$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (6.73 + 1.5) \times 0,65 = 5.35 \text{ KN/ml}$ .

➤ **Plancher étage courant :**

$G = 5,58 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1,35 \times 5,58 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6.36 \text{ KN/ml}$

$P_s = (5,58 + 1,5) \times 0,65 = 4.6 \text{ KN/ml}$ .

• **Combinaisons d'actions et calculs des charges :**

**Tableau III.2. Combinaisons d'action :**

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	1.0	9.6	6,24	7	4.55
Terrasse accessible	6.73	1.5	11.33	7.37	8.23	5.35

Plancher Etage courant	5.58	1.5	9.78	6.36	7.08	4.6
------------------------	------	-----	------	------	------	-----

**Exemples de calcul :**

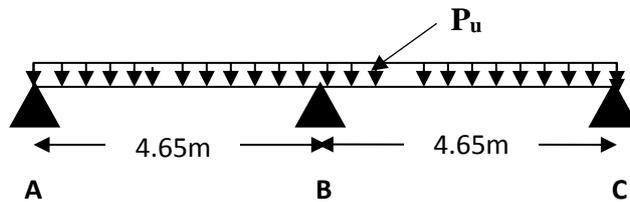
- **Application de la méthode forfaitaire pour le Troisième type de plancher RDC Entresol :**

Etude d'une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 3).

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

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.58, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$  ..... vérifiée.
- $I = \text{constant}$  ..... vérifiée.
- $L_i / l_{i+1} = 4.65 / 4.65 = 1$  compris entre 0.8 et 1.25 ..... vérifiée.
- $F.P.N$  ..... vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul.



**b. calcul des sollicitations :**

À l'ELU :

$$p_u = 6.36 \text{ KN/m}^2$$

À l'ELS :

$$P_s = 4.6 \text{ KN/m}^2$$

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

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

- **Calcul des moments isostatique :**

À l'ELU :

$M_0$  : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{6.36 \times (4.65)^2}{8} = 17.19 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{6.36 \times (4.65)^2}{8} = 17.19 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{4.6 \times (4.65)^2}{8} = 12.43 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{4.6 \times (4.65)^2}{8} = 12.43 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.3 : Les moments isostatiques max en travées :**

Travée	M <sub>0</sub> (ELU) (KN.m)	M <sub>0</sub> (ELS)(KN.m)
A-B	17.19	12.43
B-C	17.19	12.43

• **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0.15 \times M_0$

À l'LEU :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(17.19; 17.19) = -10.314 \text{ KNm.}$$

À l'LES :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(12.43; 12.43) = -7.458 \text{ KNm}$$

• **Les moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.58} = 0.212$$

$$(1+0.3 \alpha) = 1+0.3 \times 0.212 = 1.0636$$

$$\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.212}{2} = 0.6318$$

**A l'ELU :**

**Travée AB :**

$$M_t + \frac{0 + 10.314}{2} \geq 1.0636 \times 17.19 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.212}{2} \times 17.19 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 13.126 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 10.83 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(13.126, 10.83) \text{KN.m}$$

$$M_t = 13.126 \text{KN.m}$$

**Travée BC :**

$$M_t + \frac{0 + 10.314}{2} \geq 1.0636 \times 17.19 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.212}{2} \times 17.19 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 13.126 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 10.83 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(13.126, 10.83) \text{KN.m}$$

$$M_t = 13.126 \text{KN.m}$$

• **Calcul des efforts tranchants :**

L'effort tranchant isostatique a l'ELU :

$$V_0 = \frac{P \times l}{2}$$

On calcul  $V_0$  pour chaque travée :

**Travée AB :**

$$V_A = \frac{P_u \times 1}{2} = \frac{6.36 \times 4.65}{2} = 14.787 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \frac{P_u \times 1}{2} = -17 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1.15 \frac{P_u \times 1}{2} = 1.15 \frac{6.36 \times 4.65}{2} = 17 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times 1}{2} = -14.787 \text{ KN}$$

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

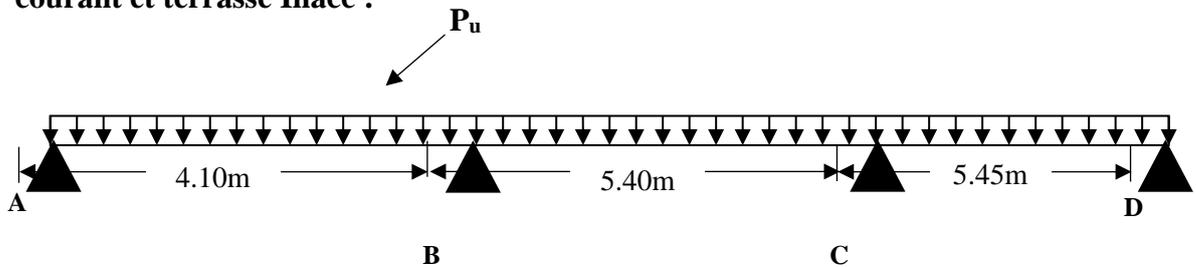
**Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC Entresol (type 3) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 3	AB	4.65	6.36	17.19	0	10.314	13.126	14.787	-17
	BC	4.65	6.36	17.19	10.314	0	13.126	17	-14.78

**Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC Entresol (type3) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 3	AB	4.65	4.6	12.43	0	7.458	9.494
	BC	4.65	4.6	12.43	7.458	0	9.494

- Application de la méthode de Caquot pour le deuxième type de plancher Etage courant et terrasse Inacc :



$$L_i/L_{i+1} = 4.10/5.40 = 0.76 \notin [0.8; 1.25] \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis

$$G' = \frac{2}{3}G$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.58 = 3.72 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P_u = (1.35 G' + 1.5 Q) \times 0.65 = 4.73 \text{ KN} / \text{m}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = 3.39 \text{ KN} / \text{m}$$

**A l'ELU :**

- **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = - \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$P_g = P_d = 4.73 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 4.10 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 0.8 \times 5.40 = 4.32 \text{ m}$$

$$M_B = - \frac{4.73 \times (4.10^3 + 4.32^3)}{8.5 \times (4.10 + 4.32)} = -9.877 \text{ KN.m}$$

$$M_C = - \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 0.8 \times 3.80 = 4.32 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 5.45 \text{ m.}$$

$$M_C = - \frac{4.73 \times (4.32^3 + 5.45^3)}{8.5 \times (4.32 + 5.45)} = -13.803 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

**Travée AB :**

$$x = \frac{4.10}{2} - \frac{0 - (-9.877)}{6.36 \times 4.36} = 1.671m$$

$$M_0(x) = \frac{6.36 \times 1.671}{2} \times (4.1 - 1.671) = 12.907 KN.m$$

$$M(x) = 12.907 + \left(-9.877 \times \frac{1.671}{4.10}\right) = 8.88 KN.m$$

**Travée BC :**

$$x = \frac{5.40}{2} - \frac{-9.877 - (-13.803)}{6.36 \times 5.40} = 2.586m$$

$$M_0(x) = \frac{6.36 \times 2.586}{2} \times (5.40 - 2.586) = 23.14 KN.m$$

$$M(x) = 23.14 - 9.877 \times \left(1 - \frac{2.586}{5.40}\right) - 13.803 \times \frac{2.586}{5.40} = 11.38 KN.m$$

**Travée CD :**

$$x = \frac{5.45}{2} - \frac{-13.803 - 0}{6.36 \times 5.45} = 3.123m$$

$$M_0(x) = \frac{6.36 \times 3.123}{2} \times (5.45 - 3.123) = 23.109 KN.m$$

$$M(x) = 23.109 - 13.803 \times \left(1 - \frac{3.123}{5.45}\right) = 17.213 KN.m$$

• **Effort tranchant :**

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

**Travée AB :**

$$V_A = \frac{6.36 \times 4.10}{2} + \frac{-9.877}{4.10} = 10.627 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.36 \times 4.10}{2} + \frac{-9.877}{4.10} = -15.447 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$V_B = \frac{6.36 \times 5.4}{2} + \frac{-13.803 + 9.877}{5.4} = 16.442 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.36 \times 5.40}{2} + \frac{-13.803 + 9.877}{5.40} = -17.899 \text{ KN}$$

**Travée CD :**

$$V_C = \frac{6.36 \times 5.45}{2} + \frac{0 + 13.803}{5.45} = 19.861 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{6.36 \times 5.45}{2} + \frac{0 + 13.803}{5.45} = -14.796 \text{ KN}$$

**Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant et terrasse Inacc (type 2) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 2	<b>AB</b>	4.10	6.36	12.907	0	-9.877	8.881	10.627	-15.447
	<b>BC</b>	5.4	6.36	23.140	-9.877	-13.80	11.38	16.442	-17.899
	<b>CD</b>	5.45	6.36	23.109	-13.80	0	17.215	19.861	-14.796

**A l'ELS :**

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans le tableau III.7 :

**Tableau III.7. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant et Terrasse Inacc (type 2) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	X(m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 2	<b>AB</b>	4.10	4.602	9.339	0	-7.09	1.671	6.45
	<b>BC</b>	5.4	4.602	16.744	-7.09	-9.908	2.586	8.305
	<b>CD</b>	5.45	4.602	16.721	-9.908	0	3.123	12.491

Les résultats des autres types des poutrelles de plancher sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau III.8.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher Entresol (type 6) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 6	<b>AB</b>	<b>4.10</b>	6.36	9.32	0	-13.252	7.557	9.804	19.623
	<b>BC</b>	<b>5.40</b>	6.36	16.87	-13.252	0	17.026	19.623	14.715

**Tableau III.9. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher Entresol (type 6) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 6	<b>AB</b>	<b>4.10</b>	4.602	6.69	0	-9.515	5.499
	<b>BC</b>	<b>5.40</b>	4.602	12.11	-9.51	0	12.355

**Tableau III.10. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant+RDC (type 5) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 5	<b>AB</b>	<b>4.10</b>	6.36	13.362	0	0	13.362	13.036	-13.036

**Tableau III.11. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant+RDC (type 5) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 5	<b>AB</b>	<b>4.10</b>	4.602	9.67	0	0	9.67

**Tableau III.12. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 4) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 4	<b>AB</b>	<b>5.45</b>	6.36	23.61	0	0	23.61	17.328	-17.328

**Tableau III.13. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type4) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 4	<b>AB</b>	<b>5.45</b>	4.602	17.086	0	0	17.086

**Tableau III.14. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 3) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 3	<b>AB</b>	<b>4.65</b>	7.368	19.914	0	-11.95	15.027	17.131	-19.7
	<b>BC</b>	<b>4.65</b>	7.368	19.914	-11.95	0	15.027	19.7	-17.131

**Tableau III.15. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 3) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 3	<b>AB</b>	<b>4.65</b>	5.35	14.46	0	-8.676	10.912
	<b>BC</b>	<b>4.65</b>	5.35	14.46	-8.676	0	10.912

**Tableau III.16. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher Entresol et RDC (type 1) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
TYPE1	AB	4.10	6.36	12.907	0	-9.877	8.88	10.627	-15.447
	BC	5.4	6.36	23.18	-9.877	-10.47	13.004	17.059	-17.28
	CD	5.45	6.36	23.609	-10.47	-9.248	13.752	17.553	-17.103
	DE	4.65	6.36	17.187	-9.248	-10.10	7.515	14.6	-14.97
	EF	4.65	6.36	16.82	-10.10	0	12.508	16.957	-12.612

**Tableau III.17. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher ENTRISOL (type 1) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
TYPE1	AB	4.10	4.602	9.339	0	-7.09	6.45
	BC	5.4	4.602	16.77	-7.09	-7.519	9.47
	CD	5.45	4.602	17.083	-7.519	-6.638	10.011
	DE	4.65	4.602	12.436	-6.638	-7.25	5.496
	EF	4.65	4.602	12.169	-7.25	0	9.077

**Tableau III.18. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher TERRASSE INACCESIBLE (type 2) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 2	AB	4.10	6.24	12.69	0	-9.371	8.845	10.506	-15.077
	BC	5.4	6.24	22.7	-9.371	-13.09	11.549	16.158	-17.536
	CD	5.45	6.24	22.7	-13.09	0	17.082	19.407	-14.601

**Tableau III.19. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 2	AB	4.10	4.55	9.255	0	-6.791	6.467
	BC	5.4	4.55	16.55	-6.791	-9.49	8.472
	CD	5.45	4.55	16.55	-9.49	0	12.481

• **Ferraillage des poutrelles :**

**Exemple de calcul étage courant :**

$$M_t = 17.215 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{int} = -13.80 \text{ KN.m}$$

$$M_a^r = -0.15 \max(M_0^1, M_0^2) = -3.471 \text{ KN.m}$$

$$V = 19.861 \text{ KN}$$

**En travée :**

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

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

✓ Si  $M_u \leq M_{tu}$  la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de Compression. On calcule une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

✓ Si  $M_u > M_{tu}$  On calcule une section en T.

**Remarque :**

Pour le calcul de ferraillage et la vérification de la flèche, on prend **b=65cm** au lieu de **b=45cm** (b=45cm est dimensionnée par rapport à la petite travée), dans notre cas le calcul de ferraillage et la vérification flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale **5.45 m**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,22 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 73.84 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$  Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{17.215 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.0385 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.049$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.049) = 0.216 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{17.215 \times 10^{-3}}{0.216 \times 348} = 2.29 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculer}. \text{ (Art A.4.2.1 [1]).}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1 / 400 = 1.726 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}$ .....Condition vérifiée.

On opte pour 3HA10 avec  $A = 2.36 \text{ cm}^2$ .

• **Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :**

La table de compression est tendue, un béton tendu n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ).

$$M_u = 13.8 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.8 \times 10^{-3}}{0.15 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.1338 \quad \mu_{bu} < \mu_l$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.180;$$

Avec :

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.180) = 0.204 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{13.80 \times 10^{-3}}{0.204 \times 348} = 1.94 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.15 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 0.398 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0.398 \text{ cm}^2 < A_a$ .....Condition vérifiée.

On opte pour 2HA12 avec  $A=2.26\text{cm}^2$ .

• **Calcul de l'armature aux appuis de rive :**

$M_u=3.471\text{KN.m}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.471 \times 10^{-3}}{0.15 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.0336$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{Mpa}$$

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

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0336}) = 0.0427$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.0427) = 0.216\text{m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{3.471 \times 10^{-3}}{0.216 \times 348} = 0.462\text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.15 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 0.398\text{cm}^2$$

$A_{\min} = 0.398\text{cm}^2 < A_a \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

On opte pour 1HA10 avec  $A=0.79\text{cm}^2$ .

**Vérifications à ELU :**

• **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \text{ (Art A.5.1.2.1.1 [1]).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}] = 3.33\text{ MPA}$$

$V^{\max} = 19.861\text{KN}$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{19.861 \times 10^{-3}}{0.15 \times 0.22} = 0.602\text{Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

(Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Ferraillage transversal :**

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

$$\Phi_t \leq \min \{h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L\}$$

$\Phi_L$  : diamètre minimale des armatures longitudinale ( $\Phi_L = 8mm$ ).

$$\Phi_t \leq \min \{240/35, 150/10, 8\} = 6.85mm$$

On adopte a un étrier  $\Phi 6$ .

Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 3\Phi 6 = 0.85cm^2$ .

• **Espacement  $S_t$  :**

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

1).  $S_t \leq \min (0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 19.8cm$

2).  $S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28} K)}$  (III-9) (Art A.5.1.2.2) [4]

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

$\alpha = 90^\circ$  (Armatures droites.)

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 0.85 \times \frac{0.8 \times 400}{15 \times (0.602 - 0.3 \times 2.1)} = -647.6cm$$

$$S_t \leq -647.6cm$$

3).  $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.85 \times 10^{-4} \times 400}{0.15 \times 0.4} = 0.56m = 56cm$

$$S_t = \min (1; 2; 3)$$

Soit  $S_t = 15cm$ .

• **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$  (Art A.5.3.2 [1])

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) MPa$$

$$\tau_u = \frac{0.25 \times 19.861 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 0.964 \leq \bar{\tau}_u = 3.33Mpa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

**Appuis de rive :**

On doit vérifier que :  $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$  (Art A.5.1.3.1.2 [1]).

$$A_s = 2.36 + 0.79 = 3.15 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 \times 19.861 \times 10^{-3} / 400 = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$A_s > 1.15 \times V_u / f_e \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Appuis intermédiaires :**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d). (\text{Art A.5.1.3.2.1 [1]}).$$

$$A_s = 2.36 + 2.26 = 4.62 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 / 400 (19.861 - 13.8 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.22) = -1.43 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$A_l = -1.43 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow$  Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

- **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$  (Art A.6.1.3 [1]).

Avec :  $a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 22 = 19.8 \text{ cm}$

$$V_u = 0.019861 \text{ MN} < 0.267 \times 0.198 \times 0.15 \times 25 = 0.198 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérifications à l'ELS :** les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite d'ouverture des fissures.
- ✓ état limite de déformation.

**Remarque :**

Dans les calculs à L'ELU, on a trouvé  $A' = 0$  sauf que dans notre cas nous avons des aciers de montage ou bien de forme (une barre de 8) donc pendant les calculs on prend  $A' = 0.50 \text{ cm}^2$ .

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ (Art A.4.5.2 [1])}.$$

**En travée :**

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.65 \times 0.04^2 / 2 - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) = -1.172 \times 10^{-4} \text{ m}$$

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

$$\text{Calcul de } y : b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$15 \times y^2 + [2 \times (65 - 15) \times 4 + 30 \times 2.36] \times y - [(65 - 15) \times 4^2 + 30 \times 22 \times 2.36] = 0$$

$$15y^2 + 470.8y - 2357.6 = 0 \dots\dots\dots(1) \text{ Solution d'équation : } y = 4.38 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{15 \times 4.38^3}{3} + (65 - 15) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 15) \times 4 \times \left(4.38 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 2.36 \times (22 - 4.38)^2 \Rightarrow I = 12811 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{12.491 \times 10^{-3}}{12811 \times 10^{-8}} \times 4.38 \times 10^{-2} = 4.27 < \overline{\sigma}_{bc}$$

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

**En appuis intermédiaires :**

$M_{ser} = -9.908 < 0 \text{ KN.m}$  le calcul se fait pour une section  $b \times h$

Position de l'axe neutre :

Calcul de  $y$  :  $\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d$

$$7.5y^2 + 69.3y - 1524.6 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

Après résolutions de l'équation (2) :  $y = 10.36 \text{ cm}$

**Calcul de I:**

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

$$I = 17543.61 \text{ cm}^4.$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{9.908 \times 10^{-3}}{17543.61 \times 10^{-8}} \times 10.36 \times 10^{-2} = 5.85 < \overline{\sigma}_{bc}$$

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

- **Etat limite de déformation :** (Art A.4.6.1 [1]).

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M<sub>t</sub> : Moment en travée

M<sub>0</sub> : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a :  $\frac{h}{L} = \frac{24}{545} = 0.044036 < \frac{1}{22.5} = 0.0444 \Rightarrow$  condition vérifiée

$\frac{24}{545} \geq \frac{12.491}{15 \times 16.744} = 0.044036 < 0.04973 \Rightarrow$  non vérifié donc on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

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

$$f_{adm} = 0.005 + \left(\frac{l}{1000}\right) = 0.005 + \frac{5.45}{1000} = 1.045 \text{ cm}$$

f<sub>gv</sub> et f<sub>gi</sub> : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f<sub>ji</sub> : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f<sub>pi</sub> : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

• **Evaluation des moments en travée :**

q<sub>jser</sub> = 0.65 × G' : La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

q<sub>gser</sub> = 0.65 × G : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

q<sub>pser</sub> = 0.65 × (G + Q) : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

**Remarque :**

Les différents moments  $M_{jser}, M_{gser}$  et  $M_{pser}$  sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements.

- **Propriété de la section :**

**Position de l'axe neutre :**

$$Y=4.38 \text{ cm}$$

**Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$v = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow v = \frac{15 \times \frac{24^2}{2} + (65 - 15) \frac{4^2}{2} + 15 \times (2.36 \times 22 + 0)}{15 \times 24 + (65 - 15)4 + 15(2.36 + 0)}$$

$$\Rightarrow v = 9.23 \text{ cm}$$

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

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

$$I_0 = 36536.27 \text{ cm}^4 \dots\dots\dots \text{ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm}^4\text{))}$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{15 \times 22} = 0.00715$$

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

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

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

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} \dots\dots\dots$  Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa.}$$

$E_v = 1/3 \times E_i \dots\dots\dots$  Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 10721.40 \text{ MPa.}$$

- **Contraintes :**

$\sigma_s$  : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

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

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

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

• Inerties fictives ( $I_f$ ) :

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

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

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

• Evaluation des flèches :

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 4.10 = 2.665 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.58 = 3.627 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.58 + 1.5) = 4.602 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{2.665 \times 5.45^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 7.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.627 \times 5.45^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 10.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{4.602 \times 5.45^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 12.81 \text{ KN.m}$$

$$y = 4.38 \text{ cm} ; I_0 = 36536.27 \text{ cm}^4 ; I = 12811 \text{ cm}^4 ; A_s = 2.36 \text{ cm}^2 ; \rho = 0.00715$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.15}{0.65}) \times 0.00715} \Rightarrow \lambda_i = 5.45$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 5.45 \Rightarrow \lambda_v = 2.18$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{7.42 \times (0.22 - 0.0438) \times 10^{-3}}{12811 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 153.079 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{10.09 \times 10^{-3} \times (0.22 - 0.0438)}{12811 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 208.163 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{12.81 \times 10^{-3} (0.22 - 0.0438)}{12811 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sp} = 264.279 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00715 \times 153.079 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.4327$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00715 \times 208.163 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.543$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00715 \times 264.279 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.619$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 36536.27}{1 + (5.45 \times 0.4327)} \Rightarrow I_{f_{ij}} = 11967.63 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 36536.27}{1 + (5.45 \times 0.543)} \Rightarrow I_{f_{ig}} = 10150.63 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 36536.27}{1 + (5.45 \times 0.619)} \Rightarrow I_{f_{ip}} = 9189.3 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 36536.27}{1 + (2.18 \times 0.543)} \Rightarrow I_{f_{vg}} = 18404.158 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{7.42 \times 10^{-3} \times 5.45^2}{10 \times 32164.2 \times 11967.63 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.005678 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{10.09 \times 10^{-3} \times 5.45^2}{10 \times 32164.2 \times 10150.63 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.009123 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{12.81 \times 10^{-3} \times 5.45^2}{10 \times 32164.2 \times 9189.3 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.0128653 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{12.81 \times 10^{-3} \times 5.45^2}{10 \times 10721.4 \times 18404.158 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 0.0146957 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.0146957 - 0.005678 + 0.0128653 - 0.009123 \Rightarrow \Delta f_t = 0.01276 \text{ m}$$

$\Delta f = 1.276 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1.045 \text{ cm}$  ..... La flèche n'est pas

vérifiée.

On augmente la section d'acier  $\begin{cases} A_{st} = 3HA12 = 3.39cm^2 \\ A_a = 1HA10 = 0.79cm^2 \end{cases}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.20. Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant :**

Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
5.13	17396.9	38989.9	16117	13919.3	12740.2	23404.6	0.995	1.045

Pour le plancher terrasse inaccessible, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.21. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible :**

	M <sub>t</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A choisit (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	17.082	0.038	0.048	0.215	2.28	1.72	<b>3HA10</b> <b>2.36</b>
<b>En appui intermédiaire</b>	-13.09	0.029	0.367	0.216	1.774	0.398	<b>1HA12+1HA10</b> <b>1.92</b>
<b>En appui de rive</b>	-3.405	0.008	0.01	0.219	0.446	0.398	<b>1HA10</b> <b>0.79</b>

Pour le ferrailage choisit (A<sub>st</sub>=2.36 cm<sup>2</sup>) au niveau des poutrelles terrasse inaccessible ne

vérifie pas la flèche, alors on augmente la section des aciers  $\begin{cases} A_{st} = 3HA14 = 4.62cm^2 \\ A_a = 1HA10 = 0.79cm^2 \end{cases}$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.22. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible :**

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>o</sub> (cm <sup>4</sup> )
5.45	4.62	5.61	10.859	12.669	22412.6	41762.1
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
5.86	23901.6	17637.9	16784.4	27980.3	0.953	1.045

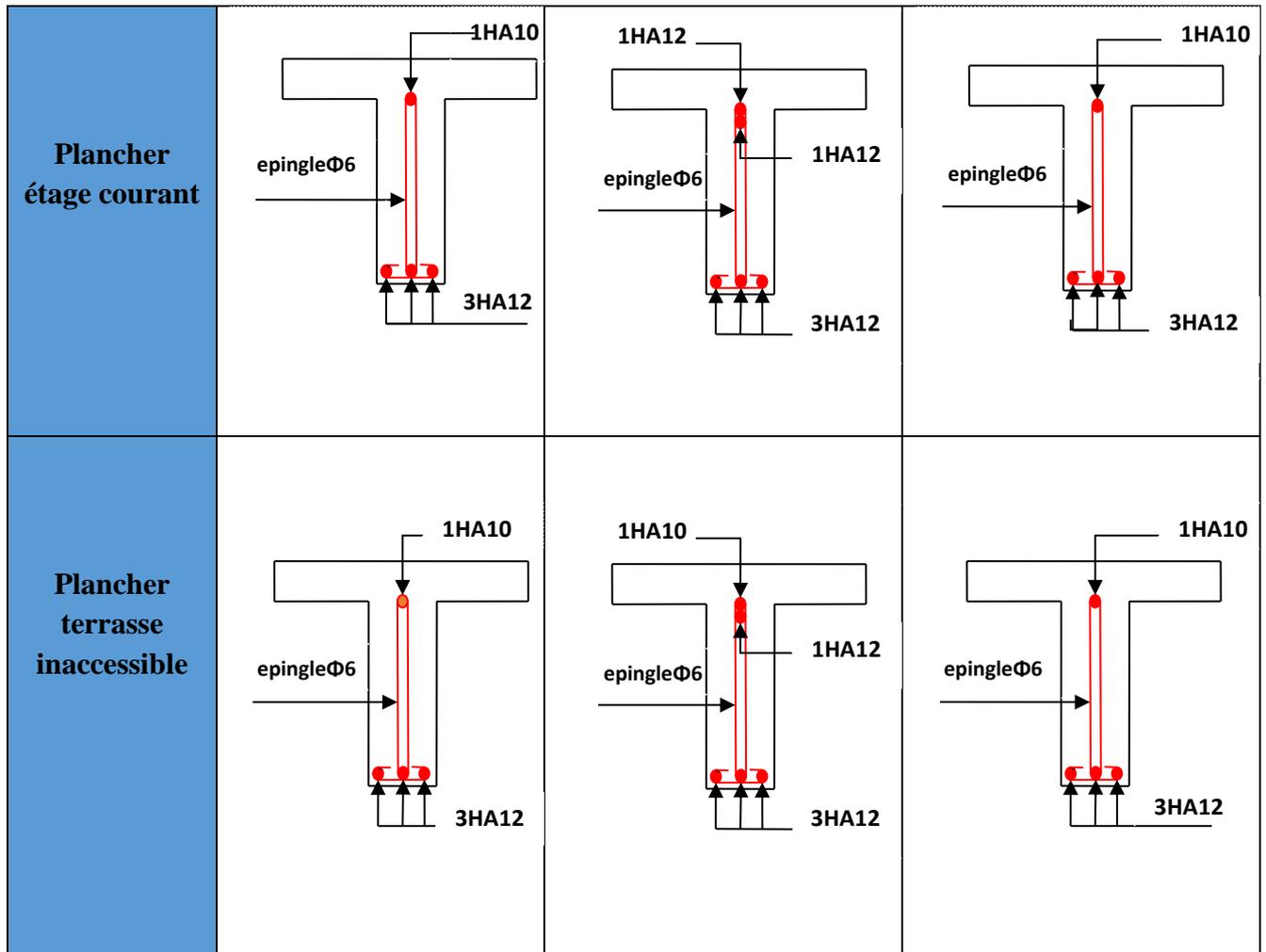
Le ferrailage des poutrelles est donné comme suit :

**Tableau III.23. Le ferrailage des différentes poutrelles :**

POUTRELLE		ARMATURES LONGITUDINALES		ARMATURES TRASVRSALES (cm <sup>2</sup> )
		Section calculée (cm <sup>2</sup> )	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )	
Terrasse inaccessible	Appuis de rive	0.446	1HA10 = <b>0.79</b>	<b>3HA6= 0,85</b>
	Appuis intermédiaires	1.774	1HA12+1HA10 <b>1.92</b>	<b>3HA6=0,85</b>
	Travée	2.28	3HA12 = <b>3.39</b>	<b>3HA6 = 0,85</b>
Plancher Étage Courant	Appuis de rive	0,79	1HA10= <b>0.79</b>	<b>3HA6 = 0,85</b>
	Appuis intermédiaires	2.26	2HA12 <b>2.26</b>	<b>3HA6=0,85</b>
	Travée	<b>2.36</b>	3HA12 <b>3.39</b>	<b>2HA6=0,85</b>

**Tableau III.24. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles :**

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
------	--------	---------------------	---------------



❖ **Ferraillage de la dalle de compression :**

On utilise des ronds lisses de nuance  $f_e = 235\text{MPa}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{cm}^2/\text{ml}$$

5TS6/ml=1.41cm<sup>2</sup> perpendiculaires aux poutrelles → St=20cm ≤ 20cm..... Condition vérifiée.

On choisit :

3TS6/ml=0.85cm<sup>2</sup> parallèles aux poutrelles → St=30cm < 30cm.....condition vérifiée.

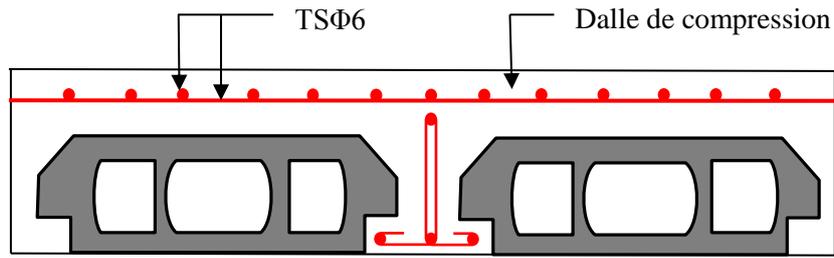


FIG. III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

### III.2. Dalles pleines :

#### III.2.1. Introduction :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12 cm et qu'ils sont définis en deux type :

1. Dalle sur un deux appuis.
2. Dalle sur trois appuis.

On appelle :

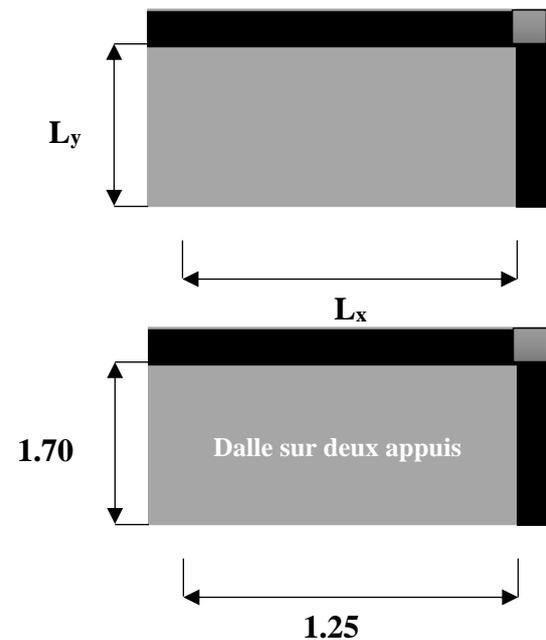
$L_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau.

**A).1<sup>er</sup> Type de Balcon :** (dalle sur un deux appui),

On a :  $L_x = 1.25\text{m}$ ,

$L_y = 1.70\text{ m}$ .



- **Evaluation des charges :**

$$G = 4.98 \text{ Kn/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ Kn/m}^2$$

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(4.98) + 1.5(3.5) = 11.973 \text{ Kn/m}$$

$$P_s = G + Q = 4.98 + 3.5 = 8.48 \text{ Kn/m}$$

$$L_x = 1.35\text{m}$$

$$L_y = 1.85\text{m}$$

$$\rho = 0.73 > 0.4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens (Lx, Ly).

• **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2)$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\rho = 0.73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.4780 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe I)}$$

$$M_x = 1.208 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0.577 \text{KN.m}$$

• **Calcul des moments réels :**

**En travées :**

$$M_t^x = 0.85 M_x = 1.0268 \text{KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.49 \text{KN.m.}$$

**En appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -0.604 \text{KN.m.}$$

• **Le ferrailage :**

**En travée :**

**Sens x-x :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.0268 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.00597 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.00748; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.1096 \text{m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{1.0268 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1096} \Rightarrow A = 0.269 \text{cm}^2$$

**- Sens yy**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.490 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.00285 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.00356 ; Z = 0.1098m$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{0.490 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1098} \Rightarrow A = 0.128cm^2$$

• **En appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.5134 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.00298 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0037 ; z = 0.1098m$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{0.5134 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1098} \Rightarrow A = 0.134cm^2$$

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

**Au appuis**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.328cm^2.$$

Pour  $h > 12$  cm et  $\rho \geq 0.4$  ; avec :  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

**- Sens xx**

$$A_x^{min} = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{min} = 0.0008 \times \left( \frac{3 - 0.73}{2} \right) \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{min} = 1.2712cm^2$$

**- Sens y-y :**  $A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{min} = 1.12cm^2$

**1.Espacement des armatures**

**Sens x-x:**  $St_y \leq \min(2e, 25cm) = 20cm$  ; on adopte  $St_y = 20cm$ .

**Sens y-y :**  $St_x \leq \min(3e, 45cm) = 33cm$  ; on adopte  $St_x = 20cm$

**1. Ferrailages : en flexion simple**

Sens		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	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	1.0268	0.0059	0.00748	10.96	0.2692	1.2712	3HA8=1.51
	y-y	0.490	0.0028	0.00356	10.98	0.128	1.12	3HA8=1.51
appui	y-y	0.5134	0.0029	0.0037	10.98	0,134	1.328	3HA8=1.51
	x-x							

Tableau III.25. Ferrailage de dalle sur 2 appuis

2. Vérifications a l'E.L.U

a. l'effort tranchant

$$\tau < \bar{\tau} = 1.16MPa .$$

$$V_{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{max} = 5.482KN$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{5.482 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} \Rightarrow \tau_u = 0.0498MPa \leq \bar{\tau} = 1.16MPa \dots\dots\dots c'est vérifié.$$

3. Vérifications l'E.L.S

a. Etat limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} ; \rho = 0.73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.4780 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

$$\begin{cases} M_{tser}^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0646 \times 8.48 \times 1.25^2 \Rightarrow M_{tser}^x = 0.856KNm \\ M_{tser}^y = \mu_y \times M_{tser}^x = 0.4780 \times 0.856 \Rightarrow M_{tser}^y = 0.409KNm \end{cases}$$

• La vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow Y = 2.017cm.$$

$$I = 2101.25cm^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.82MPa \leq \bar{\sigma} = 15MPa$$

**b. Etat limite d'ouverture des fissures**

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

**b. Etat limite de déformation**

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{1.5} \geq \frac{0.85 \times M_0}{20 \times M_0} \\ \frac{1.51}{100 \times 14} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.112 \geq 0.0425 \\ 1.07 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

Sens y-y >

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{1.70} \leq \frac{0.85 \times M_0}{20 \times M_0} \\ \frac{1.51}{100 \times 14} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.082 > 0.02885 \\ 1.07 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Condition non} \\ \text{vérifiée} \end{array}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

• **Vérification de la flèche :**

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.26.Evaluation de la flèche dans la dalle a deux appui :**

L	B	h	A <sub>st</sub>	A <sub>sc</sub>	σ <sub>bc</sub>	M <sub>jser</sub>	M <sub>gser</sub>	M <sub>pser</sub>	Δf	f <sub>adm</sub>
(m)	(m)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(MPa)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(mm)	(mm)
1.7	1.00	0.14	1.51	0	25	0.616	0.877	1.49	0.01	3.4

• **Ferraillage :**

$$S_t = 33cm \quad \left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 3HA8 = 1,51cm^2/ml. \\ A_{st}^y = 2HA8 = 1,01cm^2/ml. \end{array} \right.$$

- Schéma de ferrailage :

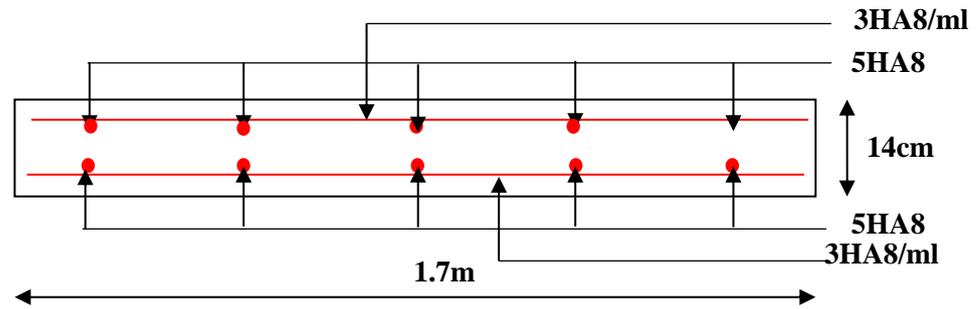


Fig.III.6. Schéma de ferrailage du balcon deux appui

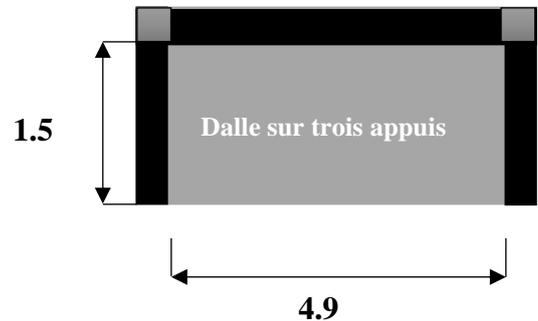
### Dalles pleines sur trois appuis

#### 1. 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.

$$1) l_y \geq \frac{l_x}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_x^2}{8} \left( l_y - \frac{l_x}{2} \right) + \frac{P \times l_x^3}{48} \\ M_y = \frac{P \times l_x^3}{24} \end{cases}$$

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



#### 2. Calcul des sollicitations

$$\rho = \frac{1,5}{4,9} = 0,306 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$\frac{L_x}{2} = \frac{4,9}{2} = 2,45 \Rightarrow L_y < L_x/2$$

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

On a:  $G = 4.98 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 11.973 \text{ KN/m}^2$

$P_s = G + Q = 4.86 + 3.5 = 8.48 \text{ KN/m}^2$

**1. Ferrailage à l'E.L.U**

$$\begin{cases} M_{0x} = 11.973 \times \frac{1.5^3}{6} \Rightarrow M_{0x} = 6.734 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 11.973 \times \frac{1.5^2}{2} \times 4.9 - \frac{2}{3} \times 11.973 \times 1.5^3 \Rightarrow M_{0y} = 39.061 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**- En travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 5.723 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 33.201 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**-En appuis**

$$\begin{cases} M_{tx} = -0.3 M_{0y} = -11.718 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = -0.3 M_{0y} = -11.718 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Ferrailage** : Le ferrailage se fait à la flexion simple.  
 $b = 100 \text{ cm}$ ;  $e_p = 14 \text{ cm}$ ,  $d = 11 \text{ cm}$ ;  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ ;  $f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$ .

**En travée :**

**Sens y-y :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{33.201 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.193 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.270; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.0981 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{33.201 \times 10^{-3}}{348 \times 0.0981} \Rightarrow A = 9.72 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $9\text{HA}12 = 10.18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$A_y^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2 < A = 10.18 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

Sens x-x:

$$M_{tx} = 5.723 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{5.723 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.033 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0419; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.108 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{5.723 \times 10^{-3}}{348 \times 0.108} \Rightarrow A = 1.52 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA10 = 2.36 cm<sup>2</sup> /ml

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.328 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} = 1.328 \text{ cm}^2 < A = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.3 M_{0y} = 11.718 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.3 M_{0y} = 11.718 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{11.718 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0681 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0882; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.106 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{11.718 \times 10^{-3}}{348 \times 0.106} \Rightarrow A = 3.17 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup> /ml

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.328 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} = 1.328 \text{ cm}^2 < A = 3.39 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
Travée	x-x	5.723	0.033	0.207	10.80	1.52	1.328	3HA10=2.36	33
	y-y	33.201	0.193	0.270	9.81	9.72	1.12	9HA12=10.18	10
Appui	y-y	11.718	0.0681	0.0882	10.6	3.17	1.328	3HA12=3.36	33
	x-x								

Tableau III.27. Ferrailage de dalle sur 3 appuis

**4. Vérifications à l'E.L.U**

**c. l'effort tranchant**

$$\tau < \bar{\tau} = 1.16MPa .$$

$$V_{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{max} = 7.78KN$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{7.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} \Rightarrow \tau_u = 0.0707MPa \leq \bar{\tau} = 1.16MPa \dots\dots\dots c'est vérifié.$$

**3. Vérification à l'E.L.S**

**a. État limite de compression du béton**

$$P_s = G + Q = 4.86 + 3.5 = 8.48KN/m^2$$

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

$$\begin{cases} M_{0x} = 8.48 \times \frac{1.5^3}{6} = 4.77KN.m \Rightarrow M_{serx} = 0.85 \times 4.77 = 4.0545KN.m \\ M_{0y} = 8.48 \times \frac{1.5^2}{2} \times 4.9 - \frac{2}{3} \times 8.48 \times 1.5^3 = 27.66KN.m \Rightarrow M_{sery} = 0.85 \times 27.66 = 23.5KN.m \end{cases}$$

Travée // L<sub>x</sub> :

- Calcul de  $y$  :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} y - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times 0.11 = 0$$

On trouve :  $y = 0,0245 m$

- Calcul de  $I$  :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 \Rightarrow I = \frac{1}{3} \times 0,0245^3 + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} (0,11 - 0,0245)^2$$

$$I = 3078 \text{ cm}^4$$

- Vérification de  $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{4.054 \times 10^{-3} \times 0,0245}{3078} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.22 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ vérifié.}$$

**b. Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 \text{ MPa.}$$

- Vérification de  $\sigma_{st}$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{4.054 \times 10^{-3}}{3078} \times (0,11 - 0,0245) \Rightarrow \sigma_{st} = 168.9 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \quad \text{Vérifié.}$$

**Travée //à Ly**

- Calcul de y

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0 \Leftrightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 10.18 \times 10^{-4} y - 15 \times 10.18 \times 10^{-4} \times 0,11 = 0$$

Racine d'équation seconde degré :  $y = 0.05 \text{ m}$

- Calcul de I

$$I = \frac{1}{3} \times 0,0446^3 + 15 \times 10.18 \times 10^{-4} (0,11 - 0,05)^2 \Rightarrow I = 9663.8 \text{ cm}^4$$

- Vérification de  $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{23.5 \times 10^{-3} \times 0,05}{9663.8} = 12.15 \text{ MPa} \quad \text{Donc c'est vérifié}$$

**Vérification de  $\sigma_{st}$**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{23.5 \times 10^{-3}}{9663.8} \times (0,11 - 0,05) = 218.85 < 240 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifié}$$

- Schéma de ferrailage :

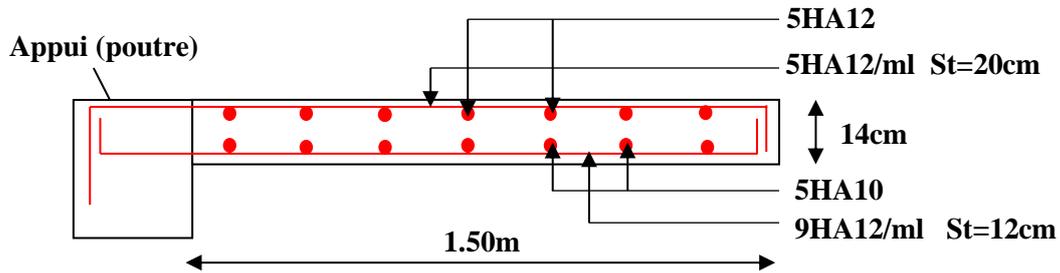


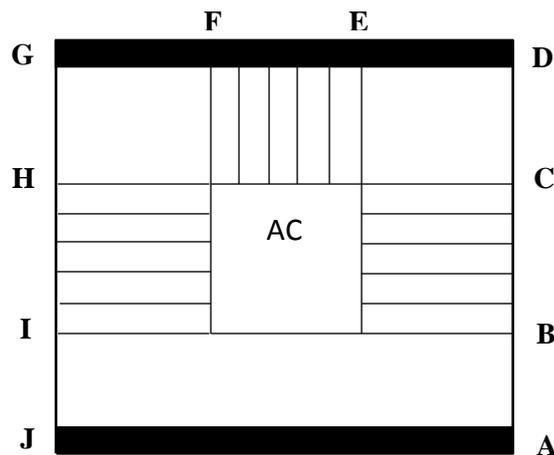
Fig.III.7. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

### III.3. Etude des Escaliers :

#### III.3.1.Définition:

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier escalier à trois volées qui est identique pour tous les étages.



Ce type se calcule comme suit

#### 1<sup>er</sup>) Partie AD=GJ :

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G=9.49 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

- La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\begin{cases} G=6.48 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

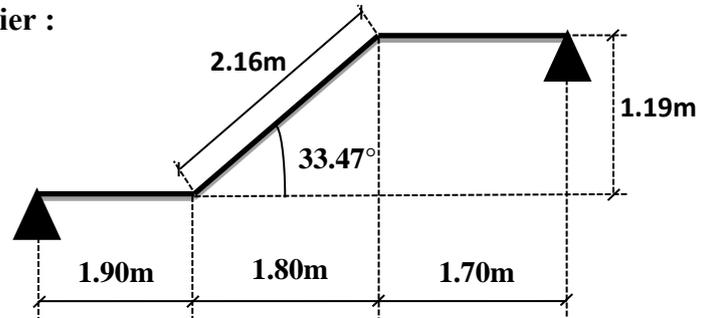
Calcul à l'ELU :

- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 9.49) + (1.5 \times 2.5) = 16.56 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier :

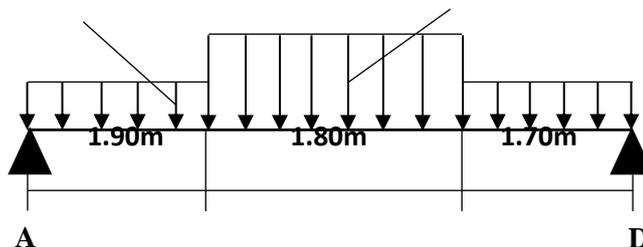
$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 6.48) + (1.5 \times 2.5) = 12.49 \text{ KN/ml.}$$



- Schéma statique :

$$q_p = 12.49 \text{ KN/ml}$$

$$q_v = 16.56 \text{ KN/ml}$$



- Calcul des sollicitations:

Calcul des réactions :

Après calcul de la RDM, on trouve :

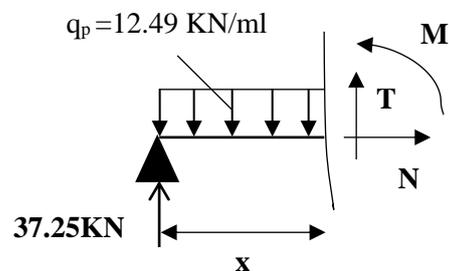
$$R_A = 37.25 \text{ KN.}$$

$$R_D = 37.52 \text{ KN.}$$

Calcul des moments :

- 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 < x < 1.9 \text{ m}$

$$M = 37.25 x - 6.245 x^2$$



$$T = 12.49x - 37.25$$

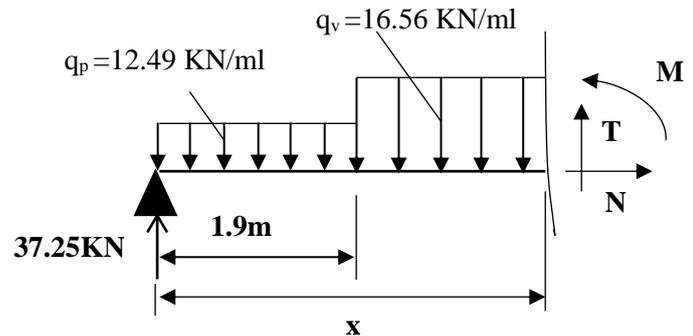
$$\begin{aligned} \text{Pour } x=0 \rightarrow & \begin{cases} M=0 \text{ KN.m.} \\ T=-37.25 \text{ KN.} \end{cases} \\ \text{Pour } x=1.9 \rightarrow & \begin{cases} M=48.23 \text{ KN.m} \\ T=-13.519 \text{ KN} \end{cases} \end{aligned}$$

- 2<sup>ème</sup> tronçon : 1.9 m < x < 3.7 m

$$M = 13.52x - 8.28(x-1.9)^2 + 22.54$$

$$T = -16.56x + 44.98$$

$$\begin{aligned} \text{Pour } x=1.9 \rightarrow & \begin{cases} M=48.23 \text{ KN.m} \\ T=13.519 \text{ KN} \end{cases} \\ \text{Pour } x=3.7 \rightarrow & \begin{cases} M=45.74 \text{ KN.m} \\ T=-16.29 \text{ KN} \end{cases} \end{aligned}$$



Calcul M<sup>max</sup>:

$$M^{max} = M(x)$$

Calcul de x :

$$\frac{Dm}{Dx} = 0 \implies X = 2.71$$

Donc M<sup>max</sup> = 53.75 KN.m.

- Calcul des moments réels :

$$M_a = -0.5 M^{max} = -0.5 \times 53.75 = -26.875 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.85 M^{max} = 0.85 \times 53.75 = 45.687 \text{ KN.m.}$$

- Ferrailage :

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.28. Tableau de ferrailage de la partie AD=GJ de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis :**

En travée							
Mu(KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z(m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St(cm)
45.687	0.080	0.104	0.192	6.83	2.415	7.92=7HA12	14
En appui							
26.875	0.0473	0.060	0.195	3.96	2.415	4.52=4HA12	25

• Vérification de l'effort tranchant :

$T = 16.29KN$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 1.16MPa.$

$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{16.29 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.09MPa < \tau_u.$  Pas d'armature transversale.

• Armatures de répartition :

En travée :  $Ar = \frac{7.92}{4} \Rightarrow Ar = 1.98cm^2$  Soit :  $Ar = 4HA8 = 2.01cm^2/ml$  et  $St = 25cm.$

En appui :  $Ar = \frac{4.52}{4} \Rightarrow Ar = 1.13cm^2$  Soit :  $Ar = 4HA8 = 2.01cm^2/ml$  et  $St = 25cm$

• Vérification des espacements :

– Armatures principales :  $St = \min(3.e, 33cm) = 33cm > 14cm \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

– Armatures secondaires :  $St = \min(4.e, 45cm) = 45cm > 25cm \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que  $\sigma_{bc}$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6.f_{c28} = 15MPa$

La charge qui revient sur la volée et sur le palier :

$q_v = G_v + Q_v = 9.49 + 2.5 = 11.99KN/ml.$

$q_p = G_p + Q_p = 6.48 + 2.5 = 8.98 KN/ml.$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.29. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

R <sub>A</sub> (KN)	R <sub>B</sub> (KN)	X (m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
<b>En Travée</b>									
20.02	20.57	2.71	38.77	32.95	5.8	30458.56	6.27	15	<b>vérifiée</b>
<b>En Appui</b>									
20.02	20.57	2.71	38.77	19.38	4.57	19323.62	4.58	15	<b>vérifiée</b>

• **Etat de déformation :**

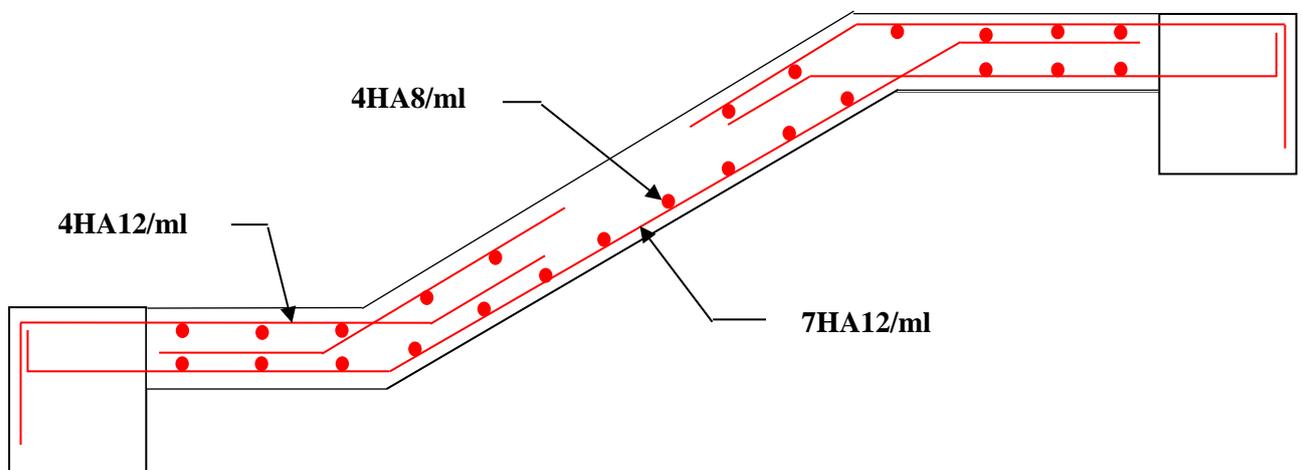
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.0370 < 0.0625 \dots \dots \dots (\text{Non vérifiée})$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

**Tableau III.30. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :**

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
<b>5.4</b>	6.7	9.29	11.54	15.15	24107	<b>73844</b>
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
<b>5.45</b>	31545	37037	29883	54985	0.36	1.04

**Schéma de ferrailage**

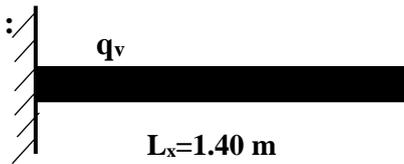


**Fig. III.8. Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier.**

**2<sup>ème</sup>) Partie EF :**

- **La charge permanente sur la volée d'escalier :**

$$\begin{cases} G=7.26 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$



Ce type se calcule comme une console.

**Calcul a l'ELU :**

- **La charge qui revient sur la volée :**

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v$$

$$q_v = (1.35 \times 7.26) + (1.5 \times 2.5) = 13.55 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.31 : Résultats de ferrailage de la 2<sup>ème</sup> partie :**

$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{choisit}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{répartition}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
13.279	0.0935	0.123	0.095	4.016	1.2	<b>4HA12/ml=4.52</b>	<b>4HA8/ml=2.01</b>

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t \leq \min(2.5 \times h, 25\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(2.5 \times 12, 25\text{cm})$$

$$S_t \leq 25\text{cm}$$

On a choisi 4HT12, soit  $S_t = 100/4 = 25\text{cm}$  ..... donc c'est vérifiée.

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

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{18.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0,189\text{MPa} < \tau_u^-.$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Calcul à l'ELS :**

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (7.26+2.5) = 9.76\text{KN/m}$$

$$M_s = [(9.76 \times 1.40^2)/2] = 9.56 \text{ KN. m.}$$

- **Vérification de  $\sigma_{bc}$ :**

**Calcul de y :**

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 4.52) y - (15 \times 4.52 \times 10) = 0$$

$$50y^2 + 67.8y - 678 = 0$$

$$y = 3,06 \text{ cm}$$

**Calcul de I :**

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

$$I = 4220.58 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.56 \times 10^{-3}}{4220.58 \times 10^{-8}} \times 0.0306 \sigma_{bc} = 6.93 \text{ MPa} < \overline{\sigma} (=15 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{Pas de risque de fissuration}$$

du béton.

la fissuration peut nuisible donc la vérification  $\sigma_{st}$  n'est pas nécessaire.

- **La flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0857 > 0.0625;$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00452 < 0.0105$$

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

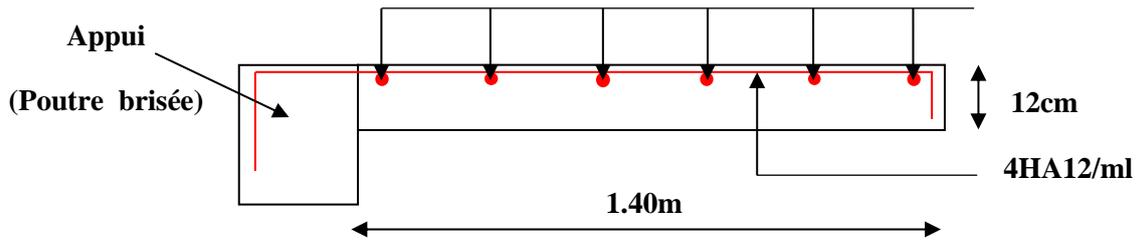


Fig. III.9. Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier.

- Calcul de la poutre brisée :

Dimensionnement :

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

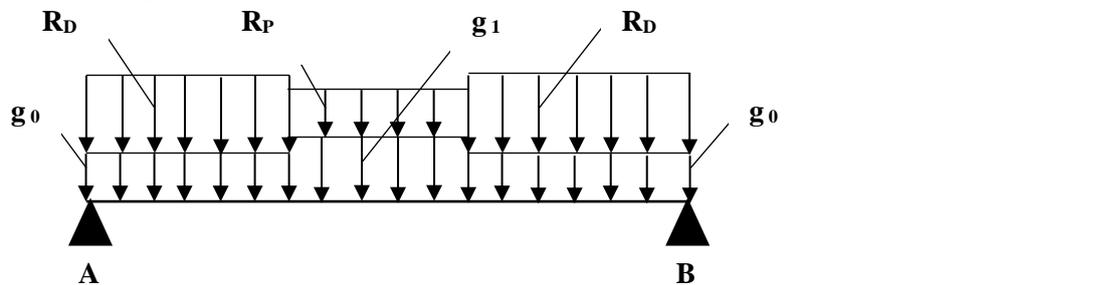
$$L = 1.9 + (1.80 / \cos 33.47^\circ) + 1.7 = 5.76m$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 38.4 \leq h \leq 57.6cm$$

Donc soit h = 45 cm et b = 40 cm.

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

1. Calcul à la flexion simple :



La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.4 \times 0.45 = 4.5 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.4 \times 0.45 / \cos 33.47^\circ = 5.39 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$R_D = 37.52 \text{ KN/ml.}$$

$$R_P = 18.97 \text{ KN/ml.}$$

Avec:

$R_D$  : la charge ramenée par la partie AD et GJ.

R<sub>p</sub> : la charge ramenée par la partie EF.

- **Calcul des sollicitations :**

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

**Tableau III.32. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :**

R <sub>A</sub> (KN)	R <sub>B</sub> (KN)	X(m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>u</sub> (KN)
102.4	102.4	3.17	117.5	58.75	99.87	102.4

- **Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple :**

**Tableau III.33. Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis :**

M <sub>u</sub> (KN. m)	μ <sub>bu</sub>	A	Z (m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>En Travée</b>					
99.87	0.0732	0.0951	0.404	2.02	5.20
<b>En Appui</b>					
58.75	0.0488	0.0625	0.409	2.02	3.42

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{98.148 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.42} = 0,58 MPa < \tau_u^- = 3.33 MPa$$

Donc la condition est vérifiée.

- **Armatures transversales à la flexion simple :**

Soit St=20 cm

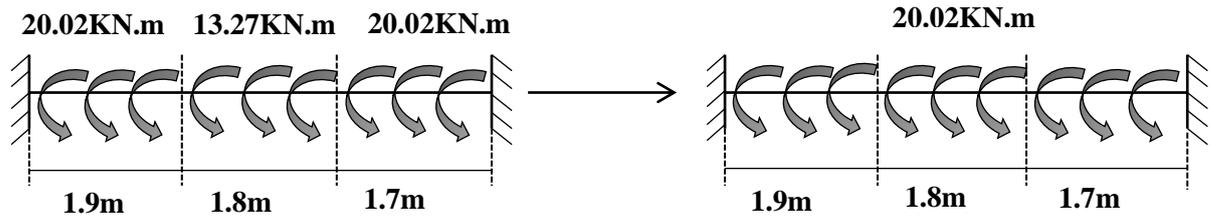
St=20 cm < min (0.9 d ; 40 cm)=37.8 cm ..... Condition vérifiée.

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.40 \times 0.2}{400} = 0.80 \text{ cm}^2.$$

Donc A<sub>t</sub>=0.80 cm<sup>2</sup>

**2. Calcul à la torsion :**

Le moment de torsion :



Le moment maximum aux appuis :

$$M_t = 20.02 \text{ KN.m}$$

Le moment de torsion.

$$M_T = \frac{M_t \times l}{2} = \frac{20.02 \times 5.4}{2} = 54.054 \text{ KN.m}$$

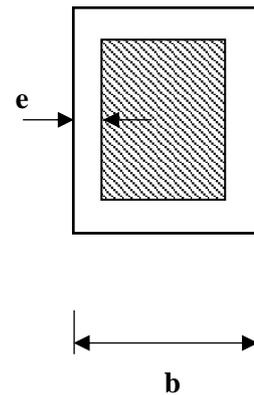
- Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \Omega e}$$

$$e = \frac{1}{6} \times b = \frac{1}{6} \times 40 = 6.66 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (40 - 6.66) \times (45 - 6.66) = 1278.25 \text{ cm}^2$$

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = 3.17 \text{ Mpa}$$



On doit vérifier que

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

La résultante des contraintes tangentielles :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_t^2} = \sqrt{0.58^2 + 3.17^2} = 3.22 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\tau \leq \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{ Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

- **Armatures longitudinales en torsion :**

$$A_t = \frac{M_t \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$U = 2 \times [(b-e) \times (h-e)] = 2 \times [(40-6.66) \times (45-6.66)] = 143.36$$

$$A_t = \frac{0.54 \times 1.4336 \times 1.15}{0.127825 \times 2 \times 400}$$

$$A_t = 8.7 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales en torsion :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}$$

Si on fixe  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{0.54 \times 0.20 \times 1.15}{0.127825 \times 2 \times 400} = 1.21 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage de la poutre brisée :**

**Armatures transversals:**

$$A_t = A_t^{flexion \ simple} + A_t^{torsion}$$

$$A_t = 0.80 + 1.21 = 2.01$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

**Armatures longitudinales :**

**En appui :**

$$A_t^a = A_t^{flexion \ simple} + 1/2 A_t^{torsion}$$

$$A_t^a = 3.42 + 8.7/2 = 7.77 \text{ cm}^2$$

**En travée :**

$$A_t^t = A_t^{flexion \ simple} + 1/2 A_t^{torsion}$$

$$A_t^t = 5.20 + 8.7/2 = 9.55 \text{ cm}^2$$

- **Choix de ferraillage :**
  - Pour  $A_t^t$  on choisit 4HA14+4HA12=10.68 cm<sup>2</sup>.
  - Pour  $A_t^a$  on choisit 4HA14+2HA12=8.42cm<sup>2</sup>.

Pour  $A_t$  on choisit 2 cadre de  $\Phi 8=2.00 \text{ cm}^2$

- Schéma de ferrailage :

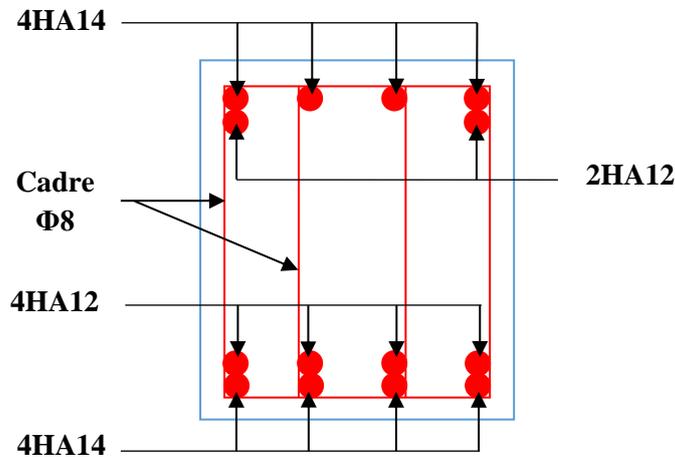


Fig. III.10. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

Calcul à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans béton.

Les calculs à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.34. Calcul à l'ELS :

$R_A(\text{KN})$	$R_B(\text{KN})$	$X(\text{m})$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN .m})$	$M_t(\text{KN.m})$
61.825	61.825	2.4	74.79	37.39	56.10

- Vérification de  $\sigma_{bc}$ :

Calcul de  $y$  :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_{sc} (y - d') - 15A_{st} (d - y) = 0$$

$$\frac{40}{2} y^2 + 15 \times 8.42 \times (y - 3) - 15 \times 10.68 \times (42 - y) = 0$$

$$20y^2 + 286.5y - 7107.3 = 0$$

$$y = 13.00 \text{ cm}$$

Calcul de  $I$  :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_{sc} (y - d')^2 + 15A_{st} (d - y)^2$$

$$I = \frac{40 \times 13^3}{2} + 15 \times 8.42 \times (13 - 3)^2 + 15 \times 10.68 \times (42 - 13)^2$$

$$I = 191298.5 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{56.10 \times 10^{-3}}{191298.5 \times 10^{-8}} \times 0.13 = 3.81 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{ Pas de risque de fissuration du béton.}$$

La fissuration peut nuisible donc la vérification  $\sigma_{st}$  n'est pas nécessaire.

• **La flèche :**

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{45}{480} = 0.093 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{h_t}{l} = 0.093 > \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{73.14}{15 \times 97.51} = 0.050 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{10.68}{40 \times 42} = 0.0063 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.4. Etude de l'ascenseur :**

**III.4.1. Définition :**

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

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

- $B_s = 1.95 \text{ m}$
- $T_s = 2.10 \text{ m}$
- $H_k = 2,20 \text{ m}$
- $P_M = 1500 \text{ daN}$
- $D_M = 4300 \text{ daN}$

➤  $F_c=5000 \text{ daN}$

➤  $v = 0,63 \text{ m/s}$

Avec :  $B_s, T_s, H_k$  sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

$F_c$  : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.

$P_M$  : Charge due à la dalle des machines.

$D_M$  : charge due à l'ascenseur.

Le poids propre de l'ascenseur est de 500 kg

$$P = P_M + D_M + 500 = 1500 + 4300 + 500 = 6300 \text{ daN}$$

### III.4.2. Etude de la dalle pleine du local machinerie :

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminé sont épaisseur on a :

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

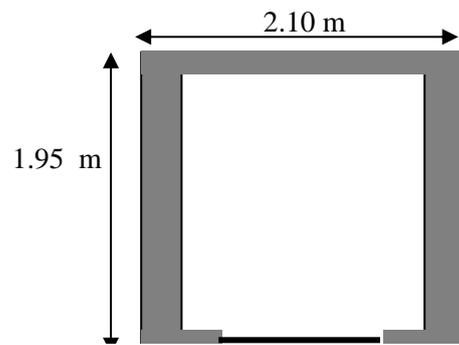


Fig. III.11. Cage d'ascenseur.

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

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

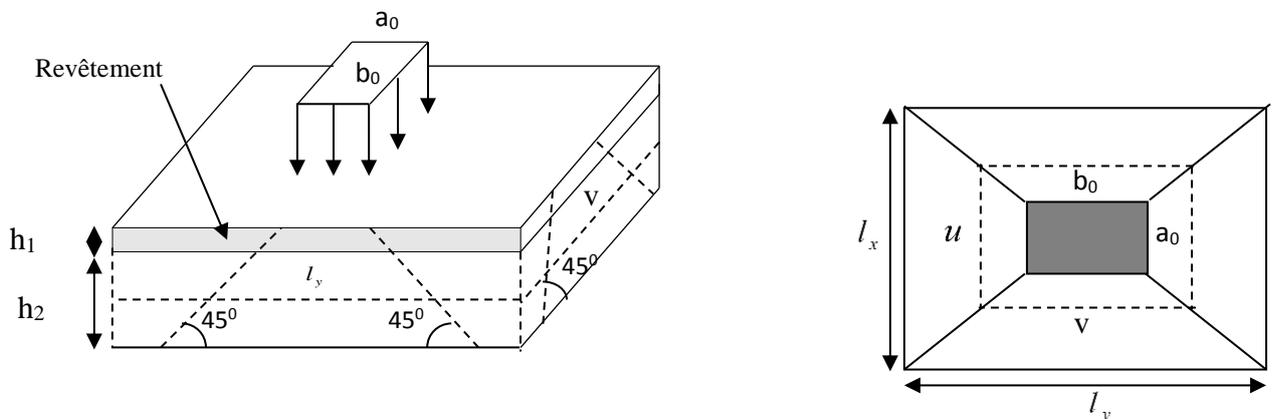


Fig. III.12. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_y \end{cases}$$

Avec :  $a_0 \times b_0$  surface de charge =  $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

$h_1$  : Espacement du revêtement (5cm)

$\xi$  : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé  $\xi=1$ )

$$\begin{cases} U = 115 \text{ cm} \\ V = 115 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} l_x = 195 \text{ cm} \\ l_y = 210 \text{ cm} \end{cases}$$

**III.4.2.1. Evaluation des moments sous charge concentrée :**

**a)  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système :**

$M_{x1}, M_{y1}$  sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le **BAEL91** :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

Avec :  $\nu$  est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2).

$M^1$  et  $M^2$  : données par l'abaque de PIGEAUD..... [ANNEXEII]

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,93 \quad \frac{U}{l_x} = 0,59 \quad \frac{V}{l_y} = 0,55$$

D'où :  $M^1 = 0,089$

$M^2 = 0,073$

$$q_u = 1,35 \times P \rightarrow q_u = 85,05 \text{ KN (avec } P = 63 \text{ KN)}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 85,05 \times 0,089 = 7,57 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 85,05 \times 0,073 = 6,2 \text{ KNm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 7,57 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 6,2 \text{ KNm} \end{cases}$$

**b)  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  du système :**

$M_{x2}, M_{y2}$  sont dus aux poids propres et la charge d'exploitations d'entretien.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$\rho=0.93 > 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,8450 \end{cases} \dots\dots\dots \text{ [Annexe I]}$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5 cm)

$$G^2 = 5 \text{ KN/m}^2 .$$

$$Q^2 = 1 \text{ KN/ m}^2 .$$

$$\Rightarrow q^u = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 1 = 8.25 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.342 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.134 \text{ KNm}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.57 + 1,342 = 8.912 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.2 + 1.134 = 7.334 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**III.4.2.2. Ferrailage :**

Le ferrailage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de  $h=15\text{cm}$  ( $d^x = 13\text{cm}$  ;  $d^y = 11.8\text{cm}$ )

$$M^{tx} = 0.85 \times M^x = 7.57 \text{ KN.m}$$

$$M^{ty} = 0.85 \times M^y = 6.23 \text{ KN.m}$$

$$M^{ax} = -0.4 \times M^x = -3.56 \text{ KN.m}$$

$$M^{ay} = M_{ax} = 3.56 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.35. Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie :

Sens	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sup>t</sup> <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sup>t</sup> <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sup>a</sup> <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sup>a</sup> <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>X-X</b>	7.57	-3.56	1.69	3HA12=3.39	<b>0.79</b>	<b>4HA8=2.01</b>
<b>Y-Y</b>	6.23	-3.56	1.54	4HA8=2.01	<b>0.79</b>	<b>4HA8=2.01</b>

**Vérifications :**

- **Condition de non fragilité :**

$$h > 12 \Rightarrow A_{\min}^x = 0.80\% \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_x^{\min} = 1,242 \text{ cm}^2 \leq A_s = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.93 > 0.4$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \leq A_s$$

- **Vérification au poinçonnement :**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée et éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q<sub>u</sub> : La charge de calcul à l'état ultime

U<sub>c</sub> : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (115 + 115) \Rightarrow U_c = 460 \text{ cm. ;}$$

$$P_u = 85.05 \text{ KN}$$

$$p_u = 85.05 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 690 \text{ KN}.$$

**a. Vérification de l'effort tranchant :** b=100cm ; d=18cm.

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), U=V

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

$$\text{On a } v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 24.65 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.137 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

**Calcul à l'ELS :**

**Moment engendré par le système de levage :**

$$Q_{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q_{ser} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 6.53 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 5.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Moment dû au poids propre de la dalle :**

$$\mu_x = 0,0500 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0,8939 \text{ KN.m}$$

$$q_{ser} = 5 + 1 = 6 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.14 \text{ KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.02 \text{ KNm} \end{cases}$$

**La Superposition des Moments :**

$$M^x = 7.67 \text{ KN.m}$$

$$M^y = 6.74 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$M^{tx} = 6.52 \text{ KN.m} \quad M^{ax} = 3.068 \text{ KN.m}$$

$$M^{ty} = 5.73 \text{ KN.m} \quad M^{ay} = 3.068 \text{ KN.m}$$

On vérifie  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

(On prend  $M' = 6.52 \text{ KN.m}$ )

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 2.514 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 3844.81 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 4,26 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

FPN. .... Pas de vérification dans l'acier

• **La flèche :**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{21} \Rightarrow 0.1 > 0.047;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.1 > 0.085;$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.00154 < 0.01$$

Vérifiée

• **Schéma de ferrailage**

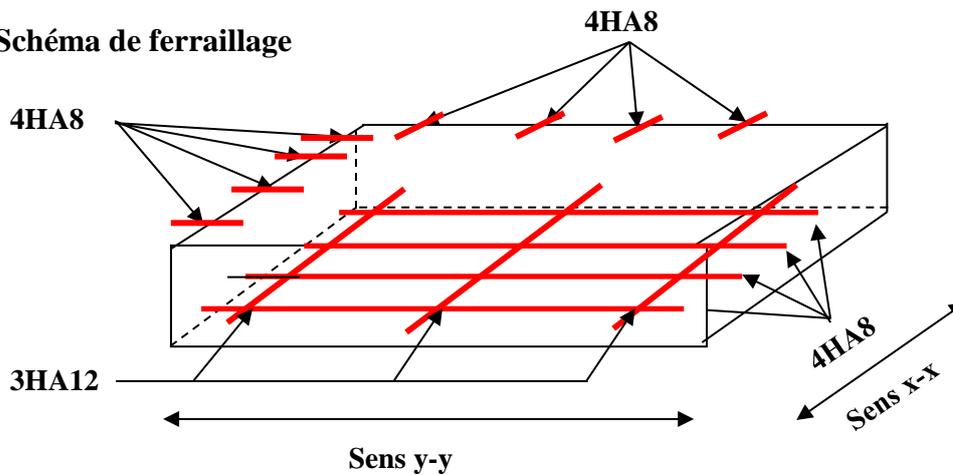


Fig. III.13. Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie.

**III.4.3. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :**

Les dimensions sont les mêmes (210×195 et h=15cm)

- poids propre de la dalle et de revêtement :  $G^1 = 5 \text{ KN/m}^2$ .
- poids propre de l'ascenseur :  $G^2 = \frac{Fc}{S} = \frac{50}{4.095} = 12.21 \text{ KN/m}^2$ .
- $G^{total} = G^1 + G^2 \rightarrow G^{total} = 17.21 \text{ KN/m}^2$ .
- $P^{total} = 1,35 \times G^{total} \rightarrow P^{total} = 23.23 \text{ KN/m}^2$ .

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.95}{2.1} = 0.93 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

**III.4.4. Evaluation des moments à l'ELU :**

$$M_2^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0428 \times 23.23 \times 1.95^2 \Rightarrow M_2^x = 3.78 \text{ KNm}$$

$$M_2^y = \mu_y \times M_2^x \Rightarrow M_2^y = 3.19 \text{ KNm}$$

$$M^{tx} = 0,85 \times M^x = 3,21 \text{ KN.m}$$

$$M^{ty} = 0,85 \times M^y = 2.71 \text{ KN.m}$$

$$M^{ax} = 0,4 \times M^x = 1,51 \text{ KN.m}$$

$$M^{ay} = M_{ax} = 1,51 \text{ KN.m.}$$

**III.4.3.2. Ferrailage :**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau :

**Tableau III.36. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :**

Moment (KN.m)	$\mu_{bc}$	$A^{calcul} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A^{adoptés} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$
$M_{tx}$	0,0069	0,51	4HA8
$M_{ty}$	0,0059	0,43	3HA8
$M_{ax}$	0,0033	0,242	4HA8
$M_{ay}$	0,0033	0,242	4HA8

• **Condition de non fragilité :**

$$h > 12 \Rightarrow A_{\min} = 0.8\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$A_x^{\min} = 1,82 \text{ cm}^2$  et  $A = 2,01 \text{ cm}^2$  (dans tous les cas) ..... *Condition vérifiée.*

$$\rho = 0.71 > 0.4$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \geq A_s$$

**Calcul à l'ELS :** ( $\nu = 0,2$ )

$$P = 22.5 \text{ KN/m}^2$$

$$M^x = 3,7 \text{ KN.m}$$

$$M^y = 2,2 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \text{ (On prend } M = 3,7 \text{ KN.m)}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0 \rightarrow Y = 2,51 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s (d - y)^2 = 3844,81 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2,41 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **La flèche :**

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

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{15}{150} = 0.10 > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] = \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{3.70}{20 \times 4.35} \right] = 0.042 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0016 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Schéma de ferrailage :

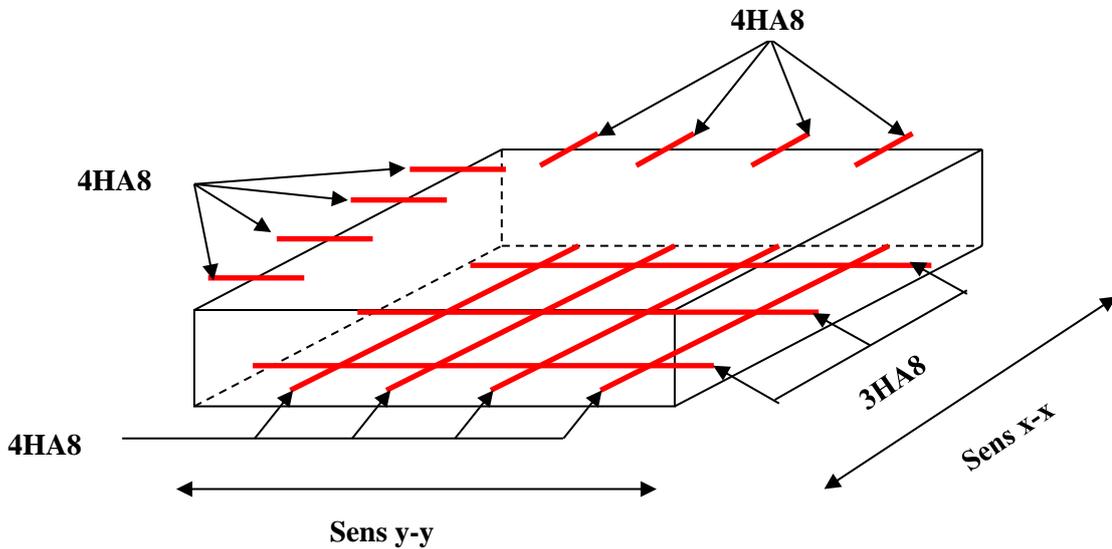


Fig. III.14. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l’ascenseur.

III.5. Etude de l’acrotère :

L’acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l’infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l’accrochage du matériel des travaux d’entretiens des bâtiments.

L’acrotère est considéré comme une console, encastree dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l’effort ( $F_p$ ) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

III.5.1 hypothèses de calcul :

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ La fissuration est considérée préjudiciable.
- ✓ L’acrotère sera calculé en flexion composée.

III.5.2 Evaluation des charges et surcharges :

$$S_{arc} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{arc} = 0,0985 \text{ m.}$$

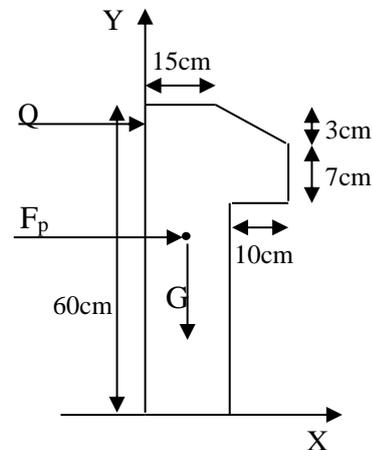


Fig. III.15. Coupe transversale de l’acrotère.

$$G = 25 \times 0.0985 = 2.4625 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

**III.5.2.1. Charge verticale :**

**Tableau III.37. Charge permanente revenant à l'acrotère :**

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.16	2.6225	1.00

**III.5.2.2 : Charge horizontale (Charge sismique) :**

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

$C_p$  : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

$W_p$  : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.6225 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.6225 \Rightarrow F_p = 1.2588 \text{ KN}$$

**III.5.3 : Calcul des sollicitations :**

**Calcul du centre de gravité :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.213m \\ Y_G = 0.284m \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.6225 KN \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 KN.m \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.2588 \times 0.284 \Rightarrow M_{F_p} = 0.3575 KN.m \end{cases}$$

**Tableau III.38. Combinaisons d'action de l'acrotère.**

	RPA 99	ELU	ELS
<b>Sollicitations</b>	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	<b>G + Q.</b>
<b>N (KN)</b>	2.6225	3.54	<b>2.6225</b>
<b>M (KN.m)</b>	<b>0.9575</b>	<b>0.90</b>	<b>0.6</b>

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9575}{2.6225} = 0.365m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025m$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et  $N_u$  est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment  $M_{ua} = N_u \times e$   
 Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ( $e = \frac{Mu}{Nu}$ ) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

$e_0$  : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

$e_a$  : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2cm \cdot L/250)$$

L : portée de l'élément =60 cm

$$e_a = \max (2cm \cdot 60/250) = 2 \text{ cm} \quad [2]$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

$\phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0 \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

$l_f$  : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2m.$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576m$$

D'où :  $e = 0.365 + 0.02 + 0.00576 = 0.390m$

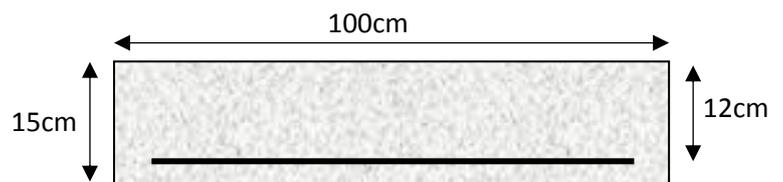
Les sollicitations de calcul deviennent :

$$Nu = 3.54 \text{ KN.}$$

$$Mu = Nu \times e = 3.54 \times 0.39 = 1.380 \text{ KN.m}$$

**III.5.5 : Ferrailage de l'acrotère :**

**Calcul à l'ELU :**



**Fig. III.16. Section à ferrailer.**

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1.380 + 3.54 \left( 0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 15393 \text{ KN.m.} \times 10^{-4}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.00752 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.00944; \quad Z = d \times \left( 1 - 0.4 \times \alpha \right) \Rightarrow Z = 0.119 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.37 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.268 \text{ cm}^2$$

**Vérification à l'ELU :**

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$  On adopte :  $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 \text{ KN.}$$

$$T_u = V_u / (b \times d) = 2.2588 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.0282 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa.} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0282 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement :**

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/3 = 33,3$  cm. On adopte  $S_t = 30$  cm.
2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq 70/3 = 23,33$  cm. On adopte  $S_t = 20$  cm.

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3,14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10,048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{se} = 2,2588 \times 10^{-3} / (0,9 \times 0,12 \times 0,10048) \Rightarrow \zeta_{se} = 0,208 \text{ MPa}$$

$$0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{se} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

**Vérification à l'ELS :**

$$d = 0,12 \text{ m} ; N_{ser} = 2,6225 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m}; \eta = 1,6 \text{ pour les HR}$$

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

**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.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0,6 / 2,6225) + (0,12 - 0,15/2) \Rightarrow e_1 = 0,273 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0,12 - 0,273 \Rightarrow c = -0,153 \text{ m.}$$

$$c = -0,153 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$P = -3 \times (-0,153)^2 + 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times \frac{0,12 + 0,153}{1} \Rightarrow P = -0,065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 m^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :  $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{ser} = 0.1614 m$ .

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0135 m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3}}{0.0135} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0313 MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.

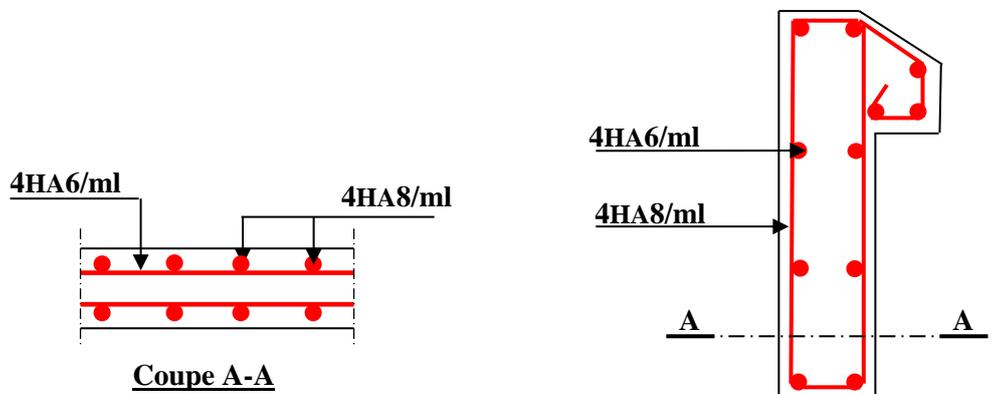


Fig. III.17. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

### III.7. Etude des poutres de chaînages

#### III.7.1. Définition

- **Le chaînage horizontal** : Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendent solidaires à la structure, elles servent de porte à faux.

#### III.7.2. Dimensionnement : $L_{max} = 4.10m$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 27.33cm \leq h \leq 41cm \quad \text{Condition de flèche (RPA (Art 9.3.3))}$$

$$h \geq 15cm; \quad b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm \quad (30 \text{ cm est l'épaisseur de mur}). \text{ On adopte : } h = 30cm; \quad b = 30cm.$$

#### III.7.3. Calcul des sollicitations

Poids propre :  $P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 \Rightarrow P_p = 2.25KN/m$

Poids des murs :  $P_m = 2.81 \times (3.06-0.3) \Rightarrow P_m = 7.755 \text{ KN/m.}$

$$P_u = 1.35 \times (2.25 + 7.755) \Rightarrow P_u = 13.5KN/ml; \quad P_s = 7.755 + 2.25 = 10 \text{ KN/ml}$$

#### III.7.4. Calcul à l'E.L. U

$$M_u = P_u \frac{L_{max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 28.36KN \cdot m; \quad M_t = 0.75M_u \Rightarrow M_t = 21.27KN \cdot m;$$

$$M_a = -0.5M_u = -14.18KN \cdot m$$

Armatures longitudinales :  $d = 0.9 \times h \Rightarrow d = 0.9 \times 0.3 \Rightarrow d = 0.27m$

	$M \text{ (KN.m)}$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z \text{ (cm)}$	$A_s \text{ calculé (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ adopté (cm}^2\text{)}$
<b>En travée</b>	21.27	0.0205	0.025 8	26.72	2.29	1.3	<b>3HA12=3.39</b>
<b>En appui</b>	14.18	0.0137	0.0172	26.81	1.52	1.3	<b>3HA10=2.36</b>

Tableau III.39. Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

**III.7.5. Vérifications à l’E.L. U**

• **Effort tranchant**

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 27.67KN \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.102MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.13}{\gamma_b} f_{c28}; 4MPa\right) = 2.16MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

**b) Calcul des armatures transversales :**  $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57mm$

Soit un cadre HA8 plus un étrier HA8  $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$

**c) L’espace**

1)  $St \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow St \leq 24.3 cm$

2)  $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.102 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0$  (CBA Art A.5.1.2.3)

3)  $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67cm$  .On prend  $St = 15cm$

**III.7.6. Vérification à l’E.L. S**

**a) Vérification de la contrainte dans le béton :**  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y;$   $M_S = 21.01KNm.$

$M_t^s = 0.75 \times M_S = 15.75KNm$

$M_a^s = 0.5 \times M_S = 10.5KNm$

Calcul de  $y$  :  $A = 3.39cm^2;$   $\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 4.75cm$

**Calcul de I :**  $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 28746.32cm^4$

En travée :  $(\sigma_{bc} = 2.6MPa) < 15MPa \dots \dots \dots$  Vérifiée

En appuis :  $(\sigma_{bc} = 1.73MPa) < 15MPa \dots \dots \dots$  Vérifiée

**b) Evaluation de la flèche**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.073 > 0.075; \dots \text{Non Vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.073 > 0.0625; \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.004 < 0.01 \dots \text{Vérifiée}$$

La première condition n'est pas observée, donc on doit vérifier la flèche à l'ELS

On augmente la section des armatures on prend 4HA12= 4.52 .

### III.7.7. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

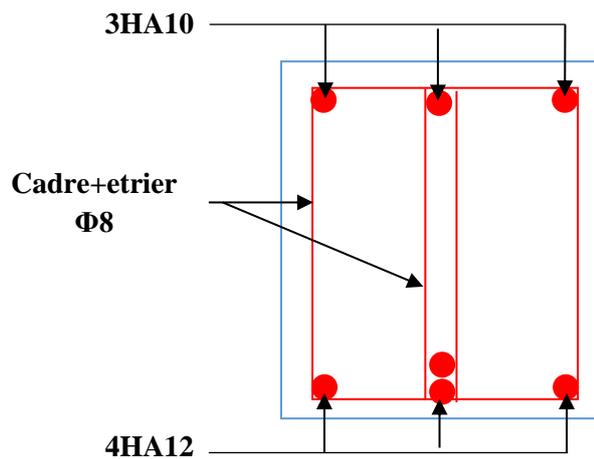
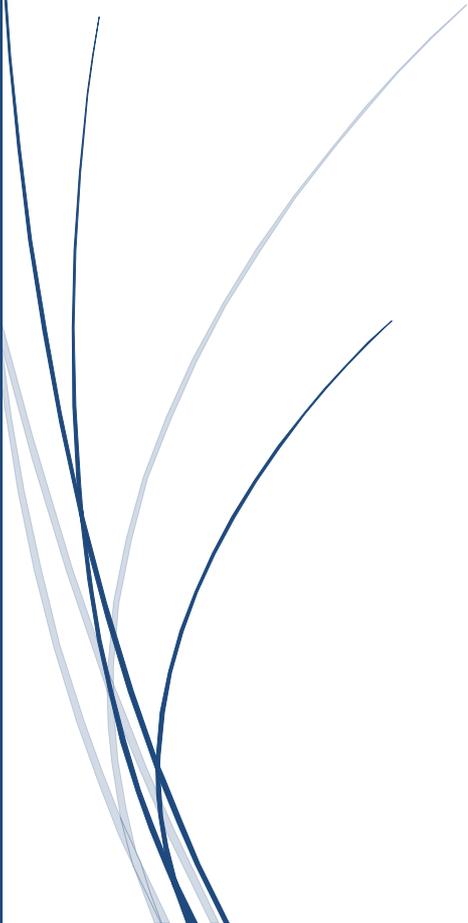


Fig. III.18. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage



## Chapitre IV

# Etude sismique



### IV.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Il est important de prévoir les modes de déformation des constructions sous l'effet des secousses, et de maîtriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la composent. Puis la résistance des matériaux utilisés, leurs mises en œuvre et leurs caractéristiques diverses définies par l'ingénieur doivent permettre à la construction de répondre aux sollicitations d'origine sismique. Par conséquent la conception architecturale conditionne le comportement des bâtiments vis à vis du séisme.

### IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

### IV.3. Méthode de calcul :

Selon le RPA 99/V2003 le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

#### ❖ Méthode statique équivalente:

##### ➤ Principe :

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

#### ❖ Méthode d'analyse modale spectrale:

##### ➤ Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Dans le dimensionnement de structure, les règles parasismiques algérienne (RPA 99 /V2003 exige que l'effort tranchant à la base calculée analytiquement,  $V_{analytique}$ , par la méthode modale spectrale

doit respecter une certaine condition par rapport à l'effet tranchant par la MSE (méthode statique analytique),  $V_{MSE}$ :  $V_{analytique} \geq 0,8V_{MSE}$

$$V_{MSE} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Détermination des paramètres du spectre de réponse :

▪ **Coefficient d'accélération A :**

- Zone (IIa) D'après la classification sismique de wilaya de Bejaia (RPA 99/V2003)
- Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient  $A=0.15$

▪ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 RPA99/V2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA99/V2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à :  $R=5$

▪ **Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La qualité de contrôle de la structure.

Sa valeur est donnée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

$P_q$ : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité  $q$  « est satisfaite ou non ».

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (RPA99/V2003).

Les valeurs à retenir sont dans le tableau ci-après :

Critère	Pq	
	Observé	Non observé
1) Condition minimale sur les files de contreventement.	Non	0.05
2) Redondance en plan.	Non	0.05
3) Régularité en plan.	Non	0.05
4) Régularité en élévation.	Non	0.05
5) Contrôle de qualité des matériaux.	Oui	0
6) Contrôle de qualité d'exécution.	Oui	0

**Tableau IV. 1. Valeurs des pénalités Pq**

Donc :  $Q = 1 + \sum P_q = 1.2$

$W$  : poids total de la structure :  $W = \sum_1^9 W_i$ , avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi}$

$W_{Gi}$  : 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 le tableau 4.5 du RPA 99/V2003.

$$W = 26072.7 \text{ KN}$$

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

Pour le calcul du facteur D, qui est fonction de la période fondamentale de la structure (T), il est donné par la formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5 * \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \dots\dots \text{(RPA99/V2003 Art 4.2.3)} \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

○ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

<< Les valeurs propres de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% >>. **RPA 99/V2003(article 4.2.4)**

La plupart des ingénieurs interprète mal ce paragraphe, et pensent que si la période analytique est supérieure à  $1,3.T_{\text{empirique}}$  il faut rigidifier d'avantage la structure jusqu'à ce que cette condition soit vérifiée,

**C'est une interprétation erronée !!**

Cette condition est liée au choix de la période approprié pour le calcul de l'effort tranchant à la base. En fait, la période utilisée pour le calcul de l'effort tranchant à la base est sujette à une borne supérieure, qui est  $1,3.T_{\text{empirique}}$

Le tableau ci-dessous montre comment choisir la période de calcul de  $V_{MSE}$  :

Si:	La période choisie pour le calcul du facteur D est:
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$1,3T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1,3T_{\text{empirique}}$

✓  $T_{\text{empirique}} = C_T * (h_N)^{3/4}$  avec :

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

$h_N = 27.54 \text{ m}$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$\Rightarrow C_T = 0,05$  (tableau 4.6 du RPA 99/V2003). D'où :  $T = 0,601 \text{ s}$ .

Selon

l'article 4.2.4 (4) R.P.A99/v2003, la période doit être majorée de 30%

$T_{\text{empirique}} = 0.60 \text{ s}$

✓  $T = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L}}$ .

$L$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour  $T$ .

$$\begin{cases} L_x = 16.2 \text{ m} \\ L_y = 24.85 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.61 \text{ sec} \\ T_y = 0.49 \text{ sec} \end{cases}$$

**Valeur de  $T_1$  et  $T_2$  :**

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA99/2003 tableau 4.7)

Sol ferme  $\Rightarrow$  site  $S_3 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.5 \text{ sec} \end{cases}$

$1.3T_x = 0.793 \text{ sec} < T_{\text{analytique}} = 0.81 \text{ sec} \longrightarrow T = 1.3T_x = 0.793 \text{ sec}$

$T_y < T_{\text{analytique}} < 1.3 T_y \longrightarrow T = 1.3 T_y = 0.637 \text{ sec}$

$$D = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}, T_2 < T < 3 \text{ sec}$$

Tel que :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$   $\rightarrow$  facteur de correction d'amortissement.

$\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (RPA 99/V2003 tableau 4.2).

Portique auto stable  $\rightarrow \xi = 7 \%$ .

Voiles  $\rightarrow \xi = 10 \%$ .

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne  $\Rightarrow \xi = 8,5 \%$ .

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 8.5)}} = 0.82$$

$$\begin{cases} D_x = 1.484 \\ D_y = 1.423 \end{cases}$$

Donc : 
$$\begin{cases} V_x = 1392.45 \text{ KN} \\ V_y = 1335.67 \text{ KN} \end{cases}$$

**IV.4. Modélisation de la structure :**

La forme architecturale de la structure à étudier, nous à pousser à une recherche d’un bon comportement dynamique qui peut résister aux différentes sollicitations.

La hauteur du bâtiment dépasse les 20 mètres, donc selon RPA99/V2003 (article 3.4) on doit introduire des voiles.

On a opté à cette disposition :

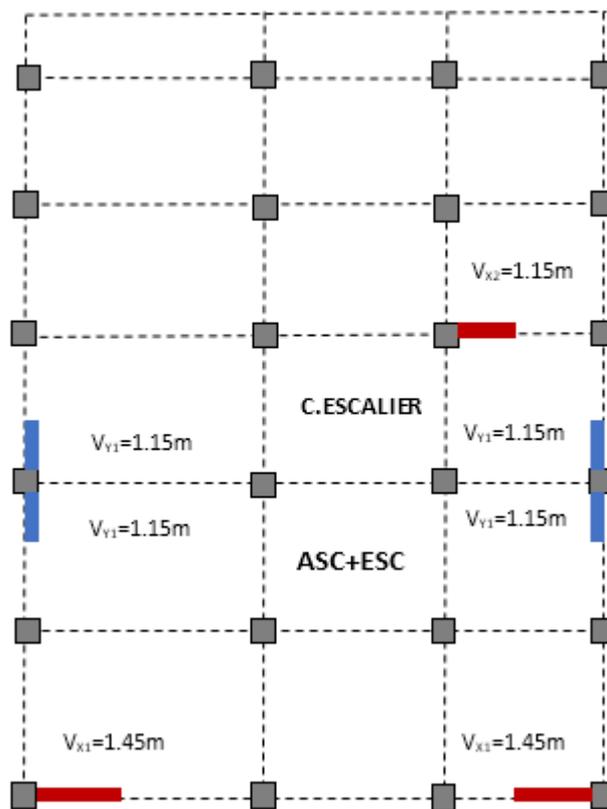


Figure IV. 1. Disposition des voiles

Nous présenterons dans les figures suivantes la modélisation de la structure :

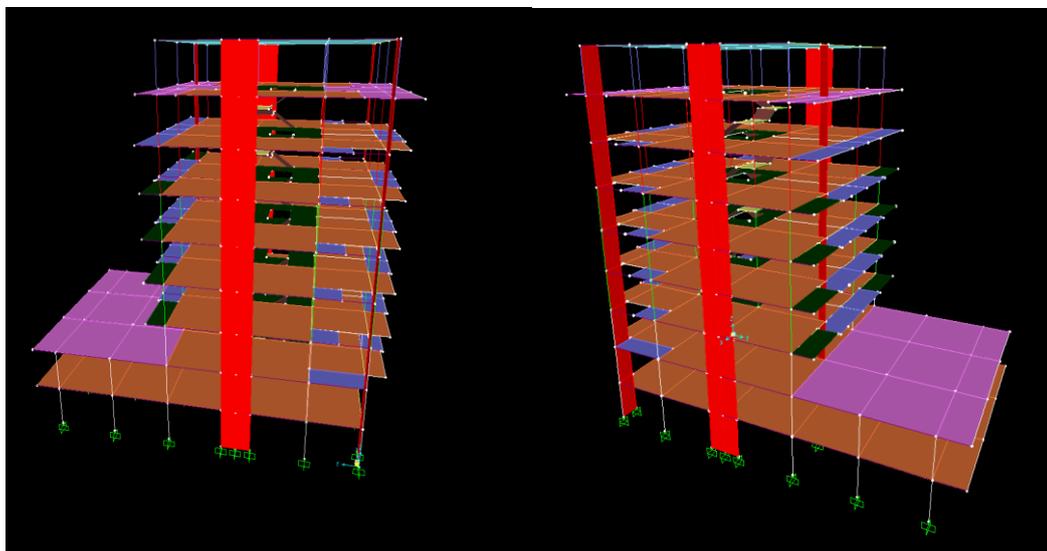


Figure IV. 2. Vue en 3D (SAP 2000)

#### IV.5. Analyse du comportement de la structure :

✓ Mode (1) :

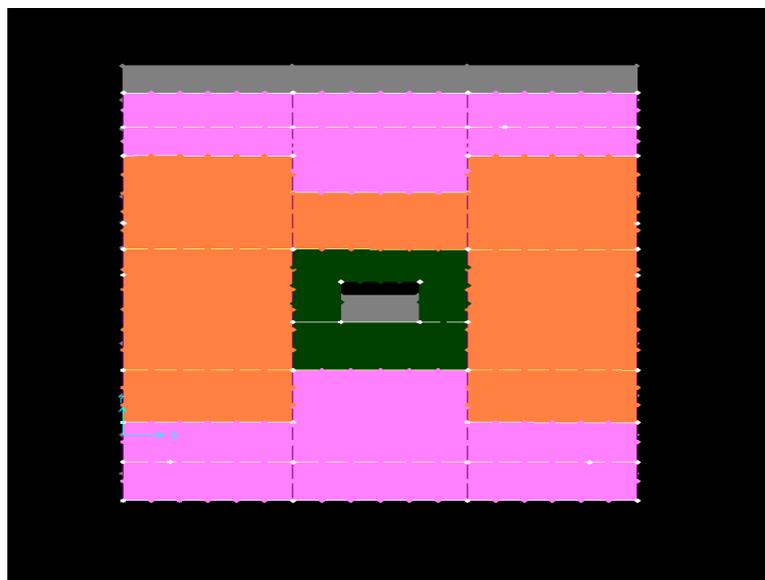


Figure IV.3. Mode 1 translation (y-y)

✓ Mode (2) :

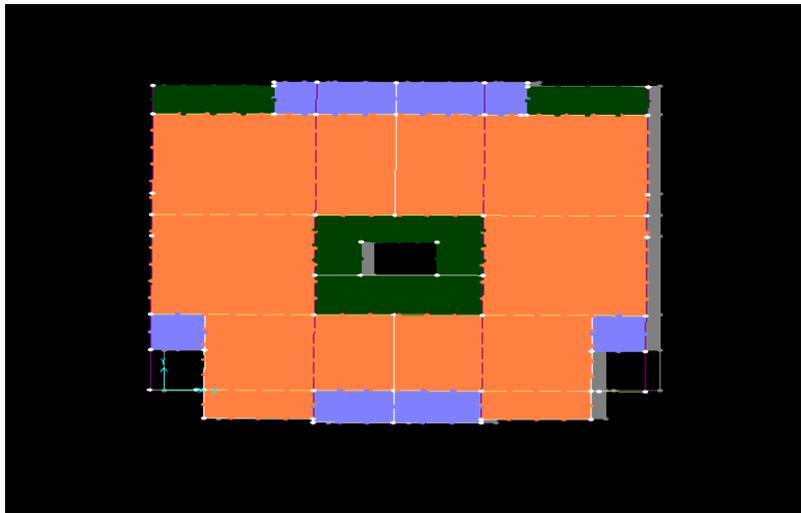


Figure IV. 4. Mode 2 translation (x-x)

✓ Mode (3) :

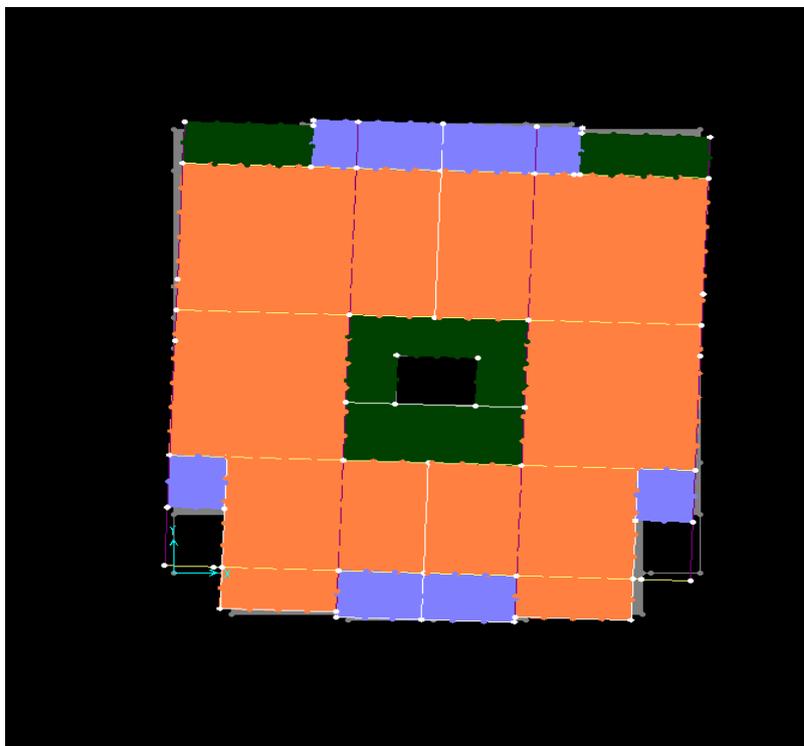


Figure IV. 5. Mode 3 torsion

❖ Période de vibration et taux de participation des masses modales :

Projet de fin d'étude Master II 2016/2017

Modes	Période (s)	Masses cumulées U <sub>x</sub>	Masses cumulées U <sub>y</sub>	Masses modale U <sub>x</sub>	Masses modale U <sub>y</sub>
1	0,86	0,00014	0,00014	0,69265	1,2
2	0,81	0,69482	0,69468	0,00015	53,71
3	0,66	0,69862	0,0038	0,000006753	8,89
4	0,28	0,69888	0,00026	0,14547	5,64
5	0,27	0,84163	0,14275	0,00026	2,53
6	0,22	0,84316	0,00154	0,000003462	0,99
7	0,16	0,91228	0,06912	0,00009332	1,92
8	0,15	0,91236	0,00007273	0,07307	0,12

**Tableau IV. 2. Période de vibration et taux de participation des masses modales**

**NB :** Concernant les modes à retenir, nous avons constaté que le pourcentage de participation modale atteint plus de 90% à partir du huitième mode (sens x) et septième mode (sens y) ce qui vérifie la condition du RPA99/V2003.

#### IV.6. Justification de l'interaction voile-portique :

Les tableaux (IV.3) et (IV.4) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales. L'article (3.4.A.4.a) du RPA99/V2003 stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

##### IV.6.1. Sous charges verticales :

- Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques : 
$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

- Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles : 
$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
Entresol	27114,36	2554,228	29668,588	91,39	8,61	Vérifiée
RDC	22449,639	2916,844	25366,483	88,50	11,50	Vérifiée
Etage 1	17927,905	2510,565	20438,47	87,72	12,28	Vérifiée
Etage 2	15033,02	2342,768	17375,788	86,52	13,48	Vérifiée
Etage 3	12416,284	2003,51	14419,794	86,11	13,89	Vérifiée
Etage 4	9828,125	1598,657	11426,782	86,01	13,99	Vérifiée
Etage 5	7164,27	1284,726	8448,996	84,79	15,21	Vérifiée
Etage 6	4598,01	864,489	5462,499	84,17	15,83	Vérifiée
Etage 7	1901,783	444,475	2346,258	81,06	18,94	Vérifiée

Tableau IV. 3. Interactions sous charges verticales

## IV.6.2. Sous charges horizontales :

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques  $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles :  $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés sur le tableau suivant :

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
Entresol	1112,433	331,055	1443,488	77,07	22,93	Vérifiée
RDC	1029,746	369,528	1399,274	73,59	26,41	Vérifiée
Etage 1	1014,633	240,962	1255,595	80,81	19,19	Vérifiée
Etage 2	979,521	195,917	1175,438	83,33	16,67	Vérifiée
Etage 3	912,426	138,809	1051,235	86,80	13,20	Vérifiée
Etage 4	806,979	96,589	903,568	89,31	10,69	Vérifiée
Etage 5	614,376	116,186	730,562	84,10	15,90	Vérifiée
Etage 6	470,939	55,492	526,431	89,46	10,54	Vérifiée

<b>Etage 7</b>	242,761	39,449	282,21	86,02	13,98	<b>Vérifiée</b>
----------------	---------	--------	--------	-------	-------	-----------------

**Tableau IV. 4.interactions sous charges horizontales dans le sens (x-x)**

<b>Niveaux</b>	<b>Charges reprises en (KN)</b>			<b>Pourcentages repris (%)</b>		<b>Observation</b>
	<b>Portiques</b>	<b>Voiles</b>	<b>Total</b>	<b>Portiques</b>	<b>Voiles</b>	
<b>Entresol</b>	1140,528	262,707	1403,235	81,28	18,72	<b>Vérifiée</b>
<b>RDC</b>	1049,181	285,794	1334,975	78,59	21,41	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 1</b>	883,618	320,56	1204,178	73,38	26,62	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	762,23	346,507	1108,737	68,75	31,25	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	719,252	275,54	994,792	72,30	27,70	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	642,216	212,481	854,697	75,14	24,86	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 5</b>	471,254	222,125	693,379	67,96	32,04	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 6</b>	389,374	117,002	506,376	76,89	23,11	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 7</b>	249,755	42,76	292,515	85,38	14,62	<b>Vérifiée</b>

**Tableau IV. 5.interactions sous charges horizontales dans le sens (y-y)**

**IV.7. Vérification de la résultante de la force sismique :**

Selon **RPA99/V2003 (Article 4.3.6)**, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

**Tableau IV. 6.vérification de l'effort tranchant à la base**

	<b>V<sub>dyn</sub> (KN)</b>	<b>0.8* V<sub>st</sub> (KN)</b>	<b>Observation</b>
<b>Sens x-x</b>	1482,16	1113,962328	<b>Vérifiée</b>
<b>Sens-y-y</b>	1417,17	1068,539919	<b>Vérifiée</b>

**IV.8. Vérification de l'effort normale réduit :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad \text{(Article 7.1.3.3) RPA99/V2003.}$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : Aire (section brute) de cette dernière

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique du béton = 25 MPa

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )			
<b>Entresol</b>	65	65	4225	2944,80	0,279	<b>Vérifiée</b>
<b>RDC</b>	60	60	3600	2664,27	0,296	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 1</b>	60	60	3600	2285,01	0,254	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	55	55	3025	1895,20	0,251	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	55	55	3025	1537,74	0,200	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	55	55	3025	1178,57	0,150	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 5</b>	45	45	2025	836,79	0,160	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 6</b>	45	45	2025	522,17	0,100	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 7</b>	40	40	1600	248,12	0,060	<b>Vérifiée</b>

**Tableau IV. 7.vérification de l'effort normal réduit**

**IV.9. Justification vis-à-vis de déplacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003.**

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

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

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (**Article 5.10) RPA99/V2003.**

Tableau IV. 8.vérification des déplacements relatifs (x-x)

Niveaux	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$h_k$	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	Observation
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
Entresol	0,126	0,63	0	0,01	306,0	$3,26797 \times 10^{-5}$	Vérifiée
RDC	0,236	1,18	0,63	0,01	306,0	$3,26797 \times 10^{-5}$	Vérifiée
Etage 1	0,52	2,6	1,18	0,02	306,0	$6,53595 \times 10^{-5}$	Vérifiée
Etage 2	0,78	3,9	2,6	0,02	306,0	$6,53595 \times 10^{-5}$	Vérifiée
Etage 3	1	5	3,9	0,02	306,0	$6,53595 \times 10^{-5}$	Vérifiée
Etage 4	1,2	6	5	0,03	306,0	$9,80392 \times 10^{-5}$	Vérifiée
Etage 5	1,5	7,5	6	0,03	306,0	$9,80392 \times 10^{-5}$	Vérifiée
Etage 6	1,6	8	7,5	0,04	306,0	0,000130719	Vérifiée
Etage 7	1,7	8,5	8	0,04	306,0	0,000130719	Vérifiée

Tableau IV. 9.vérification des déplacements relatifs (y-y)

Niveaux	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$h_k$	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	Observation
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
Entresol	0,107	0,535	0	0,01	306,0	$3,26797 \times 10^{-5}$	Vérifiée
RDC	0,314	1,57	0,535	0,01	306,0	$3,26797 \times 10^{-5}$	Vérifiée
Etage 1	0,58	2,9	1,57	0,02	306,0	$6,53595 \times 10^{-5}$	Vérifiée
Etage 2	0,87	4,35	2,9	0,02	306,0	$6,53595 \times 10^{-5}$	Vérifiée
Etage 3	0,11	0,55	4,35	0,02	306,0	$6,53595 \times 10^{-5}$	Vérifiée
Etage 4	1,3	6,5	0,55	0,03	306,0	$9,80392 \times 10^{-5}$	Vérifiée
Etage 5	1,6	8	6,5	0,03	306,0	$9,80392 \times 10^{-5}$	Vérifiée
Etage 6	1,7	8,5	8	0,04	306,0	0,000130719	Vérifiée
Etage 7	1,8	9	8,5	0,04	306,0	0,000130719	Vérifiée

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

**IV.10. Justification vis-à-vis l'effet P-Δ : RPA99/V2003 (Article 5.9).**

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

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

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

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

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k.

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

$h_k$  : Hauteur d'étage (k).

Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le

facteur :  $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$

Si  $\theta_k > 0.20$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P-Δ peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

**Tableau IV. 10. Vérification des effets P-Δ(x-x)**

Niveaux	$h_k$	$P_k$	$\Delta_k$	$V_k$	$\theta_k$	Observation
	(cm)	(KN)	(cm)	(KN)		
<b>Entresol</b>	306	26033,64	0,01	1443,488	0,000589387	<b>Vérifiée</b>
<b>RDC</b>	306	22234,73	0,01	1399,274	0,000519287	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 1</b>	306	17899,41	0,02	1255,595	0,000931746	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	306	15232,38	0,02	1175,438	0,000846987	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	306	12666,01	0,02	1051,235	0,000787496	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	306	10068,81	0,03	903,568	0,001092489	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 5</b>	306	7486,823	0,03	730,562	0,001004709	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 6</b>	306	4919,195	0,04	526,431	0,001221493	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 7</b>	306	215,9682	0,04	282,21	0,001000359	<b>Vérifiée</b>

Tableau IV. 11. Vérification des effets P- $\Delta$ (y-y)

Niveaux	$h_k$	$P_k$	$\Delta_k$	$V_k$	$\theta_k$	Observation
	(cm)	(KN)	(cm)	(KN)		
Entresol	306	26033,64	0,01	1403,235	0,000606294	Vérifiée
RDC	306	22234,73	0,01	1334,975	0,000544299	Vérifiée
Etage 1	306	17899,41	0,02	1204,178	0,000971531	Vérifiée
Etage 2	306	15232,38	0,02	1108,737	0,000897941	Vérifiée
Etage 3	306	12666,01	0,02	994,792	0,000832178	Vérifiée
Etage 4	306	10068,81	0,03	854,697	0,001154957	Vérifiée
Etage 5	306	7486,823	0,03	693,379	0,001058587	Vérifiée
Etage 6	306	4919,195	0,04	506,376	0,001269871	Vérifiée
Etage 7	306	215,9682	0,04	292,515	0,000965118	Vérifiée

On remarque que la condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, donc l'effet P- $\Delta$  n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2° ordre peuvent être négligés.

#### IV.11. Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.



## Chapitre V

# Etude des éléments structuraux



## V.1. Etude des poutres :

### V.1.1 Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations ( $M, N, T$ ) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q$
- 3).  $G+Q+E$
- 4).  $G+Q-E$
- 5).  $0.8G+E$
- 6).  $0.8G-E$

### V.1.2. Ferrailage :

#### a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

Avec :  $\Phi_{\max}$  : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à  $90^\circ$ . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s’y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu’au moins un coté fermé des U d’un cadre soit disposé de sorte à s’opposer à la poussé 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). Armatures transversales :RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)**

La quantité d’armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

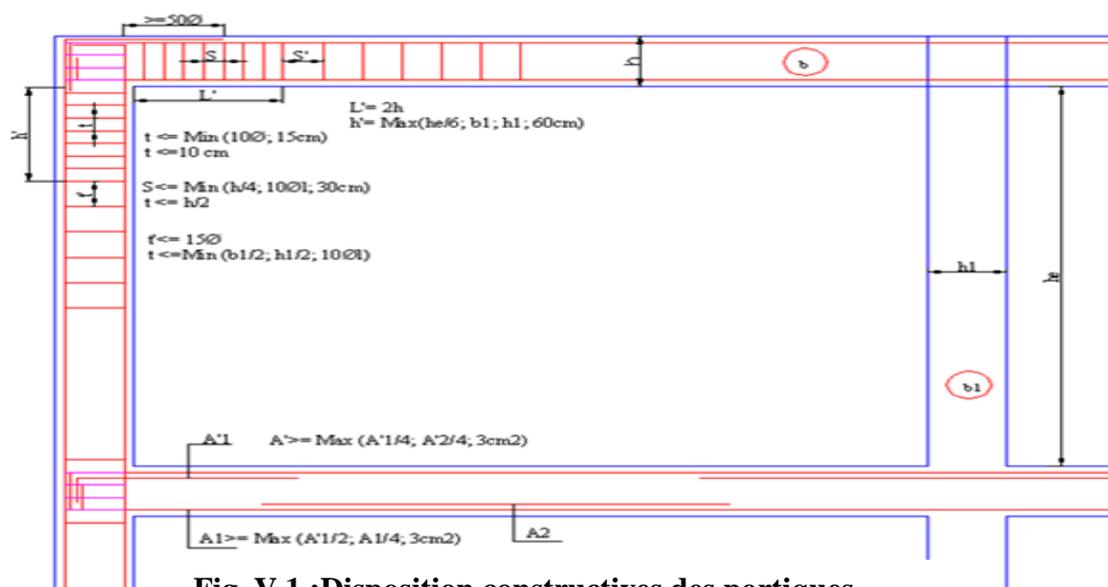
- $S_t \leq \min(h/4; 12\phi_t)$  en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l’appui ou de l’encastrement.

La valeur du diamètre  $\phi_t$  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

**V.1.3. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)**



**Fig. V.1 :Disposition constructives des portiques.**

**V.1.4.Recommandation de BAEL :**

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

**V.1.5. Calcul du ferrailage :****A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

**Calcul du moment réduit ultime :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si  $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$  alors :

$$A_s' = 0 \text{ et } A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si  $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$  alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ et } A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

**B).Exemple de calcul :**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (45×40) la plus sollicitée

$$\text{avec les sollicitations suivantes : } \begin{cases} M_t = 64.3876 \text{ KN.m} \\ M_a = 135.796 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{64.3876 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.110 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.146; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 348.392mm$$

$$Al = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} \Rightarrow Al = \frac{64.3876 \times 10^6}{348 \times 348.392} \Rightarrow A = 5.31cm^2$$

**Armatures en appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{116,27 \times 10^6}{400 \times 420^2 \times 18.48} = 0.089$$

$$\mu_{bu} = 0.089 < \mu_l = 0.392 \rightarrow pivotA \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 0.116$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 400,51mm$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{116,27 \times 10^6}{400,51 \times 400} = 7,25cm^2$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{135.796 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 18.48} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.1789 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.198; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 340.696mm$$

$$Al = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} \Rightarrow Al = \frac{135.796 \times 10^6}{348 \times 340.696} \Rightarrow A = 11.45cm^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

**Tableau V.1.Ferrailage des poutres principales et secondaires :**

Niveau	Type de poutre	section	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
<b>Entresol</b>	Poutre principale	30 × 40	Appuis	104.088	<b>147.44</b>	7.61	6	<b>8.01</b>	<b>3T14+3T12</b>
			Travée	43.736		3.54		<b>4.21</b>	<b>2T14+T12</b>
	Poutre secondaire	30 × 40	Appuis	76.574	<b>120.12</b>	5.47		<b>5.75</b>	<b>3T14+T12</b>
			Travée	50.300		4.10		<b>4.21</b>	<b>2T14+T12</b>
<b>RDC et</b>	Poutre principale	30 × 40	Appuis	123.261	<b>151.94</b>	9.17	6	<b>10.65</b>	<b>3T16+ 3T14</b>
			Travée	67.114		5.57		<b>5.75</b>	<b>3T14+T12</b>
	Poutre	30 × 40	Appuis	93.097	<b>136.43</b>	6.75		<b>6.79</b>	<b>6T12</b>

<b>1<sup>ème</sup> étage</b>	secondaire		Travée	61.134		5.04	6	5.75	3T14+T12
<b>2+3+4<sup>ém</sup> étage</b>	Poutre principale	30×40	Appuis	135.796	<b>165.86</b>	11.45	6	12.06	6T16
			Travée	64.3876		5.33		5.75	3T14+T12
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	101.378	<b>92.42</b>	7.40	6	8.01	3T14+3T12
			Travée	74.459		6.23		6.79	6T12
<b>5 et 6<sup>ème</sup> étage</b>	Poutre principale	30×40	Appuis	124.876	<b>164.39</b>	9.31	6	10.65	3T16+ 3T14
			Travée	43.953		3.56		4.21	2T14+T12
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	77.249	<b>74.69</b>	5.53	6	5.75	3T14+T12
			Travée	53.592		4.38		4.52	4T12
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	Poutre principale	30×40	Appuis	106.175	<b>155.60</b>	7.78	6	8.01	3T14+3T12
			Travée	46.143		3.74		3.80	2T12+T14
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	53.342	<b>83.38</b>	3.74	6	3.80	2T12+T14
			Travée	31.069		2.48		3.39	3T12

### V.1.6. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

En zone courante :  $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement:  $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

- Les longueurs de recouvrement :

$L_r > 40 \times \phi$  en zone II  $L_r > 40$

$\phi = 14\text{mm}$      $L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm}$     on adopte  $L_r = 65\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$      $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$     on adopte  $L_r = 50\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$      $L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm}$     on adopte  $L_r = 50\text{cm}$

### V.1.7. Les armatures transversales :

#### a). Calcul de $\Phi_t$ :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min \left( \phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1,2; 1.142; 3cm)$$

Soit  $\phi_t = 10mm$

Donc on opte pour  $A_t = 4T10 = 3.14cm^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

**b).Calcul des espacements des armatures transversales :**

**1.  $S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$  avec:**

1).  $S_{t1} = \min(0.9 \times d ; 40cm) = 34.2 \text{ cm}$

2).  $S_{t2} \leq \frac{A_t \times Fe}{0.4 \times b_0} \implies S_{t2} \leq 78.5cm$

3).  $S_{t3} = \frac{0.8 \times fe \times A_t}{b_0 \times (\tau - 0.3 \times Ft28)} \leq 86.68 \text{ cm}$

**2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$$

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10; 14.4) = 10cm$$

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ **Zone courante :**  $S_t \leq h/2 = 40/2 = 20cm.$

Soit  $S_t = 15cm$

**c).Vérification des sections d'armatures transversales :**

$$A_t^{min} = 0.003.S_t . h = 0.003.15.40 = 1.8cm^2$$

$$A_t = 3.14 > A_{min} = 1.8cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**V.1.8. Vérification à l'ELU :**

**a).Condition de non fragilité :** **BAEL91(Art F.IV.2)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times Ft28 / fe \implies A_{min} = 1.34cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**b).Contrainte tangentielle maximale :**

**Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :

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

Tel que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$  ..... **BAEL91 (Art H.III.2)**

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$ .

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles :**

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	165.86	1.53	3.33	Vérifiée
Secondaires	92.428	0.85	3.33	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

**c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

✓ Appuis de rives  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$  .....(1) . **BAEL91 (Art H.IV.2)**

✓ Appuis intermédiaires  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$  .....(2)  $\gamma_s = 1.15, f_e = 400MPa$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

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

Poutres	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	Vu (KN)	Ma (KN.m)	$A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales	12.06	165.86	135.796	4.76	-7.31	Vérifiée
Secondaires	8.01	92.428	101.378	2.65	-6.3	Vérifiée

**V.1.9.Vérification à l'ELS :**

**a). Etat limite de compression du béton :**

$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0;$   $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y;$   $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$  **BAEL91 (Art E.III.1)**

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

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

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs
Poutres principales	Appuis	81.9112	6.88	81406.32	12.8	<b>12.96</b>	<b>15</b>	Vérifiée
	Travées	30.2558	2.4	35370.71	8.3	<b>7.1</b>	<b>15</b>	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	39.667	3.2	44870.32	9.4	<b>8.31</b>	<b>15</b>	Vérifiée
	Travées	32.3014	2.58	37574.07	8.57	<b>7.36</b>	<b>15</b>	Vérifiée

**b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

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

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

**Tableau V.5.Vérification de la flèche pour les poutres :**

	h <sub>t</sub> cm	B Cm	L (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
<b>PP</b>	40	30	5.15	12.06	0.077	0.037	0.0081	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
<b>PS</b>	40	30	5.40	8.01	0.074	0.037	0.0054	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

**V.1.10. Schéma de ferrailage des Poutres :**

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous

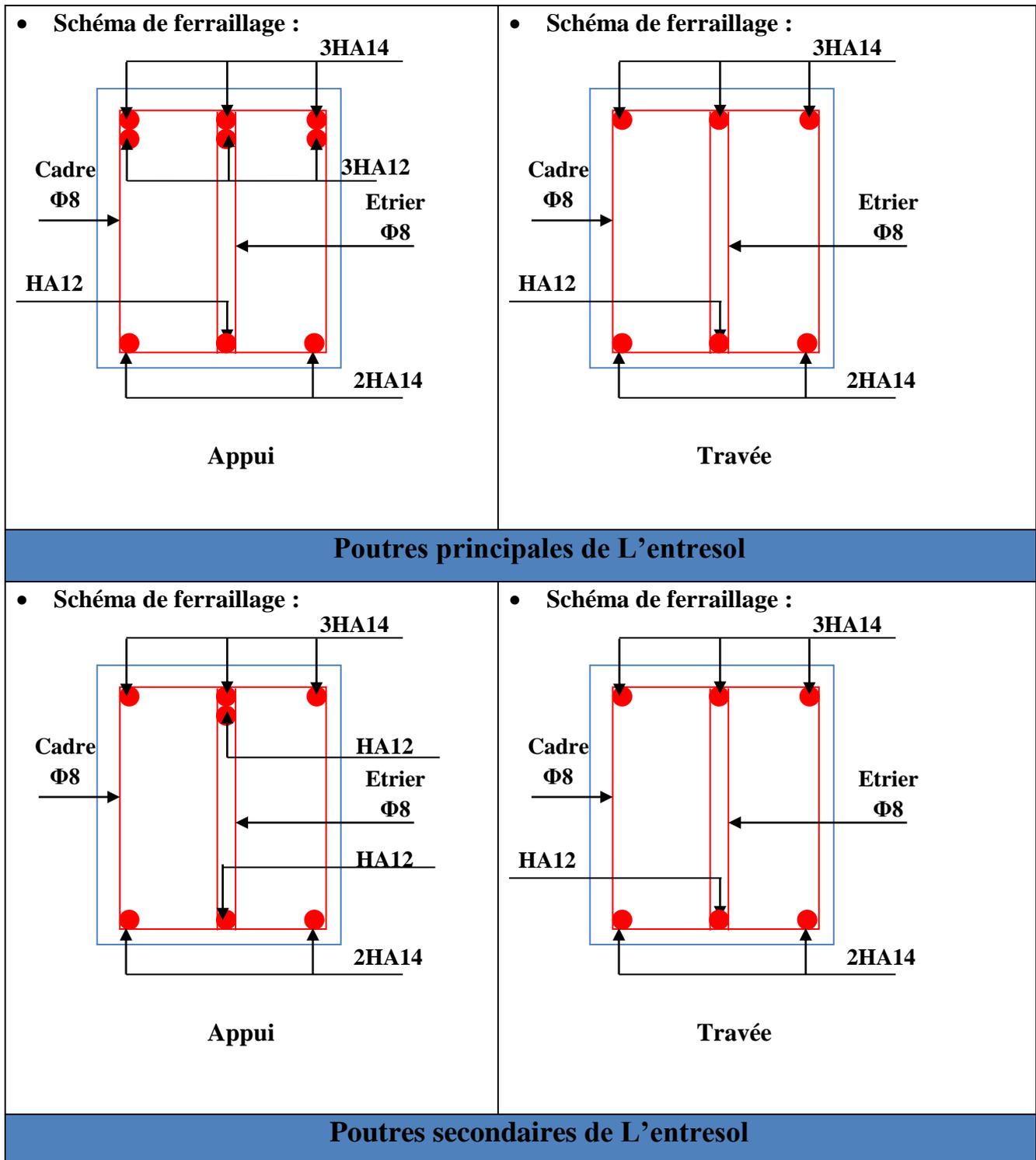


Fig. V.2 : ferrailage des poutres principales et secondaires de L'entresol.

## V.2. Etude des poteaux :

### V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q$
- 3).  $G+Q+E$
- 4).  $G+Q-E$
- 5).  $0.8G+E$
- 6).  $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

### V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

#### a). Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

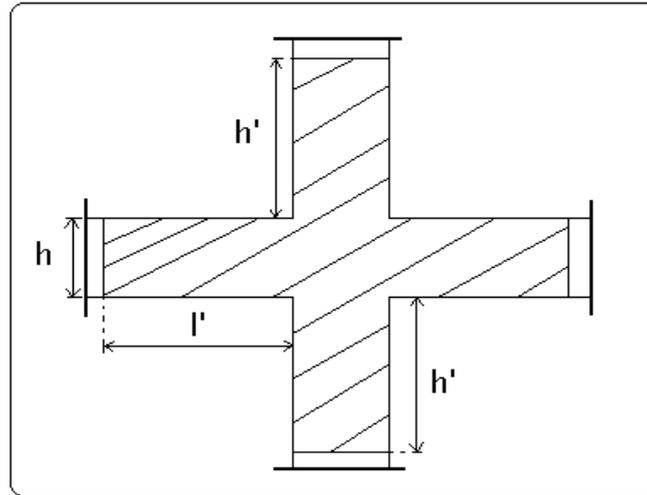
- $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) est de  $40\Phi$  en zone IIa.
- La distance ou espacement ( $S_t$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$ .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$



Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.6. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux :**

Niveau	section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) Zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement
Sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	65×65	33.8	169	253.5
2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	60×60	28.8	144	216
5 et 6 <sup>ème</sup> étage	55×55	24.20	121	181.5
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> et le dernier poteau de la cage d'escalier	50×50	20	100	150
	45×45	16.2	81	121.5

**b). Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- **V<sub>u</sub>** :est l'effort tranchant de calcul.
- **h<sub>1</sub>** :hauteur totale de la section brute.
- **f<sub>e</sub>** : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- **ρ<sub>a</sub>** : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

tranchant ; il est pris égale à :

$$\begin{cases} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{: l'élancement géométrique),} \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5. \end{cases}$$

avec :  $\lambda_g = l_f/a$  ou  $\lambda_g = l_f/b$  (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

–  $t$  : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min} (10\Phi_{L^{\min}}, 15\text{cm})$  (en zones IIa).
- ✓ dans la zone courante :  $t \leq 15\Phi_{L^{\min}}$  (en zones IIa).

La quantité **d'armatures transversales minimale**  $A_t/t.b_1$ , en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\Phi_t$  (au minimum).

### V.2.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Tableau V.7. Sollicitations dans les poteaux :**

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Entresol	3440.572	16.4468	173.114	2043.147	597.107	157.1585
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	3058.917	11.61	156.6589	2662.765	420.93	86.1371
2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	2238.218	31.6482	173.2076	1892.347	292.869	72.64
5 et 6 <sup>ème</sup> étage	1079.318	34.9022	59.3886	551.253	137.84	54.9772
7 <sup>ème</sup> étage	317.606	12.7229	34.4593	70.762	42.349	51.7685

### V.2.4 Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront

résumés dans des tableaux.

### Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

$$- N_{\max} = 3440.572 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 16.4468 \text{ KN.m (ELU)}$$

$$- M_{\max} = 173.114 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 2043.147 \text{ KN (G+Q-E)}$$

$$- N_{\min} = 597.107 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 157.1585 \text{ KN.m (0.8G+E}_x)$$

#### A). Calcul sous $N_{\max}$ et $M_{\text{cor}}$ :

$$d = 60 \text{ cm}; d' = 5 \text{ cm.}$$

$$N = 3440.572 \text{ KN (de compression) ..... (ELU)}$$

$$M = 16.4468 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0.00478 \text{ m}$$

$e_G < h/2 = 0.65/2 = 0.325 \text{ m} \rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 16.4468 + 3440.572 \times (0.60 - 0.65/2) = 962.6041 \text{ KN.m.}$$

$$(a) = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.05) \times 0.65^2 \times 14.2 = 1.071$$

$$(b) = [3440.572 \times (0.60 - 0.05) - 962.6041] \times 10^{-3} = 0.929$$

(a) > (b)  $\implies$  La condition (I) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{962.6041 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.60^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.289 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.437; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.495 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_l = \frac{962.6041 \times 10^{-3}}{348 \times 0.495} \Rightarrow A_l = 55.88 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} \Rightarrow A_s = 0.005588 - \frac{3440.572 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = -42.97 \text{ cm}^2 < 0 \implies A_s = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 0.65 \times 0.60 \times 2.1 / 400 = 4.7 \text{ cm}^2$$

**B). Calcul sous  $M_{max}$  et  $N_{cor}$  :**

$$M = 173.114 \text{ KN.m}, N = 2043.147 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.085 \text{ m} < (h/2) = 0.325 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 173.114 + 2043.147 \times (0.60 - 0.65/2) = 734.979 \text{ KN.m}.$$

$$(a) = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.05) \times 0.65^2 \times 18.48 = 1.39$$

$$(b) = [2043.147 \times (0.60 - 0.05) - 734.979] \times 10^{-3} = 0.388$$

(a) > (b)  $\implies$  La condition (I) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la

flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{734.979 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.60^2 \times 18.48} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.169 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.233; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.544 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_l = \frac{734.979 \times 10^{-3}}{348 \times 0.544} \Rightarrow A_l = 38.82 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} \Rightarrow A_s = 0.003882 - \frac{2043.142 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = -19.89 \text{ cm}^2 < 0 \implies A_s = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 0.65 \times 0.60 \times 2.1 / 400 = 4.7 \text{ cm}^2$$

**C). Calcul sous  $N_{min}$  et  $M_{cor}$  :**

$$N = 597.107 \text{ KN} \rightarrow M = 157.1585 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = 0.26 \text{ m} < (h/2) = 0.325 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 157.1585 + 597.107 \times (0.60 - 0.65/2) = 321.36 \text{ KN.m}.$$

$$(a) = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.05) \times 0.65^2 \times 18.48 = 1.39$$

$$(b) = [597.107 \times (0.60 - 0.05) - 321.36] \times 10^{-3} = 0.007$$

(a) > (b)  $\implies$  La condition (I) n'est pas vérifiée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{321.36 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.60^2 \times 18.48} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0743 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0966; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.576m$$

$$A_l = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_l = \frac{321.36 \times 10^{-3}}{348 \times 0.576} \Rightarrow A_l = 16.032 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} \Rightarrow A_s = 0.0016032 - \frac{597.107 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = -11.26 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 0.65 \times 0.60 \times 2.1 / 400 = 4.7 \text{ cm}^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.8. Ferrailage des poteaux :**

Niveau	Sections	A' (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	ARPA (cm <sup>2</sup> )	Aadap (cm <sup>2</sup> )	Barres
Entresol	65×65	0	0	33.8	35.19	6HA20+2HA16+8HA14
RDC et 1 <sup>ème</sup> étage	60×60	0	0	28.8	30.29	12HA16+4HA14
2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	55×55	0	0	24.20	26.51	12HA14+4HA16
5 et 6 <sup>ème</sup> étage	50×50	0	0	20	20.36	4HA16+8HA14
7 <sup>ème</sup> étage	45×45	0	0	16.2	17.09	4HA16+8HA12

### V.2.5. Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.9 : Calcul des armatures transversales :**

Sections (cm <sup>2</sup> )	$\Phi_l^{min}$ Cm	Vd (KN)	Lr Cm	t zone nodale	t zone courante	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	Barres
65×65	1.4	99.848	56	10	15	0.49	2.70	3.02	6HA8
60×60	1.4	210.188	56	10	15	0.54	2.47	3.02	6HA8
55×55	1.4	273.759	56	10	15	0.48	2.25	3.02	6HA8
50×50	1.2	167.069	48	10	15	0.36	2.02	3.02	6HA8

45x45	1.2	62.322	48	10	15	0.45	2.65	3.02	6HA8
-------	-----	--------	----	----	----	------	------	------	------

**V.2.6 .Vérifications :**

**a). Vérification au flambement :**

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- $As$  : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul .
- $Br$  :est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- $\alpha$  :est un coefficient fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha / 1.10$ .

l'élanement mécanique est donné par :

$$\left[ \begin{array}{l} \lambda = 3.46 \times l_f / b \text{ pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f \text{ pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

$L_f = 0.7 l_0$  longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$N_d = 3440.572 \text{ KN}$

$$l_f = 186.2\text{cm} \rightarrow \lambda = 21.47 < 50 \rightarrow \alpha = 0.85/1.10 = 0.77$$

$$Br = (0.65 - 0.02) \times (0.65 - 0.02) = 0.3969\text{m}^2.$$

$$N_u = 0.836 \times \left[ \frac{0.3969 \times 25 \times 10^3}{0.9 \times 1.5} + \frac{35.19 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 13826.37\text{KN}$$

$N_d = 3.440572\text{MN} < 13.826\text{MN} \rightarrow$  pas de risque de flambement.

**Tableau V.10. Vérification du flambement pour les poteaux :**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (cm)	l <sub>f</sub> (cm)	λ	α	As (cm <sup>2</sup> )	Br (m <sup>2</sup> )	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
Entresol	65×65	266	186.2	9.91	0.836	35.19	0.3969	13.826	3.440572	vérifiée
RDC et 1 <sup>ème</sup> étage	60×60	266	186.2	10.73	0.834	30.29	0.3364	5.196	3.058917	vérifiée
2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	55×55	266	186.2	11.71	0.831	26.51	0.2809	4.323	2.238218	vérifiée
5 et 6 <sup>ème</sup> étage	50×50	266	186.2	12.88	0.827	20.36	0.2304	3.529	1.079318	vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	45×45	266	186.2	14.32	0.822	17.09	0.1849	2.815	0.317606	vérifiée

**b). Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\overline{\sigma}_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

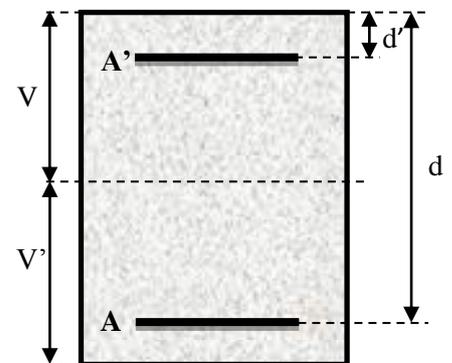
$S = b \times h + 15(A + A')$  (section homogène).

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa.}$$



Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :**

Niveau	Entresol	RDCet 1 <sup>ème</sup> étage	2+3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> étage +6	7 <sup>ème</sup> étage
<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45
<b>d (cm)</b>	60	55	50	45	40
<b>A' (cm<sup>2</sup>)</b>	17.595	15.145	13.255	10.18	8.545
<b>A(cm<sup>2</sup>)</b>	17.595	15.145	13.255	10.18	8.545
<b>V (cm)</b>	32.5	30	27.5	25	22.5
<b>V'(cm)</b>	32.5	30	27.5	25	22.5
<b>I<sub>yy</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0.019	0.014	0.0096	0.0064	0.0042
<b>N<sup>ser</sup>(MN)</b>	2.501982	2.224764	1.628164	0.789865	0.23243
<b>M<sup>ser</sup>(MN.m)</b>	0.0426395	0.0795177	0.051547	0.054093	0.0798267
<b>M<sub>G</sub><sup>ser</sup>(MN.m)</b>	0.0426395	0.0795177	0.051547	0.054093	0.0798267
<b>σ<sub>bc1</sub>(MPa)</b>	<b>6.65</b>	<b>7.88</b>	<b>6.85</b>	<b>5.27</b>	<b>5.42</b>
<b>σ<sub>bc2</sub>(MPa)</b>	<b>5.19</b>	<b>4.47</b>	<b>3.9</b>	<b>1.046</b>	<b>-3.12</b>
<b>σ<sub>bc</sub>(MPa)</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
<b>Obs</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>

**c).Vérification aux sollicitations tangentes :**

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.12.Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux :**

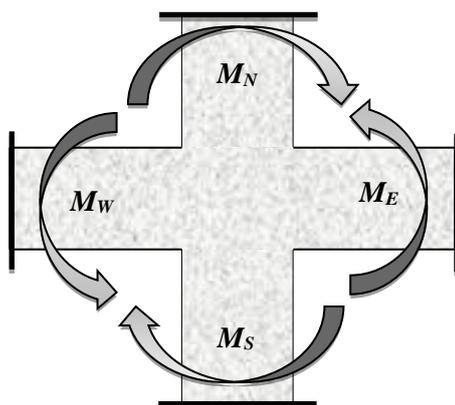
Niveau	Sections (cm <sup>2</sup> )	lf(cm)	λ	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>d</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
<b>Entresol</b>	<b>65×65</b>	186.2	9.91	0.075	60	99.848	<b>0.256</b>	<b>1.875</b>	<b>vérifiée</b>
<b>RDC 1<sup>ème</sup> étage</b>	<b>60×60</b>	186.2	10.73	0.075	55	210.188	<b>0.637</b>	<b>1.875</b>	<b>vérifiée</b>
<b>2,3 et 4<sup>ème</sup> étage</b>	<b>55×55</b>	186.2	11.71	0.075	50	273.759	<b>0.995</b>	<b>1.875</b>	<b>vérifiée</b>
<b>5 et 6<sup>ème</sup> étage</b>	<b>50×50</b>	186.2	12.88	0.075	45	167.069	<b>0.742</b>	<b>1.875</b>	<b>vérifiée</b>

7 <sup>ème</sup> étage	45×45	186.2	14.32	0.075	40	62.322	0.346	1.875	Vérifiée
------------------------	-------	-------	-------	-------	----	--------	-------	-------	----------

#### d). Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$



#### d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.13. Les moments résistants dans les poteaux :

Niveau	Section( $cm^2$ )	Z(cm)	$A_s(cm^2)$	$M_R(KN.m)$
Entresol	65×65	58.8	35.19	720.071
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	60×60	54	30.29	569.209
2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	55×55	49.5	26.51	456.661
5 et 6 <sup>ème</sup> étage	50×50	45	21.36	334.497
7 <sup>ème</sup> étage	45×45	40.5	18.10	255.101

## d-2). Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tab5.23). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Tableau V.14. Vérification de la zone nodale :

Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
Entresol	720.071	720.071	1440.142	100.30	100.30	250.75	Vérifiée
RDC	569.209	569.209	1138.418	133.36	133.36	333.39	vérifiée
Etage1	569.209	569.209	1138.418	133.36	133.36	333.39	vérifiée
Etage2	456.661	456.661	913.322	151.01	151.01	377.53	vérifiée
Etage3	456.661	456.661	913.322	151.01	151.01	377.53	vérifiée
Etage4	456.661	456.661	913.322	151.01	151.01	377.53	vérifiée
Etage5	334.497	334.497	668.994	133.36	133.36	333.39	vérifiée
Etage6	334.497	334.497	668.994	133.36	133.36	333.39	vérifiée
Etage7	255.101	255.101	510.202	100.30	100.30	250.75	vérifiée

- **Conclusion** : La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux
- **Schémas de ferrailage** :

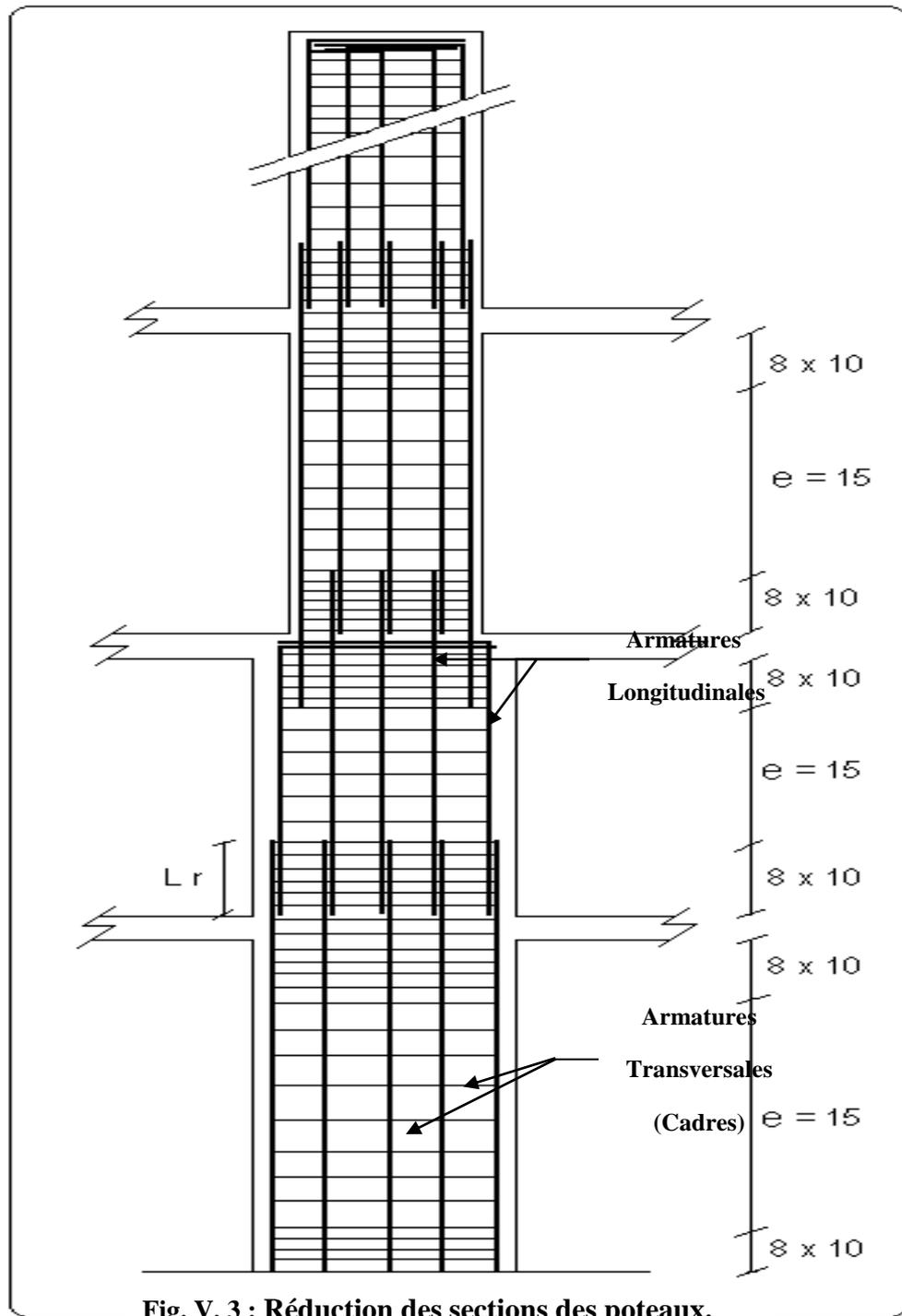
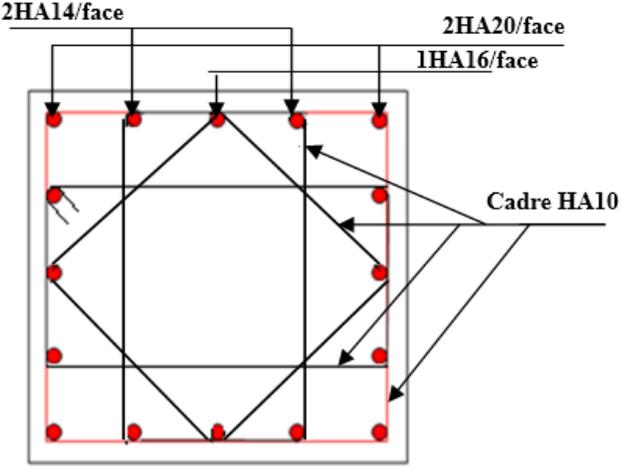
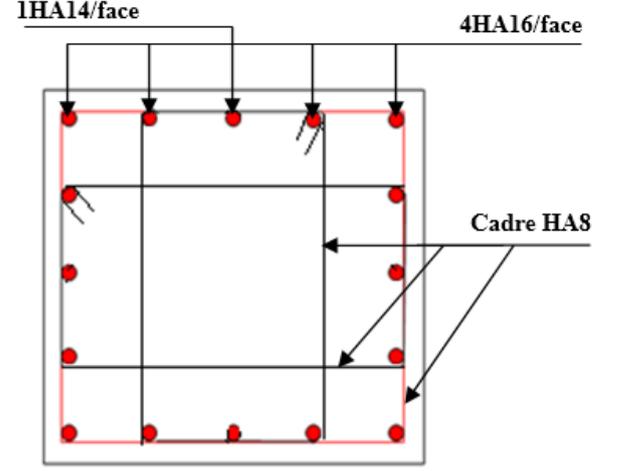
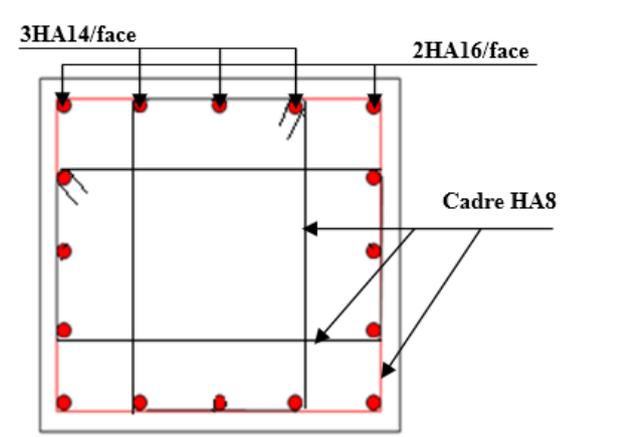
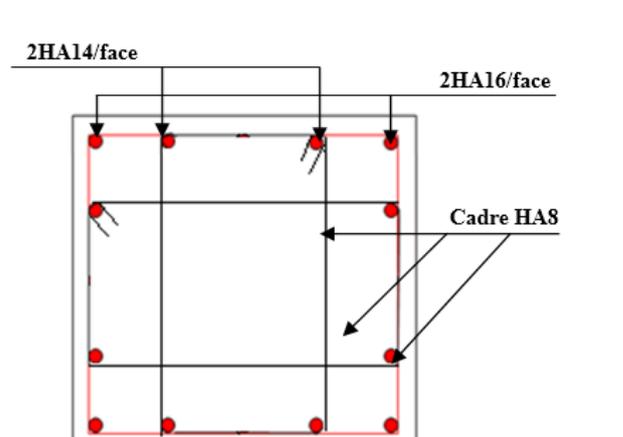
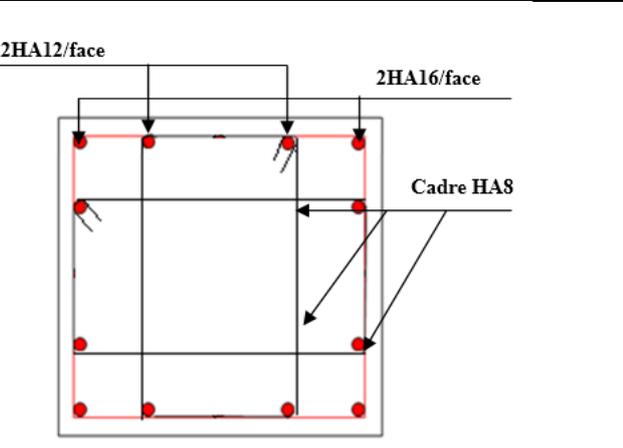


Tableau V.15.Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau :

Entresol (65×65)	RDC et 1 <sup>er</sup> étage (60×60)
 <p>2HA14/face</p> <p>2HA20/face</p> <p>1HA16/face</p> <p>Cadre HA10</p>	 <p>1HA14/face</p> <p>4HA16/face</p> <p>Cadre HA8</p>
2 <sup>eme</sup> 3 <sup>eme</sup> 4 <sup>eme</sup> étage (55×55)	5 <sup>eme</sup> 6 <sup>eme</sup> étage (50×50)
 <p>3HA14/face</p> <p>2HA16/face</p> <p>Cadre HA8</p>	 <p>2HA14/face</p> <p>2HA16/face</p> <p>Cadre HA8</p>
7 <sup>eme</sup> étage (45×45)	
 <p>2HA12/face</p> <p>2HA16/face</p> <p>Cadre HA8</p>	

### V.3. Étude des voiles :

#### V.3.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q\pm E$
- 3).  $0.8G\pm E$

#### V.3.2. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

##### a). Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec :  $l_t$  : longueur de la zone tendue,  
 $e$  : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $S_t < e$ .

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

##### b). Aciers horizontaux : [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc il doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $130^\circ$  ayant une longueur de  $10\Phi$ .

**c). Règles communes :**

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

– Globalement dans la section du voile 0.15%.

– En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est :  $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$ .

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

–  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

–  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

• Disposition des voiles :

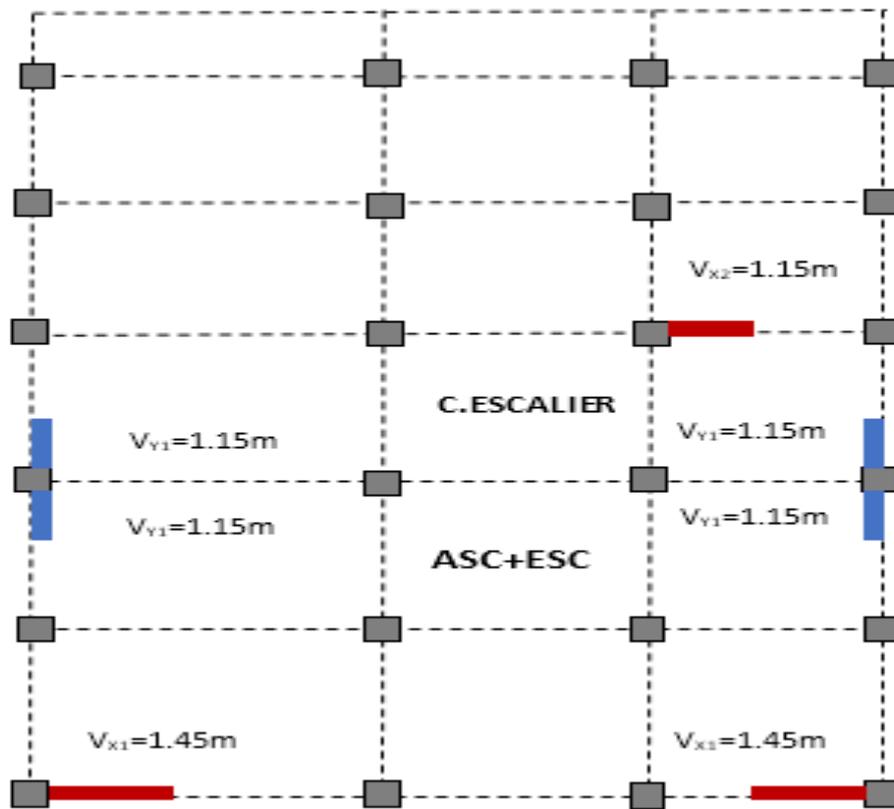


Figure.V.4. Dispositions des voiles

V.3.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.16: Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{x2}$  // à x-x'.

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(\text{KN})$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
ENTRESOL	$V_{x2}$	831.851	155.4091	-176.6552	197.031	22.316	-173.1431	121.088
RDC+1	$V_{x2}$	853.403	59.1046	136.6145	819.649	209.225	-66.1431	96.402
2+3+4	$V_{x2}$	204.004	134.2996	134.2996	204.004	82.473	54.2582	47.747
5+6	$V_{x2}$	114.706	73.7646	73.7646	114.706	47.851	29.9409	-41.851
7	$V_{x2}$	144.547	11.8493	-25.21	60.09	30.219	-22.3299	-18.509

### V.3.4 Calcul du ferrailage :

On va exposer un seul exemple de calcul // à x-x' et les autres seront résumés dans un tableau.

#### A). Calcul sous $N_{max}$ et $M_{cor}$ :

##### a). Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $e \times l$ ). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1.15 \text{ m}, d = 1.10 \text{ m}, e = 0.15 \text{ m}.$$

$$N_{max} = 853.403 \text{ KN (compression)}, M_{cor} = 59.1046 \text{ KN.m. (Combinaison ELU)}.$$

$eG = M/N = 0.069 \text{ m} < l/2 = 0.575 \text{ m} \rightarrow$  (le centre de pression est à l'intérieur de la section entre ).

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 59.1046 + 853.403 \times (1.1 - 1.15/2) = 507.14 \text{ KN.m}.$$

$$(a) = (0.337 \times 1.15 - 0.81 \times 0.05) \times 1.15^2 \times 14.2 = 6.52$$

$$(b) = [853.403 \times (1.15 - 0.05) - 507.14] \times 10^{-3} = 0.43$$

$(a) > (b) \implies$  La condition (I) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

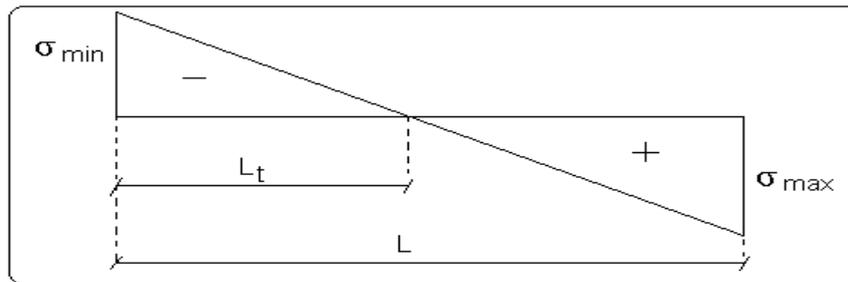
$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{e \times d^2 \times f_{bu}} \implies \mu_{bu} = \frac{507.14 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.15^2 \times 14.2} \implies \mu_{bu} = 0.18 \implies \mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \implies A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.250; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \implies Z = 0.99 \text{ m}$$

$$Al = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} \implies Al = \frac{507.14 \times 10^{-3}}{348 \times 0.99} \implies A = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$As = Al - \frac{N}{f_{st}} \implies As = 0.00128 - \frac{853.403 \times 10^{-3}}{348} \implies As = -11.72 \text{ cm}^2 < 0 \implies As = 0 \text{ cm}^2$$

#### Calcul de la longueur de la partie tendue $L_t$ :



$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V = \frac{853.403 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.15} + \frac{59.1046 \times 10^{-3}}{0.019} \times 0.575 = 6.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V = \frac{853.403 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.15} - \frac{59.1046 \times 10^{-3}}{0.019} \times 0.575 = 3.16 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{3.16 \times 1.15}{3.16 + 6.73} = 0.367 \text{ m}$$

#### b). Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 96.402 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e} ; \tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 96.402 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.15} = 0.78 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit : } S_h = 0.15 \text{ m} \Rightarrow A_h = 0.86 \text{ cm}^2$$

#### • Les vérifications nécessaires :

**Vérification au Cisaillement :** La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du RPA99/version 2003 comme suit :

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.78 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 5 \text{ MPa}$$

#### B). Calcul sous $M_{\max}$ et $N_{cor}$ :

$$M_{\max} = 136.6145 \text{ KN} \cdot \text{m (Compression)} \rightarrow N_{cor} = 819.649 \text{ KN}$$

#### a). Armatures verticales :

$e_G = 0.166\text{m} < (h/2) = 0.575\text{m}$ .  $\rightarrow$ (le centre de pression est à l'intérieur de la section entre ).

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 136.6145 + 819.649 \times (1.1 - 0.575) = 566.93 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$M_{UA} = 1644.163 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.169 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.233 \rightarrow z = 0.99 \text{ m} \rightarrow A_I = 14.209 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = -6.28 \text{ cm}^2. \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

#### Calcul de la longueur de la partie tendue $L_t$ :

$$\sigma_{\max} = 8.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = 0.62 \text{ MPa}$$

$$L_t = 0.075 \text{ m}$$

#### C). Calcul sous $N_{\min}$ et $M_{\text{cor}}$ :

$$N_{\min} = 209.225 \text{ KN (compression)} \rightarrow M_{\text{cor}} = 66.143 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ (Combinaison } 0.8G + E_x).$$

##### a). Armatures verticales :

$e_G = 0.316\text{m} < (h/2) = 0.575\text{m}$ . (le centre de pression est à l'intérieur de la section entre ).

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 66.143 + 209.225 \times (1.10 - 0.575) = 175.986 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$M_{UA} = 175.986 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.05247 < \mu_l = 0.391$$

$$\alpha = 0.0674 \rightarrow z = 1.07 \text{ m} \rightarrow A_I = 4,11051 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = -1.12 \text{ cm}^2. \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

#### Calcul de la longueur de la partie tendue $L_t$ :

$$\sigma_{\max} = 3,2134 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = 0,7876 \text{ MPa}$$

$$L_t = 0.23 \text{ m}$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile  $V_{x1}$ ,

$$A_{V(ZT)} = 9.056 \text{ cm}^2.$$

$$A_H \geq 0.81 \text{ cm}^2$$

- **Vérifications:**

$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 15 \times 7.5 = 0.225 \text{ cm}^2$ . ( $A_{\min}$  en zone tendue par le RPA).

$A_{\min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_c = 0.23 \times 110 \times 15 \times 2.1 / 400 = 1.99 \text{ cm}^2$ . ( $A_{\min}$  dans le voile par le BAEL).

$A_{\min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 15 \times (115 - 2 \times 7.5) = 1.5 \text{ cm}^2$ . ( $A_{\min}$  en zone comprimée par le RPA).

$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 15 \times 115 = 2.587 \text{ cm}^2$ . ( $A_{\min}$  en zone globale du voile par le RPA).

Donc on ferraille avec :

En zone tendue :  $A_{V(ZT)} 9.056 \text{ cm}^2$ .

On opte pour : 9HA12 = 10.18 cm<sup>2</sup> ..... (Schéma ferrailage fig. V .5)

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile  $V_{x1}$  dans les autres niveaux :

**Tableau V.17. Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x1}$  dans tous les niveaux :**

Niveau	Entresol	RDC 1 <sup>ème</sup> étage	2+3+4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.15 × 1.45	0.15 × 1.45	0.15 × 1.45	0.15 × 1.45	0.15 × 1.45
M(KN)	378.192	186.9922	40.4213	65.1749	11.205
N(KN)	763.036	596.389	129.674	75.789	124.375
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
V (KN)	131.276	190.736	63.938	54.295	41.087
$\tau$ (MPa)	0.94	1.36	0.56	0.39	0.33
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	17.53	11.17	2.31	2.1	1.71
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3.26	3.26	3.26	3.26	3.26
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>18.47</b>	<b>11.31</b>	<b>6.28</b>	<b>6.28</b>	<b>4.02</b>
$N^{bre}$ /par face	12HA14	10HA12	8HA10	8HA10	8HA8
$S_t$ (cm)	14	14	14	14	14
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.88	1.28	0.43	0.5	0.28
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>2.26</b>	<b>2.26</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre}$ /par Plan	2HA12	2HA12	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.18.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x2}$  dans tous les niveaux :

Niveau	Entresol	RDC 1 <sup>ème</sup> étage	2+3+4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.15×1.15	0.15×1.15	0.15×1.15	0.15×1.15	0.15×1.15
M(KN)	155.4091	59.1046	134.2996	73.7646	11.8493
N(KN)	831.851	853.403	204.004	114.706	144.547
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
V (KN)	121.088	96.402	47.747	41.851	18.509
$\tau$ (MPa)	1.09	0.87	0.43	0.38	0.17
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	14.91	12.56	5.65	3.10	2.02
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>15.39</b>	<b>14.58</b>	<b>6.26</b>	<b>6.26</b>	<b>4.02</b>
$N^{bre}$ /par face	10HA14	8HA14+2HA12	8HA10	8HA10	8HA8
$S_t$ (cm)	12	12	12	12	12
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.02	0.81	0.4	0.35	0.16
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.57</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre}$ /par plan	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.19. Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y1}$  dans tous les niveaux.

Niveau	Entresol	RDC 1 <sup>ème</sup> étage	2+3+4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.15×1.15	0.15×1.15	0.15×1.15	0.15×1.15	0.15×1.15
M(KN)	187.148	108.515	82.8637	35.0617	7.224
N(KN)	796.622	731.976	456.542	299.127	147.358
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
V (KN)	70.495	69.019	86.971	59.292	19.239
$\tau$ (MPa)	0.64	0.62	0.78	0.53	0.17
$\bar{\tau}$ =0.2f <sub>c28</sub> (MPa)	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	15.29	12.17	7.72	4.49	1.94
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>15.39</b>	<b>14.58</b>	<b>7.85</b>	<b>5.03</b>	<b>4.02</b>
$N^{bre}$ /par face	10HA14	8HA14+2HA12	10HA10	10HA8	8HA8
St (cm)	12	12	12	12	12
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.58	0.74	0.5	0.16
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre}$ /par plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20

### V.3.6 Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC ( $V_{x1}$ ) comme exemple

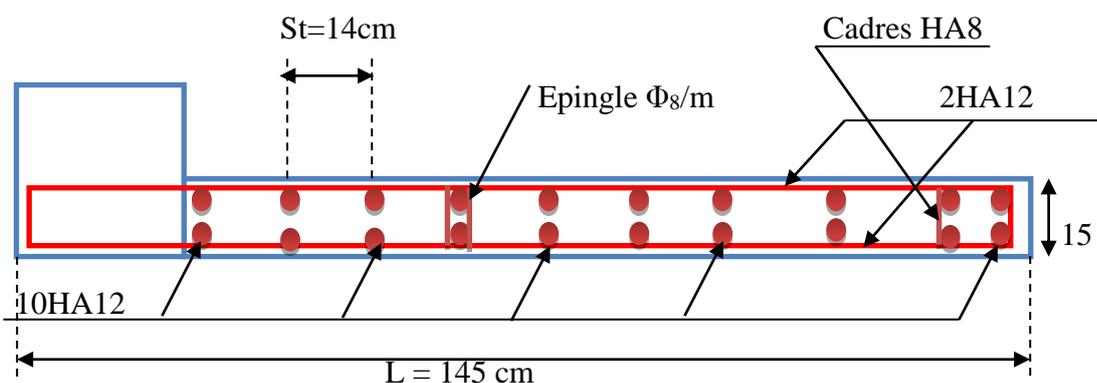
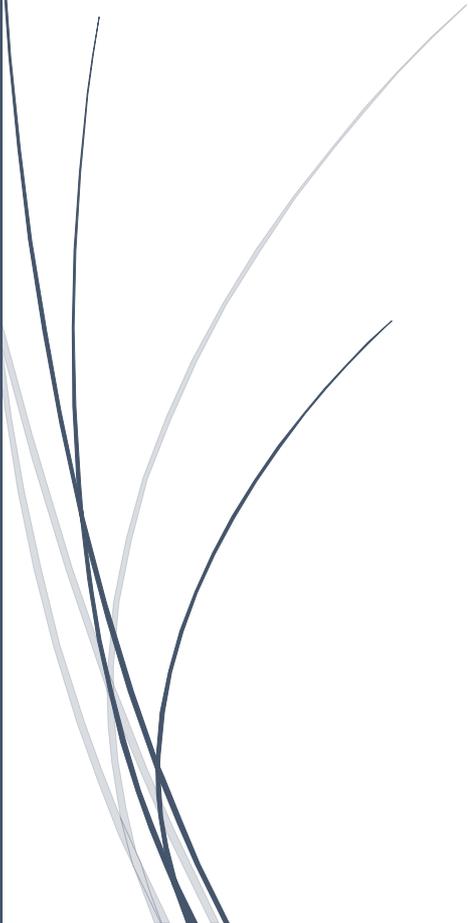


Fig. V. 5 : Schéma de ferrailage de voile ( $V_{x1}$ )



## Chapitre VI

# Etude des fondations



### VI.1. Introduction :

Les fondations sont les éléments, de l'infrastructure qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol.

Elle constitue un ensemble rigide capable à répondre aux fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- Transmettre la totalité des charges apportées par la super structure au sol d'assise.
- Limiter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs des fondations qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structurale.

### VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix de type des fondations, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier générale et enfin on opte pour le choix qui convient.

D'après le rapport de sol établie par le laboratoire la contrainte de sol et de 1.5 bar.

D'après le **RPA99/V2003(Article10.1.4.1)** les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$G + Q \pm E \qquad 0.8 \times G \pm E$$

### VI.3. Eudes des fondations :

#### 1. Vérification de la semelle isolée :

Les poteaux étant de section rectangulaire, donc on choisit des semelles rectangulaires la

vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée

Avec :

N : L'effort normal agissant calculé selon les combinaisons Obtenu par le logiciel SAP2000/V14.2.2

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol} = 1.3bar$  : Contrainte admissible du sol

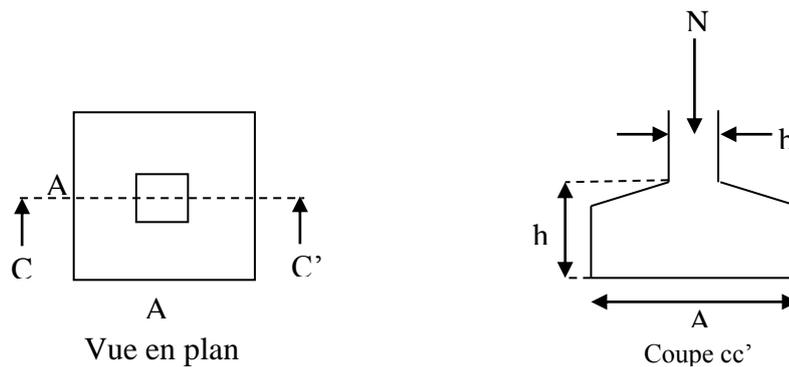


Figure.VI .1. Semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section (a×a), donc  $S = A \times A$

$$N = 2960.817 \text{ KN} ; \bar{\sigma}_{sol} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A \times A \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{2960.817 \times 10^{-3}}{0.13}} = 4.78 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = 4.78 \text{ m}$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens y varie entre 5.15m et 5.30m, donc on remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

**2. Vérification des semelles filantes :**

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de cinq poteaux.

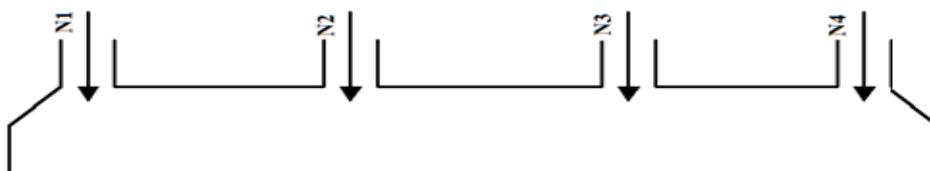


Figure.VI.2. Semelle filante.

Avec :

$$\left. \begin{array}{l} N1 = 1268.878 \text{ KN}; N2 = 2960.817 \text{ KN} \\ N3 = 2932.596 \text{ KN}; N4 = 1269.004 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow \sum N_i = 8431.295 \text{ KN}$$

Poids total de la structure :  $N = \sum N_i = 8431.295 \text{ KN}$

$$\text{Donc : } \frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{8.431295}{0.13 \times 16} = 4.053m$$

On remarque qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, donc ce choix ne convient pas.

### 3. Vérification du radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petite trame).

#### 3.1. Pré dimensionnement :

- **La condition de coffrage :**

La plus grande portée entre deux éléments de contreventement est  $L_{\max} = 5.30m$

$$\text{Nervure : } h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{530}{10} = 53cm \Rightarrow \text{Soit : } h_t = 60cm$$

$$\text{Dalle : } h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{530}{20} = 26.5cm \Rightarrow \text{Soit : } h_0 = 30cm$$

- **Vérification de condition de rigidité :**

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e ; \text{ Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité du béton  $E = 32164200KPa$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de raideur du sol

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc  $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4 \times 10^{-4} \text{ KN/m}^3$

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

On a : 
$$\begin{cases} h_t = 60\text{cm} \\ I = 0.018\text{m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 2.76\text{m} \\ L_{\max} = 5.30\text{m} > \frac{\pi}{2} \times L_e = 4.33\text{m} \end{cases} \Rightarrow \text{Non vérifié}$$

On redimensionne les nervures avec  $h_t = 80\text{cm}$

Tel que : 
$$\begin{cases} h_t = 80\text{cm} \\ I = 0.0426\text{m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 3.421\text{m} \\ L_{\max} = 5.30 < \frac{\pi}{2} \times L_e = 5.37\text{m} \end{cases} \quad \text{C'est vérifié}$$

• **La surface du radier :**

$$\frac{N'}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma_s} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N'}{\overline{\sigma_s}}$$

$$N' = N_{ser} + P_{radier} + P_{nerv}$$

Avec :

$N_{ser}$ : Donnée par le SAP2000/V14.2.2

$P_{radier}$  : Le poids de radier

$P_{nerv}$  : Le poids des nervures

$$P_{nerv} = 25 \times 16 \times 0.5 \times 0.7 \times 6 = 840\text{KN}$$

$$N' = 29830.73 + 3180 + 840 = 33850.73\text{KN}$$

On à la surface du bâtiment est  $S_{bat} = 424\text{m}^2$

$$\text{Donc : } S_{rad} \geq \frac{N'}{\overline{\sigma_s}} = \frac{33850.73 \times 10^{-3}}{0.13} \Rightarrow S_{rad} \geq 260.39\text{m}^2$$

$S_{rad} \leq S_{bat} \Rightarrow$  D'où la nécessité d'utilisation d'un radier général son débord.

$$S_{bat} = S_{rad} = 424\text{m}^2$$

Donc on opte pour une surface  $S_{rad} = 424\text{m}^2$

**3.2. Vérifications nécessaires :**

• **Vérification au poinçonnement :**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \dots\dots\dots\text{CBA93 (article A.5.2.4.2)}$$

Avec :

h: Hauteur total de radier.

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = (0.65 + 0.65 + 2 \times 0.8) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 5.8m$$

$Q_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité ( $Q_u = 3440.572KN$ )

Donc :  $Q_u = 3440.572KN < 0.045 \times 8 \times 0.58 \times \frac{25000}{1.5} = 3480KN \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

• **Vérification de la contrainte du sol :**

Calcul des contraintes sous le radier :

**Sens x-x :**

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

N' : Poids total de la structure.

$$N' = N_s + P_{\text{radier}} + P_{\text{nerv}}$$

$M_y, M_x$ : Moments sismique à la base.

D'après le programme SOCOTEC on a les caractéristiques suivantes :

$$I_{xx} = 24812.83m^4 \text{ et } X_G = 8m$$

$$I_{yy} = 9045.33m^4 \text{ et } Y_G = 13.25m$$

$$M_x = 123114.836 \text{ KN.m; } M_y = 5526.1214KN.m$$

$$N' = 33850.73KN$$

$$\sigma_{\max} = \frac{33850.73}{424} + \frac{5526.1214 \times 8}{9045.33} = 84.72KN / m^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{33850.73}{424} - \frac{5526.1214 \times 8}{9045.33} = 74.49KN / m^2$$

$\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  sont supérieur de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol} \dots\dots\dots\text{DTR BC 2.33 (Art 5.541(a))}$$

$$\sigma_m = \left( \frac{3 \times 84.72 + 74.49}{4} \right) \times 10^{-3} = 0.082MPa < \sigma_{sol} = 0.13MPa$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens x-x.

**Sens y-y:**

$$\sigma_{\max,\min} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M_Y X_G}{I_Y}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{33850.73}{424} + \frac{123114.836 \times 13.25}{24812.83} = 145.57 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{33850.73}{424} - \frac{123114.836 \times 13.25}{24812.83} = 14.09 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \left( \frac{3 \times 145.57 + 14.09}{4} \right) \times 10^{-3} = 0.112 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0.13 \text{ MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens y-y.

• **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le **RPA99/2003**. On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$e = \frac{123114.836}{33850.73} = 3.63 \leq \frac{16}{4} = 4 \longrightarrow X-X \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$e = \frac{5526.1214}{33850.73} = 0.163 \leq \frac{26.5}{4} = 6.62 \longrightarrow Y-Y \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

• **Vérification de la poussé hydrostatique :**

Il faut assurer que :  $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec :

N : Le poids de la superstructure sans le poids du radier a l'ELU.

F<sub>s</sub> : coefficient de sécurité (F<sub>s</sub> = 1.5).

H : la hauteur d'ancrage du radier (H=3.60m).

γ<sub>w</sub> : Poids volumique d'eau (γ<sub>w</sub> = 10KN / m<sup>2</sup>).

$$40954.601 \text{ KN} \geq 1.5 \times 3.6 \times 424 \times 10 = 22896 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.07 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

On considéré une bande de largeur **b = 1mL**.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2 \times S_{rad}} = \frac{40954.601 \times 5.45 \times 1}{2 \times 424} = 263.210 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_{rad} = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{263.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.97 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**3.3. Ferrailage :**

**3.3.1. La dalle du radier :**

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension

$L_x = 5.30 \text{ m}$  ;  $L_y = 5.45 \text{ m}$ , On fait le calcul pour une bande de 1 m.

• **Calcul des sollicitations à l'ELU :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{40954.601}{424} \Rightarrow q_u = 96.59 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$N_u$  : Effort normal (avec le poids du radier)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0392 \\ \mu_y = 0.9322 \end{cases} \dots \dots \dots \text{(Annexe1)}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 106.36 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 99.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées :  $\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 79.77 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 74.36 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en appui :  $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -53.18 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section  $(b \times h_r) = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$ .

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

On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$  ;  $h_r = 30 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $\rho = 0.97$

- En appui :  $A_x^{\min} = A_y^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

- En travée :  $\left. \begin{matrix} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 2.436 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 2.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$

• **Espacement des armatures :**

- Armatures// $L_x$  :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .
- Armatures// $L_y$  :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

On vérifie que  $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 2.4cm^2 > 0.609cm^2 \dots\dots\dots C'est\ vérifiée.$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau.VI.1** Résumé des résultats de ferrillages du radier.

Sens		M (KN.m)	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
Sens x-x	Travée	79.77	9.63	2.436	5HA16=10.05	20
	Appui	-53.18	6.31	3.018	6HA12=6.79	15
Sens y-y	Travée	74.36	8.94	2.4	6HA14=9.24	15
	Appui	-53.18	6.31	3.018	6HA12=6.79	15

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa.$$

$$\left. \begin{aligned} V_x &= \frac{q_u \times l_x}{3} = 170.64KN. \\ V_y &= \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 177.24KN. \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 177.24KN$$

$$\tau_u = \frac{177.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} \Rightarrow \tau_u = 0.70MPa < 1.25MPa \dots\dots\dots vérifié.$$

• **Vérification à l'ELS :**

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} \Rightarrow q_s = \frac{29830.73}{424} \Rightarrow q_s = 70.355KN / m^2$$

$$q_s = 70.355KN / m^2$$

$$\rho = 0.97 \Rightarrow \nu = 0.2 \Rightarrow \left. \begin{aligned} \mu_x &= 0.0465 \\ \mu_y &= 0.9543 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (Annexe 1)$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_0^x &= 91.89KN.m \\ M_0^y &= \mu_y \times M_0^x = 87.69KN.m \end{aligned} \right.$$

$$\text{Travée : } \left\{ \begin{aligned} M_t^x &= 0.75 \times M_0^x = 68.92KN.m \\ M_t^y &= 0.75 \times M_0^y = 65.77KN.m \end{aligned} \right.$$

Appuis :  $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -45.945 \text{ KN.m}$

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min (2/3f_e, 110\sqrt{f_{t28}} * \eta) = 201.63 \text{ MPa. Avec } \eta=1.6 \text{ pour HA.}$$

Avec :

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

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.VI.2.** Vérification des contraintes de la dalle du radier

Sens		M (KN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
x-x	Travée	68.92	7.053	56337.35	8.63	329.39	Non vérifiée
	Appui	-45.945	5.71	37741.44	6.96	352.06	Non vérifiée
y-y	Travée	65.77	7.053	56337.35	8.23	314.33	Non vérifiée
	Appui	-45.945	5.71	37741.44	6.96	352.06	Non vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau.VI.3.** Vérification des contraintes de la dalle du radier après redimensionnement de la section d'acier.

Sens		Nouvelle section As (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
x-x	Travée	8HA16=16.08	8.83	86015.14	7.08	194.34	Vérifiée
	Appui	8HA14=12.32	7.94	70470.4	5.18	166.84	Vérifiée
y-y	Travée	8HA16=16.08	8.83	86015.14	6.75	185.46	Vérifiée
	Appui	8HA14=12.32	7.94	70470.4	5.18	166.84	Vérifiée

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

- **Schéma de ferrailage de radier :**

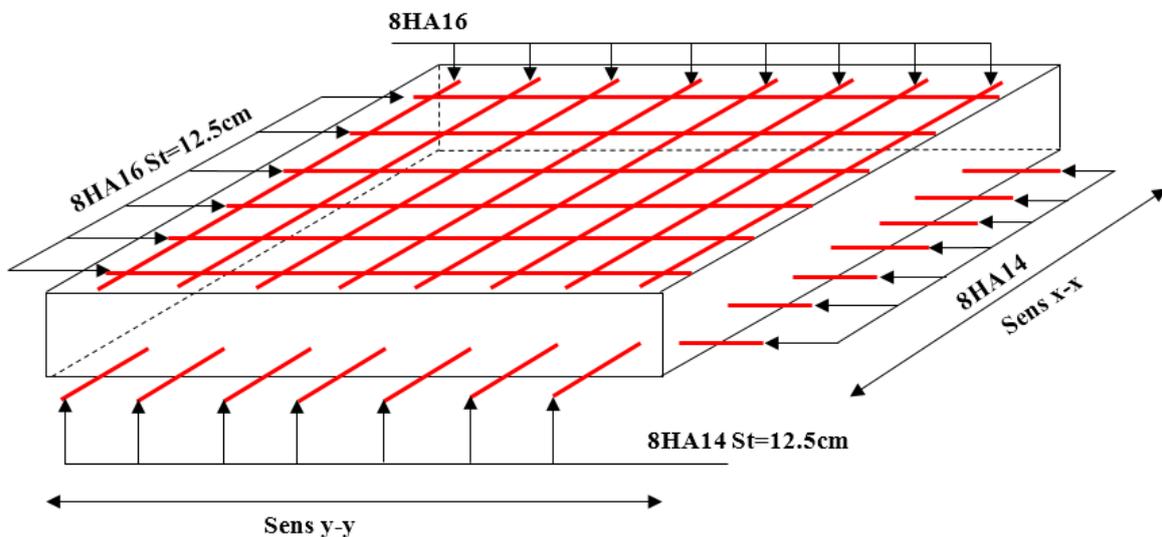


Figure.VI.3. Schéma de ferrailage de la dalle de radier.

**.3.2. 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.

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).



$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{Q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$
---	--

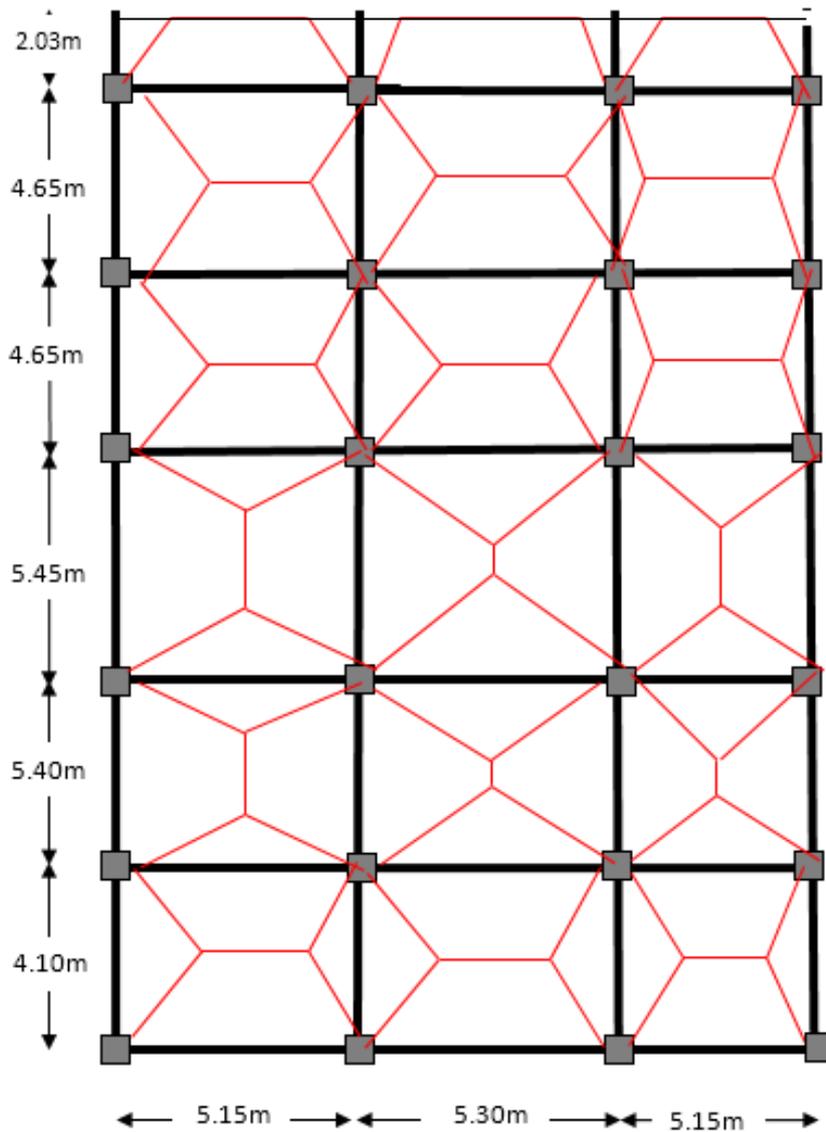


Figure.VI.4. Schéma de rupture de la dalle du radier.

On prend deux types de nervures les plus chargées.

$q_u = 96.59 \text{KN/m}^2$  ;  $q_s = 70.355 \text{KN/m}^2$

- Calcul des sollicitations :
- Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec :

Les longueurs fictives :

$$l' = \begin{cases} l & \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$$

Moments en travée :

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

$$M_0(x) = \frac{P \times x}{2} (l - x) \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{P \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

L'effort tranchant max :  $V_{\max} = \frac{p \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l}$

Sens x-x:

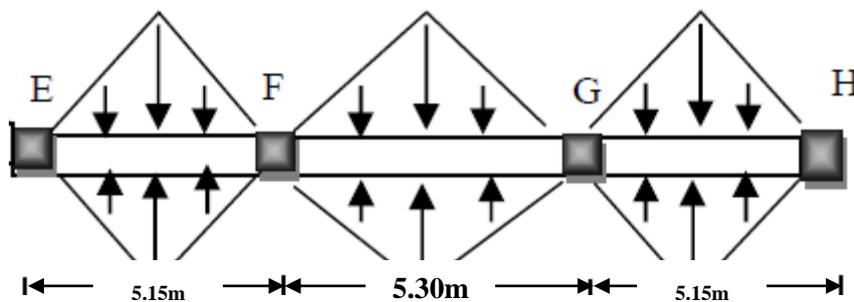


Figure.VI.5. Sollicitations sur la nervure du sens x-x.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivants :

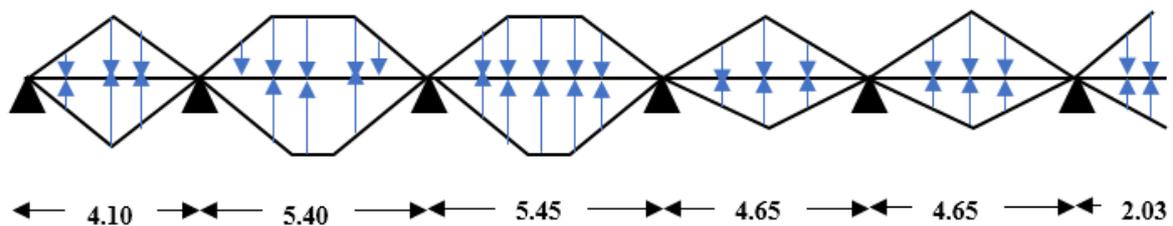
Tableau.VI.4. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens x-x à L'ELU.

Travée	$l_x$ (m)	$l'_x$ (m)	P (KN/m)	$M_a$ (KN.m)		X (m)	$M_t$ (KN.m)	$V_{max}$ (KN)
				$M_g$	$M_d$			
E-F	5.15	5.15	331.62	164.91	893.45	2.15	600.42	995.39
F-G	5.30	4.24	341.28	893.45	893.45	2.65	304.86	904.39
G-H	5.15	5.15	331.62	893.45	164.91	3.002	600.42	995.39

**Tableau.VI.5.** Sollicitations de la nervure de radier dans le sens x-x à L'ELS

Travée	$l_x$ (m)	$l'_x$ (m)	P (KN/m)	$M_a$ (KN.m)		X (m)	$M_t$ (KN.m)
				$M_g$	$M_d$		
A-B	5.15	5.15	241.56	120.13	650.79	2.15	437.36
B-C	5.30	4.24	248.58	650.79	650.79	2.65	222.04
C-D	5.15	5.15	241.56	650.79	120.13	3.002	437.36

- Sens y-y :



**Figure.VI.6.** Sollicitations sur la nervure du sens y-y.

**Tableau.VI.6.** Sollicitations de la nervure de radier dans le sens y-y à L'ELU.

Travée	$L_y$ (m)	$l'_y$ (m)	P (KN/m)	$M_a$ (KN.m)		Y (m)	$M_t$ (KN.m)	$V_{max}$ (KN)
				$M_g$	$M_d$			
A-B	4.10	4.10	264.02	83.22	659.09	1.52	220.98	681.69
B-C	5.4	4.32	359.39	659.09	803.78	2.63	579.54	997.15
C-D	5.45	4.36	365.92	803.78	666.02	2.79	624.57	1022.41
D-E	4.65	3.72	299.42	666.02	487.47	2.45	234.99	734.55
E-F	4.65	3.72	299.42	487.47	326.56	2.44	404.26	730.76
F-G	2.03	2.03	65.36	326.56	5.05	3.44	59.75	224.72

**Tableau.VI.7.** Sollicitations de la nervure de radier dans le sens y-y à L'ELS

Travée	L <sub>y</sub> (m)	l' <sub>y</sub> (m)	P (KN/m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		Y (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	4.10	4.10	192.3	60.61	479.59	1.52	161.12
B-C	5.4	4.32	261.35	479.59	584.35	2.63	421.37
C-D	5.45	4.36	265.96	584.35	484.43	2.79	453.7
D-E	4.65	3.72	218.1	484.43	355.08	2.45	171.5
E-F	4.65	3.72	218.1	355.08	237.87	2.44	294.46
F-G	2.03	2.03	47.61	237.87	3.68	3.44	43.52

• **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une section en Té en flexion simple.

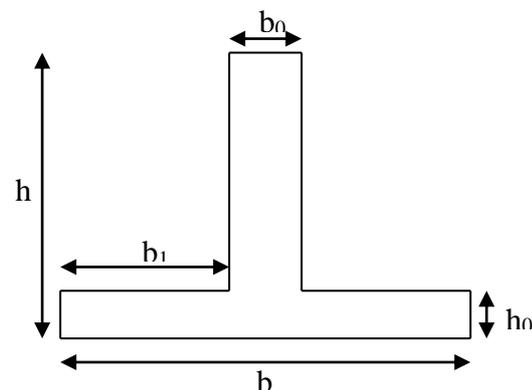
h = 80cm ; h<sub>0</sub> = 40cm ; b<sub>0</sub> = 0.7cm ; d = 0.75cm.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{545}{10}; \frac{530}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(54.5; 265)$$

soit : b<sub>1</sub> = 50cm

Donc : b = b<sub>1</sub> × 2 + b<sub>0</sub> = 170cm



**Figure.VI.7.** Section à ferrailer

Les résultats du ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau.VI.8.** Résumé des résultats de ferraillage des nervures

Sens	Localisation	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
x-x	Travée	600.42	23.5	15.39	8HA20=25.13
	Appui	893.45	35.07	15.39	10HA20+4HA16=39.46
y-y	Travée	624.57	24.48	15.39	8HA20=25.13

	Appui	803.78	30.83	15.39	8HA20+4HA16=33.17
--	-------	--------	-------	-------	-------------------

• **Vérifications :**

A l'ELU :

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

Sens x-x:

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{995.39 \times 10^{-3}}{1.7 \times 0.75} = 0.78MPa < 2.5MPa \dots\dots\dots C'est vérifié$$

Sens y-y:

$$\tau_u = \frac{1022.41 \times 10^{-3}}{1.7 \times 0.75} = 0.8MPa < 2.5MPa \dots\dots\dots C'est vérifié$$

A l'ELS :

• **État limite de compression du béton :**

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa. \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa. \end{array} \right.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.VI.9.** Vérification des contraintes des nervures de radier

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
x-x	Travée	437.36	13.59	1106709.64	5.37	364.03	Non vérifiée
	Appui	650.79	16.28	1567519.09	6.76	365.68	Non vérifiée
y-y	Travée	421.37	13.36	1069802.94	5.26	364.18	Non vérifiée
	Appui	584.35	15.51	1427095.36	6.35	365.39	Non vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'acier.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau.VI.10.** Vérification des contraintes de la dalle du radier après redimensionnement de la section d'acier.

Sens		Nouvelle section As (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
x-x	Travée	12HA20=37.7	17.73	1579413.44	4.91	196.35	Vérifiée
	Appui	12HA25=58.91	21.31	2235100.8	6.21	190.82	Vérifiée
y-y	Travée	12HA20=37.7	17.73	1579413.44	4.73	189.17	Vérifiée
	Appui	12HA25=58.91	21.31	2235100.8	5.57	171.34	Vérifiée

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(22.85\text{mm}; 70\text{mm}; 25\text{mm}) = 22.85\text{mm} \quad ; \text{ Soit : } \phi_t = 10\text{mm}$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2 \Rightarrow (2\text{Cadre})$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

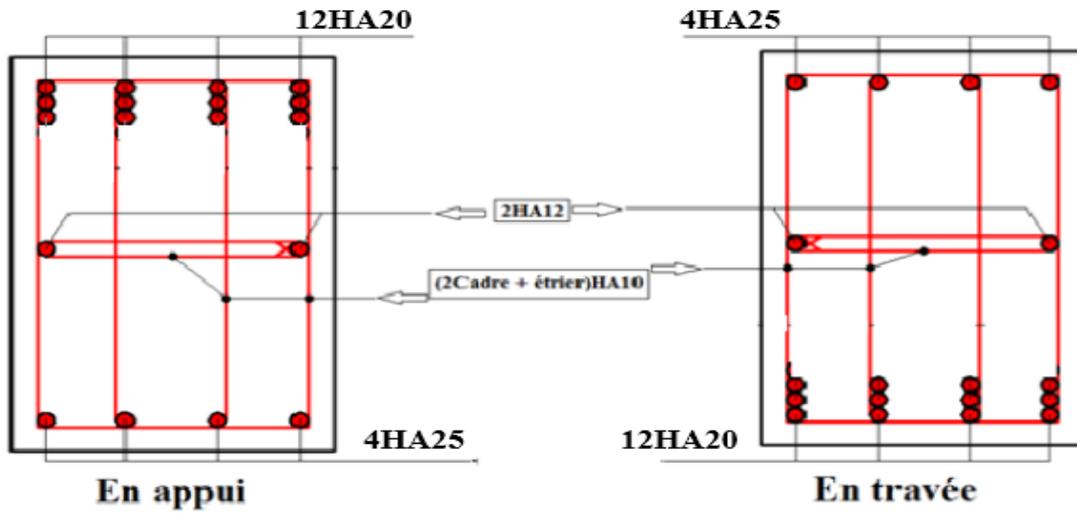
$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.14 \times 400}{0.7 \times (0.802 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 83.45\text{cm}$$

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(67.5; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 40\text{cm}$$

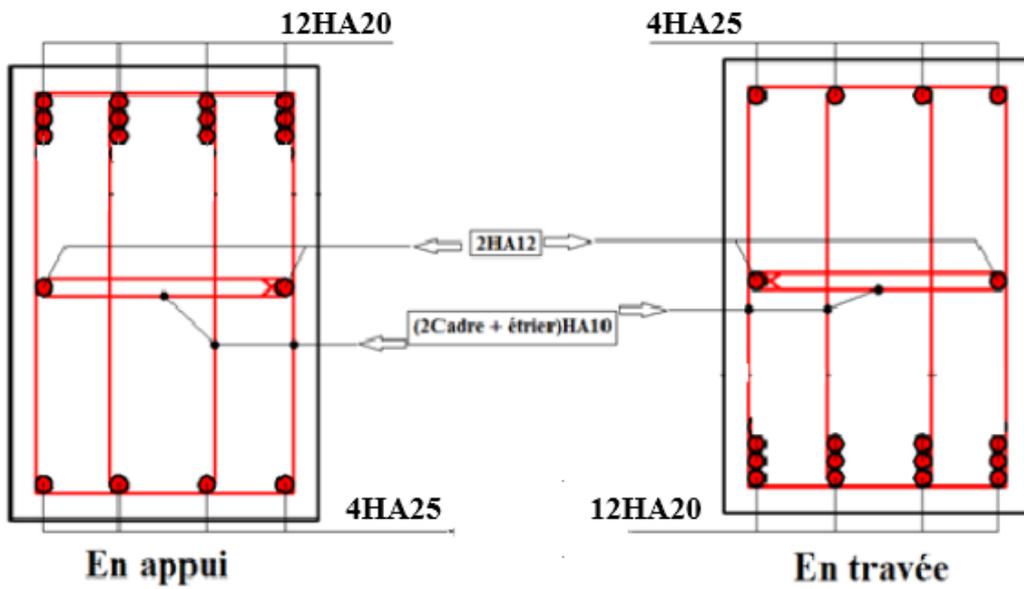
$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.14 \times 400}{0.4 \times 70} \Rightarrow S_t \leq 44.85\text{cm}$$

On prend  $S_t = 10\text{cm}$  en zone nodale et  $15\text{cm}$  en travée.

Schémas de ferrailage des nervures :



X-X



Y-Y

Figure.VI.8. Schéma de ferrailage des nervures de radier.

## VI.4. Etude du voile périphérique :

### Introduction :

Selon le RPA 99/Version2003, les ossatures au-dessous de la base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimale suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1%(b×h) dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- **Dimensionnement des voiles :**
  - La hauteur h= 3.06m
  - La longueur L=5.45m
  - L'épaisseur e=20cm
- **Caractéristiques du sol :**
  - Le poids spécifique :  $\gamma = 18.5 \text{ KN/m}^3$
  - L'angle de frottement :  $\varphi = 7^\circ$
  - La cohésion :  $c = 14 \text{ KN/m}^2$
- **Evaluation des charges et surcharges :**

Le voile périphérique est soumis a :

- **La poussée des terres :**  $G = \gamma \times h \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$G = 18.5 \times 3.06 \times \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{7}{2}\right) - 2 \times 14 \times \text{tg}\left(\frac{180}{4} - \frac{7}{2}\right) = 19.53 \text{ KN/m}^2$$

- **Surcharge accidentelles :**  $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{7}{2}\right) = 7.82 \text{ KN/m}^2$$

- **Ferraillage du voile :**

Le voile sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

**A L'ELU :**

$$\sigma_{\max} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 * 19.53 + 1.5 * 7.82 = 38.09 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 7.82 = 11.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 31.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 31.5 \text{ KN/m}^2$$

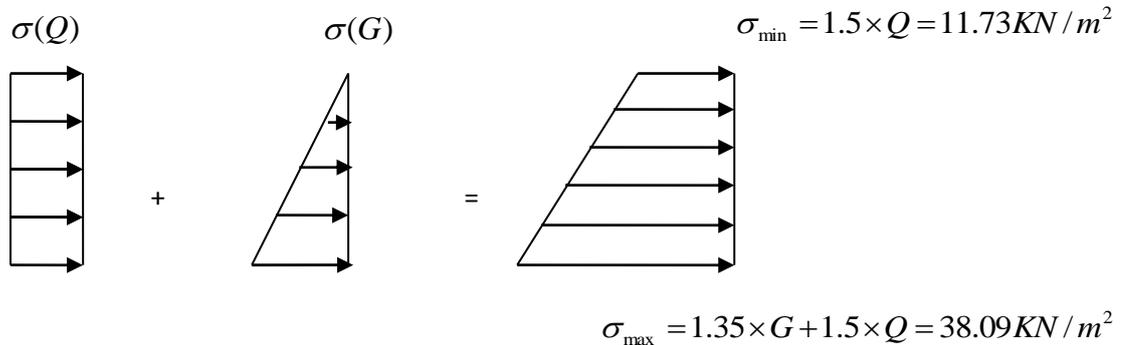


Figure.VI.9. Répartition des contraintes sur le voile périphérique.

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$b=100\text{cm}$  ,  $L_x=3.06\text{m}$  ,  $L_y=4.8\text{m}$  ,  $e=20\text{cm}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{4.8} = 0.63 > 0.4 \quad \text{La dalle porte les deux sens } (L_x \text{ et } L_y)$$

$$\rho = 0.63 \Rightarrow ELU : \quad \mu_x = 0.0779 \quad , \quad \mu_y = 0.3338 \dots\dots\dots \text{Annexe 1}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q_u \quad ; \quad M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 0.0779 \times 3.06^2 \times 31.5 = 22.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.3338 \times 22.97 = 7.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 17.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 5.74 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_{0x} = -11.48 \text{ KN.m}$$

$$A_{\min} = 0.1\% \times b \times h \dots\dots\dots \text{Condition exigée par le RPA}$$

$$A_{\min} = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.VI.11. Section des armatures du voile périphérique

Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée x-x	17.22	0.0419	0.0535	0.166	2.98	2	4HA10 = 3.14cm <sup>2</sup>
Travée y-y	5.74	0.0139	0.0175	0.168	0.98	2	4HA10 = 3.14cm <sup>2</sup>
Appuis	-11.48	0.0279	0.0354	0.168	1.96	2	4HA10 = 3.14cm <sup>2</sup>

• **Espacement des armatures :**

Sens x-x :  $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  ; on adopte  $S_t = 25\text{cm}$ .

Sens y-y :  $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$  ; on adopte  $S_t = 25\text{cm}$ .

• Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{31.5 \times 4.8}{2} = 75.6 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{75.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.44 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration nuisible}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**A L'ELS :**

$$\sigma_{\max} = G + Q = 19.53 + 7.82 = 27.35 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 7.82 \text{KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 22.46 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ml} = 22.46 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_x = 0.0831 \\ \mu_y = 0.5004 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Annexe 1}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 0.0831 \times 4.8^2 \times 22.46 = 43 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 0.5004 \times 43 = 21.517 \text{KN.m} \\ M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 32.25 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 16.137 \text{KN.m} \\ M_a = -0.5 \times M_{0x} = -21.5 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

• **Vérification des contraintes :**

La fissuration est considérée nuisible. On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa \dots\dots\dots \text{Dans le béton}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(1.5f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}})$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63MPa \dots\dots\dots \text{Dans l'acier}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau.VI.12.** Vérification des contraintes

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observations
Travée x-x	32.25	4.6	16356.42	9.07	366.74	Non vérifiée
Travée y-y	16.137	3.38	9050.5	6.02	364.27	Non vérifiée
Appuis	-21.5	3.84	11603.15	7.12	365.77	Non vérifiée

On voit bien que les contraintes dans le béton et dans l'acier ne sont pas vérifiées.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Sens	Nouvelle section As (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
Travée x-x	7HA14=10.78	5.97	26765.1	7.2	199.36	Vérifiée
Travée y-y	5HA12=5.65	4.59	16275.6	4.55	184.56	Vérifiée
Appuis	7HA12=7.92	5.28	21224.77	5.35	178.08	Vérifiée

- Schéma de ferrailage du voile périphérique :

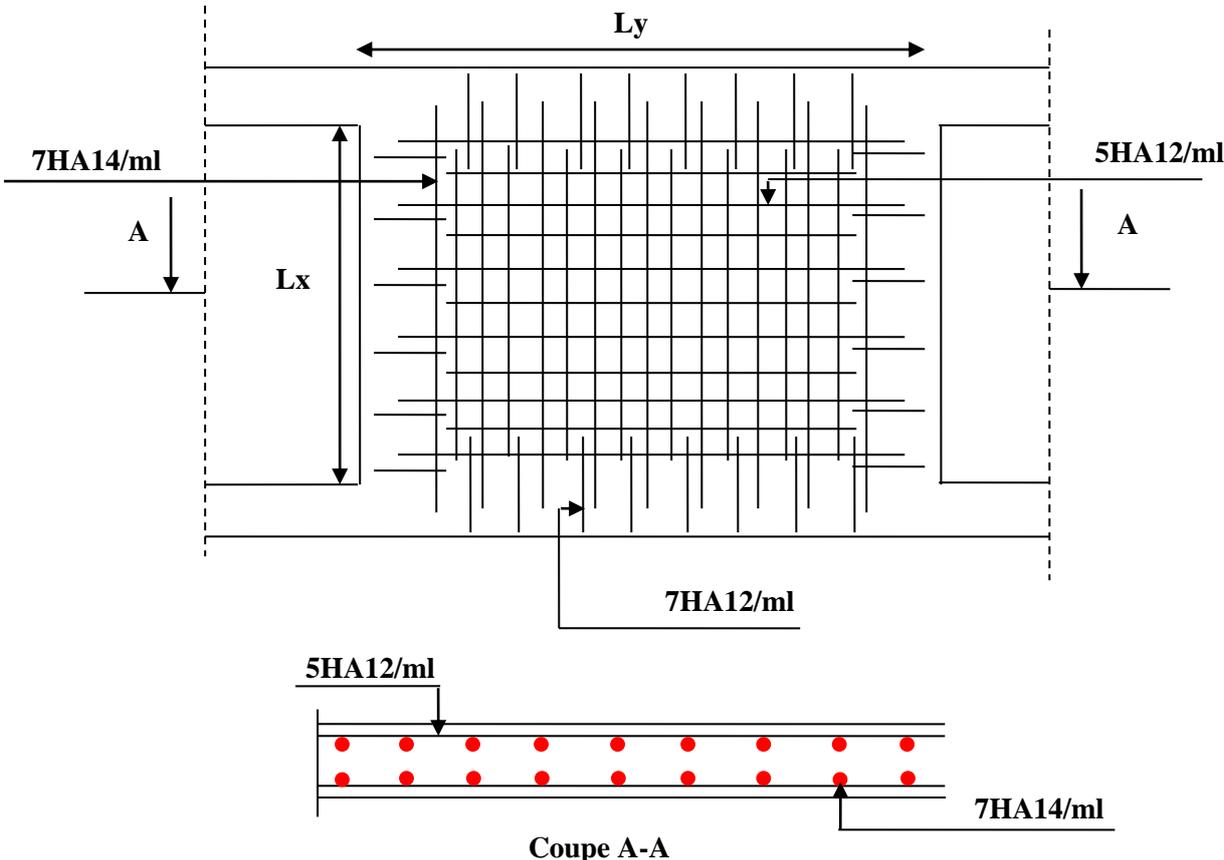


Figure.VI.10. Schéma de ferrailage du voile périphérique



# **Conclusion générale**



## **Conclusion générale :**

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel SAP2000 Version 14.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. 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"
3. Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc le facteur économique est respecté.
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 donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

# Bibliographie

- Règles de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL 91 modifiées 99), Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Résumé sous forme d'organigrammes de la norme BAEL, 2015.
- Formulaire de calcul des sections en béton armé selon le BAEL91 et le CBA93.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours des années de spécialité.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

## ANNEXE 1

### *DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR*

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

## ANNEXE 2

Valeurs de  $M_1$  ( $M_2$ ) pour  $\rho = 1$

$U/l_x$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$U/l_y$											
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

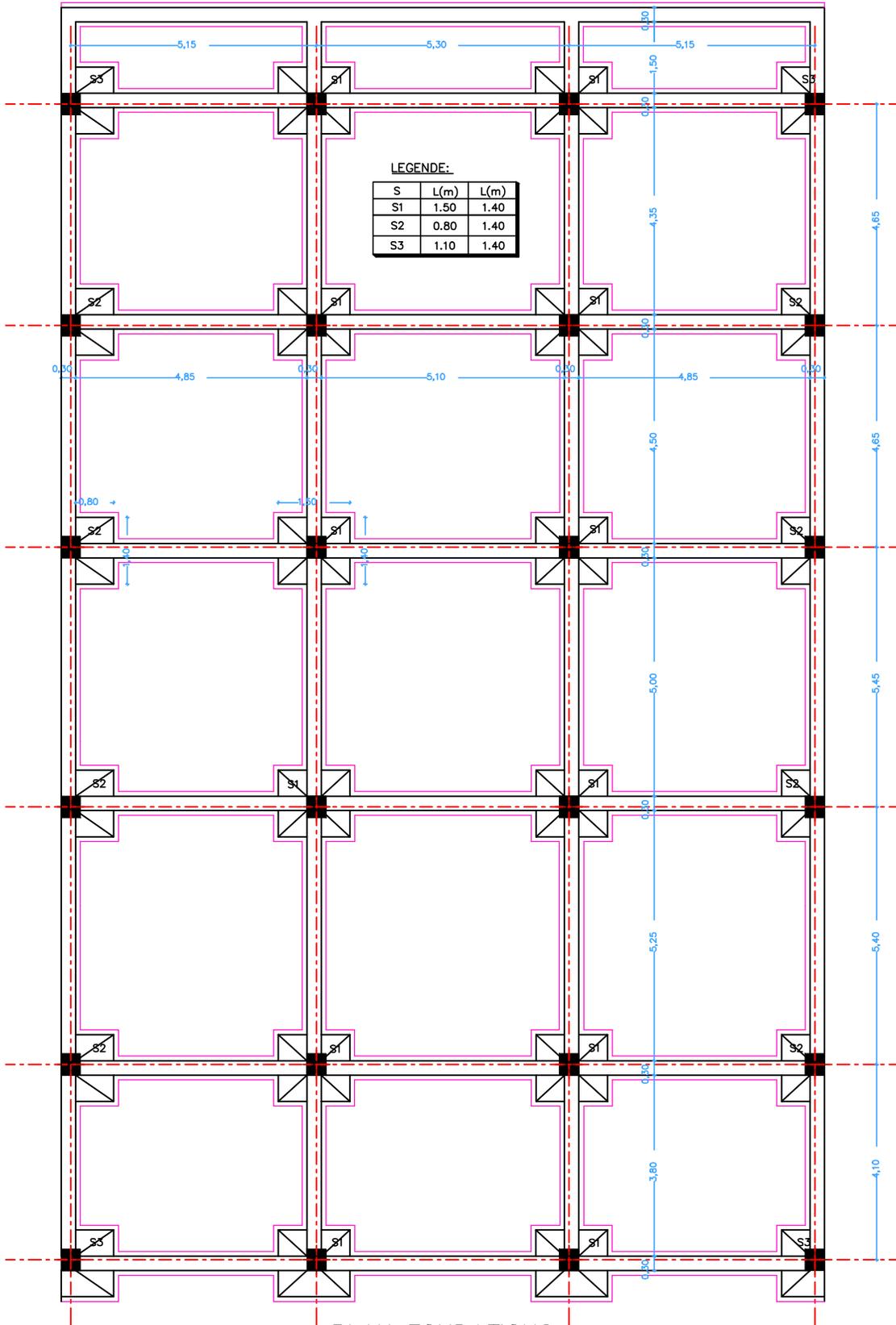
**NOTA :** Pour avoir les valeurs de  $M_2$ ; il suffit de permuter U et V

## ANNEXE 3

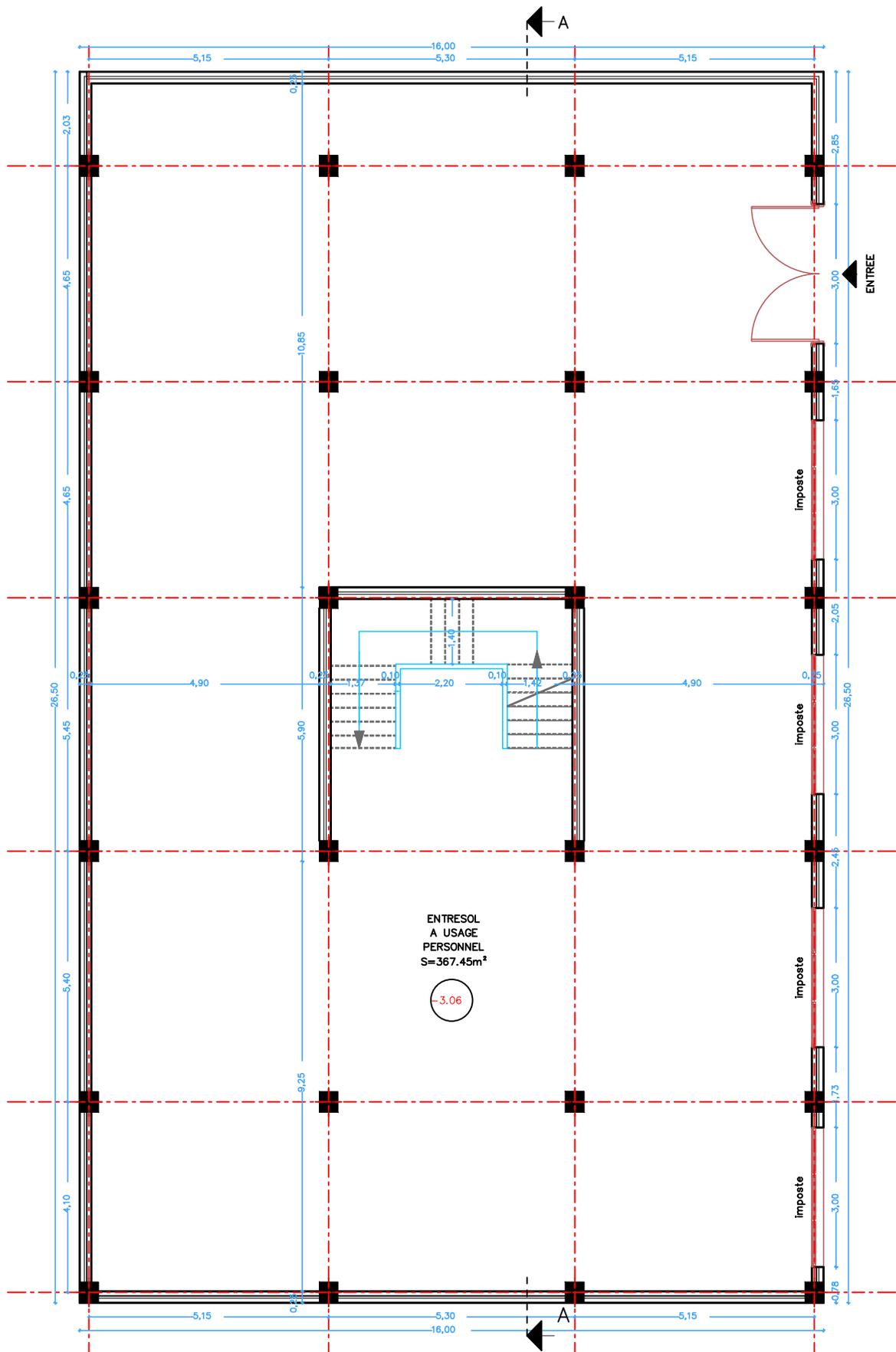
### SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm<sup>2</sup> de N armature  $\phi$  en mm

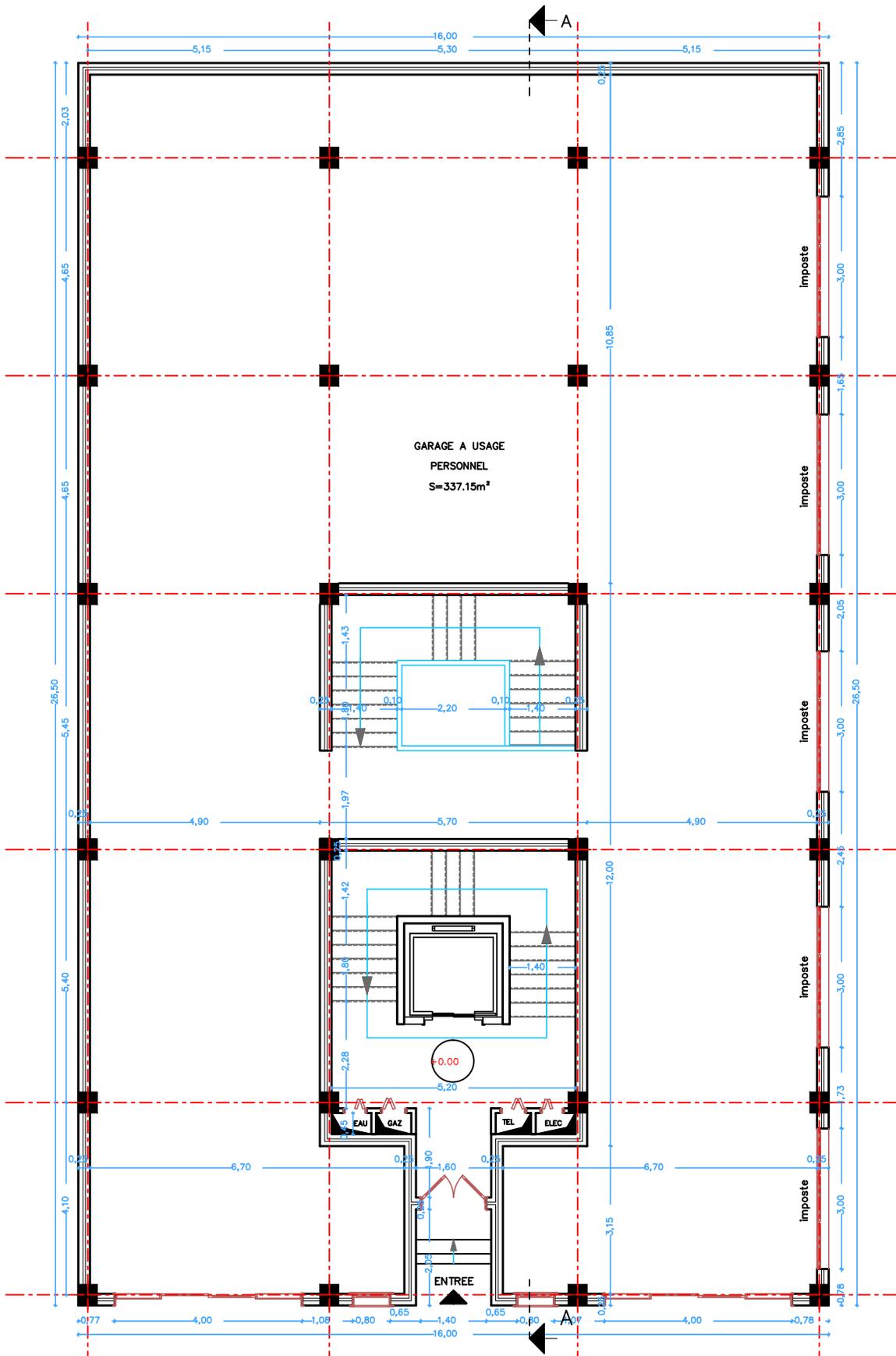
$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	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	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33



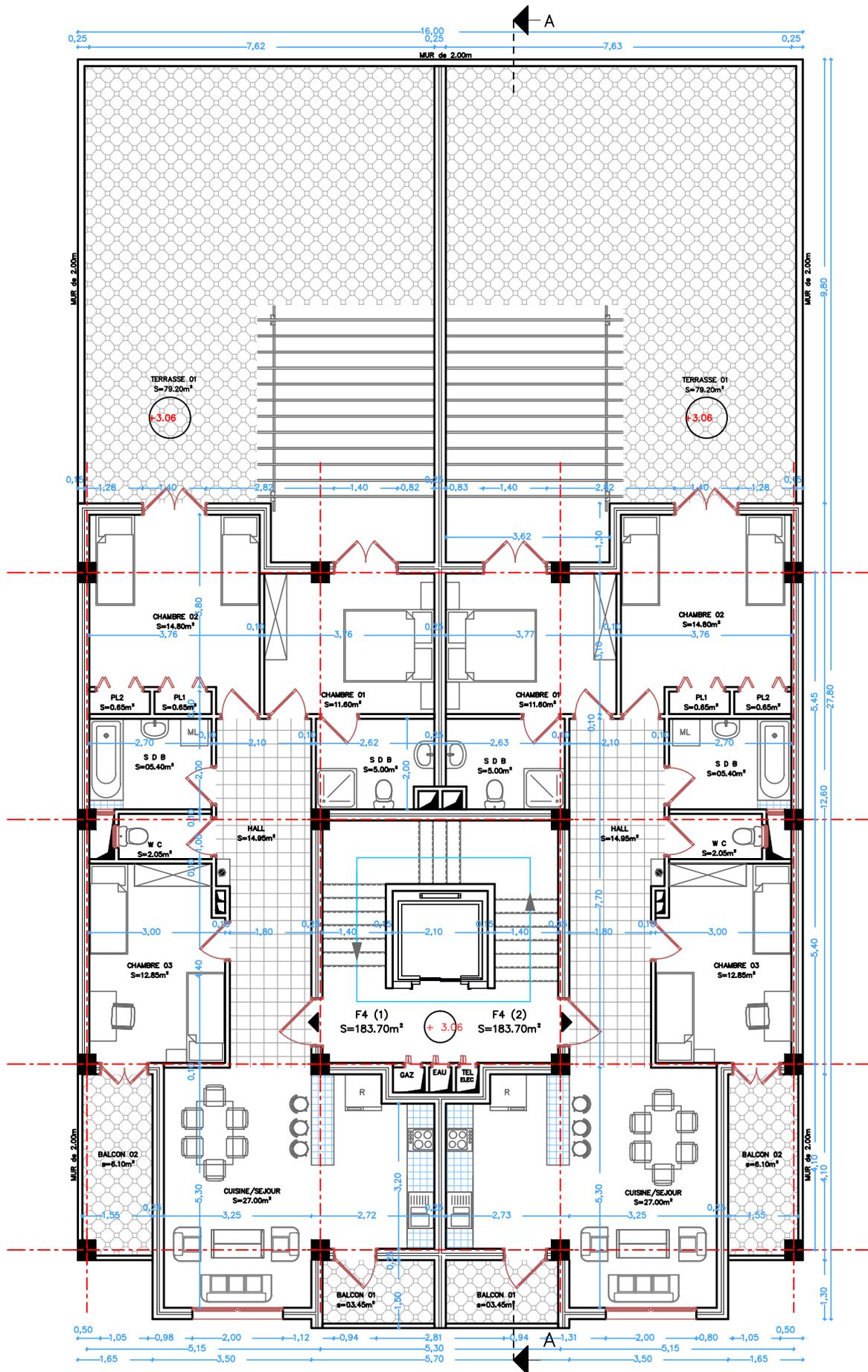
PLAN FONDATIONS



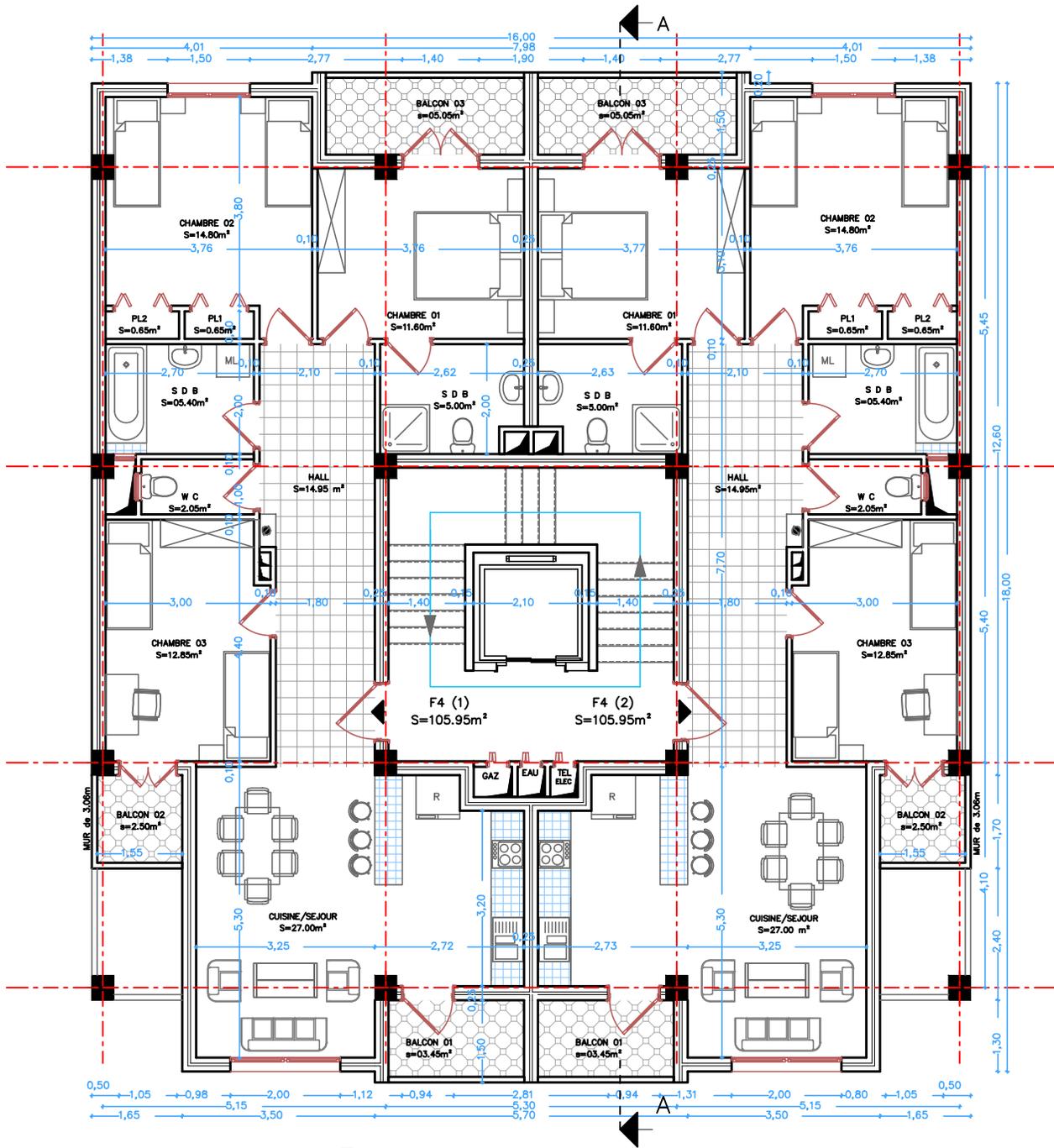
PLAN ENTRESOL



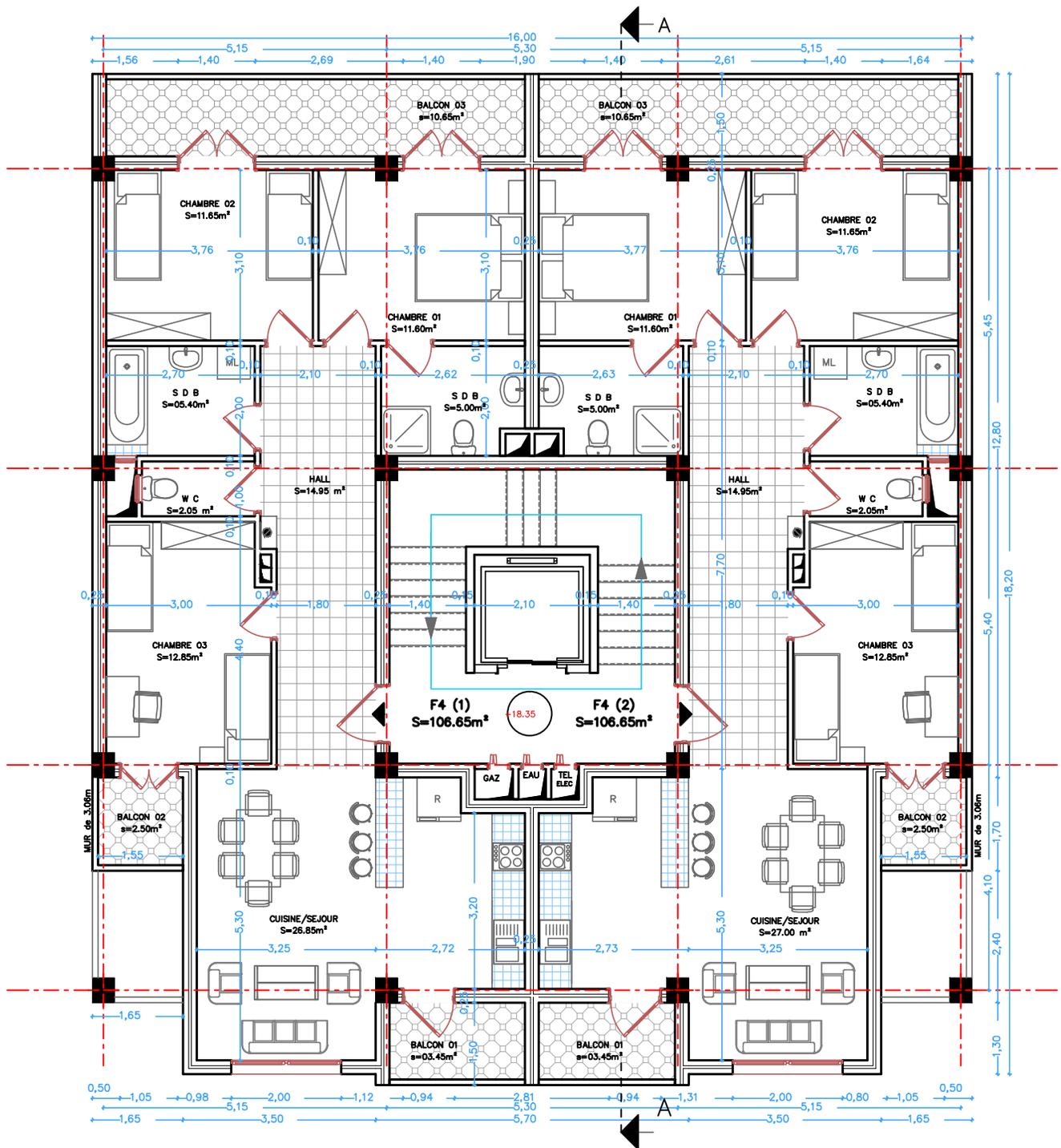
PLAN RDC



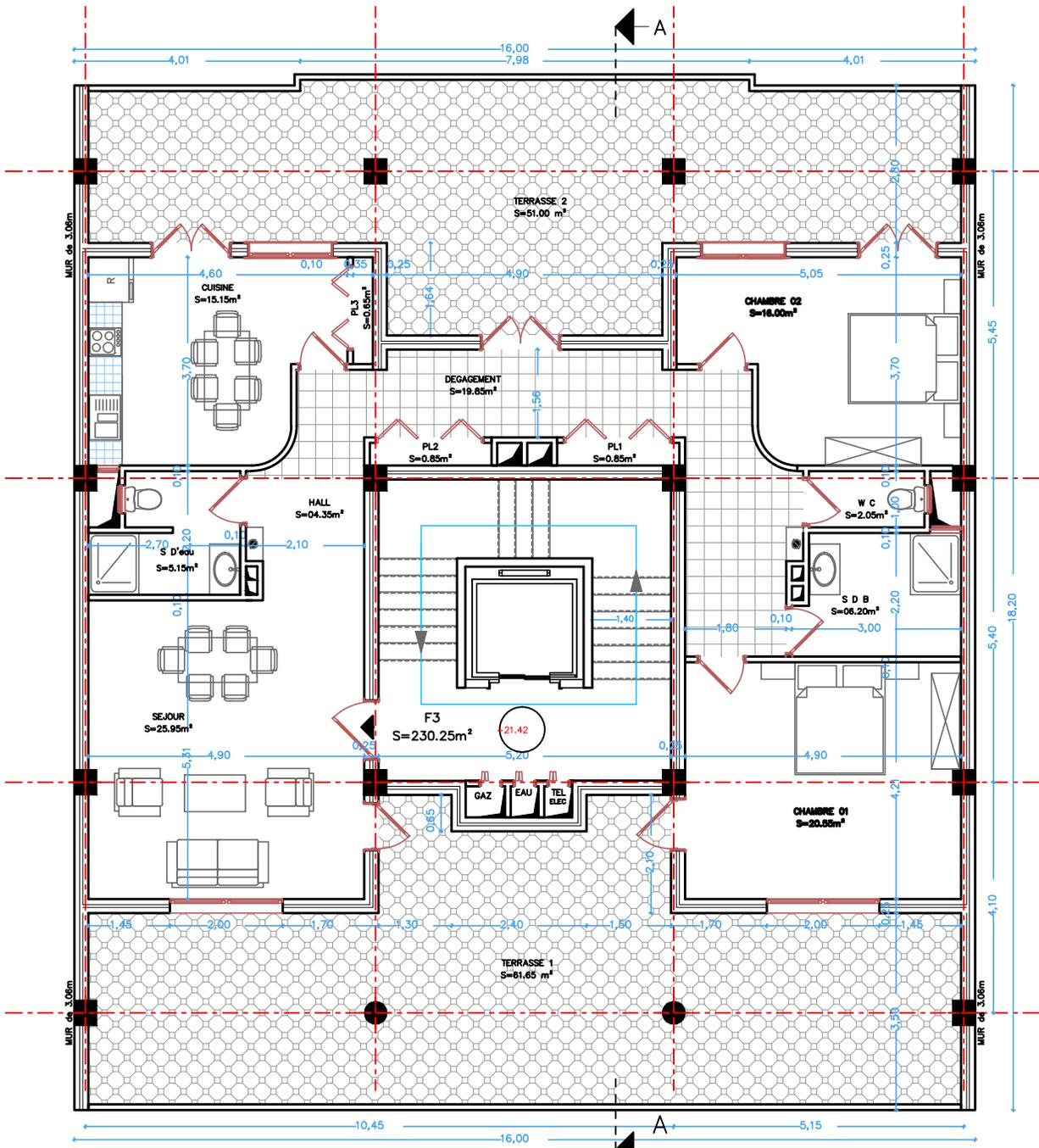
PLAN ETAGE 1



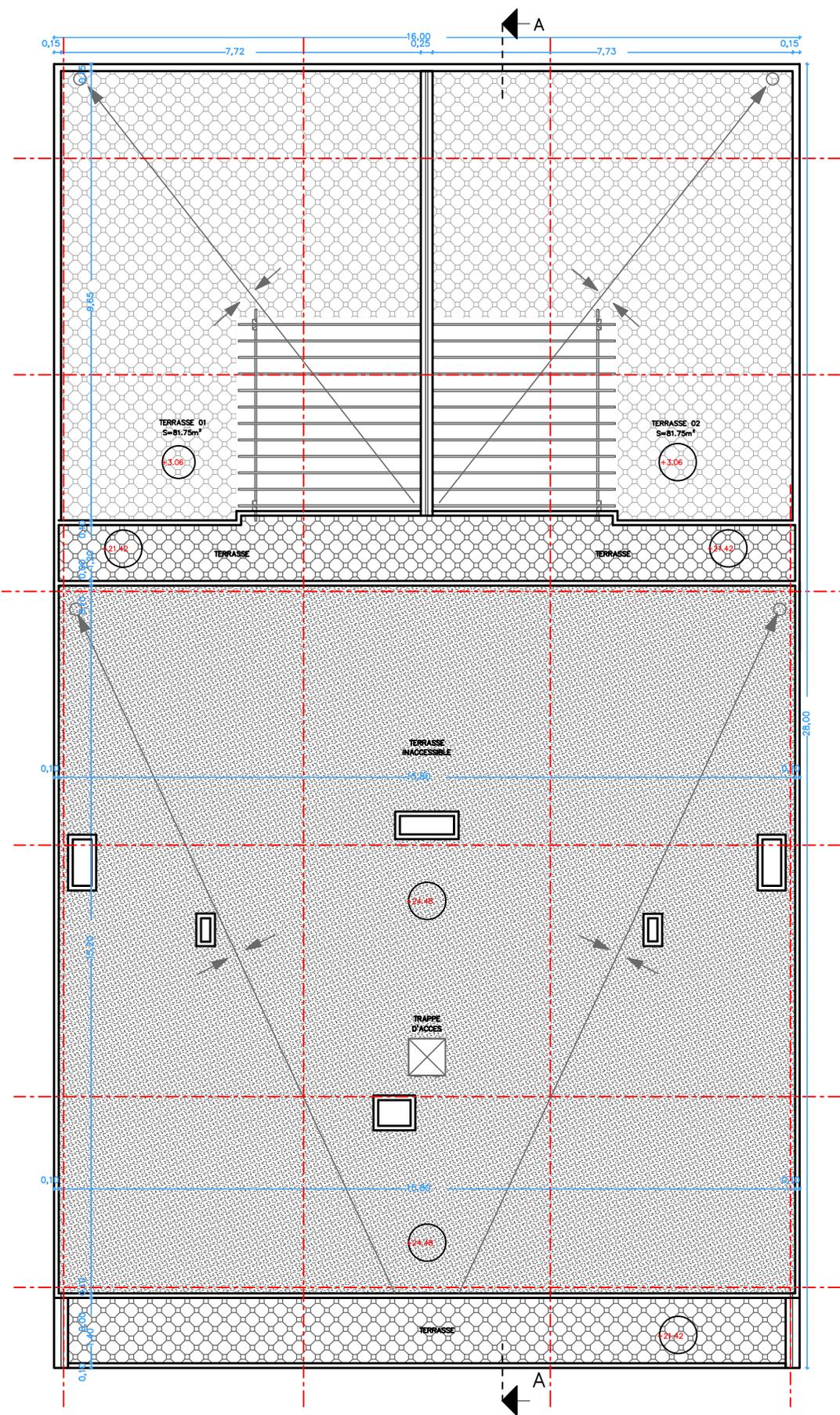
PLAN  
ETAGES  
2-5



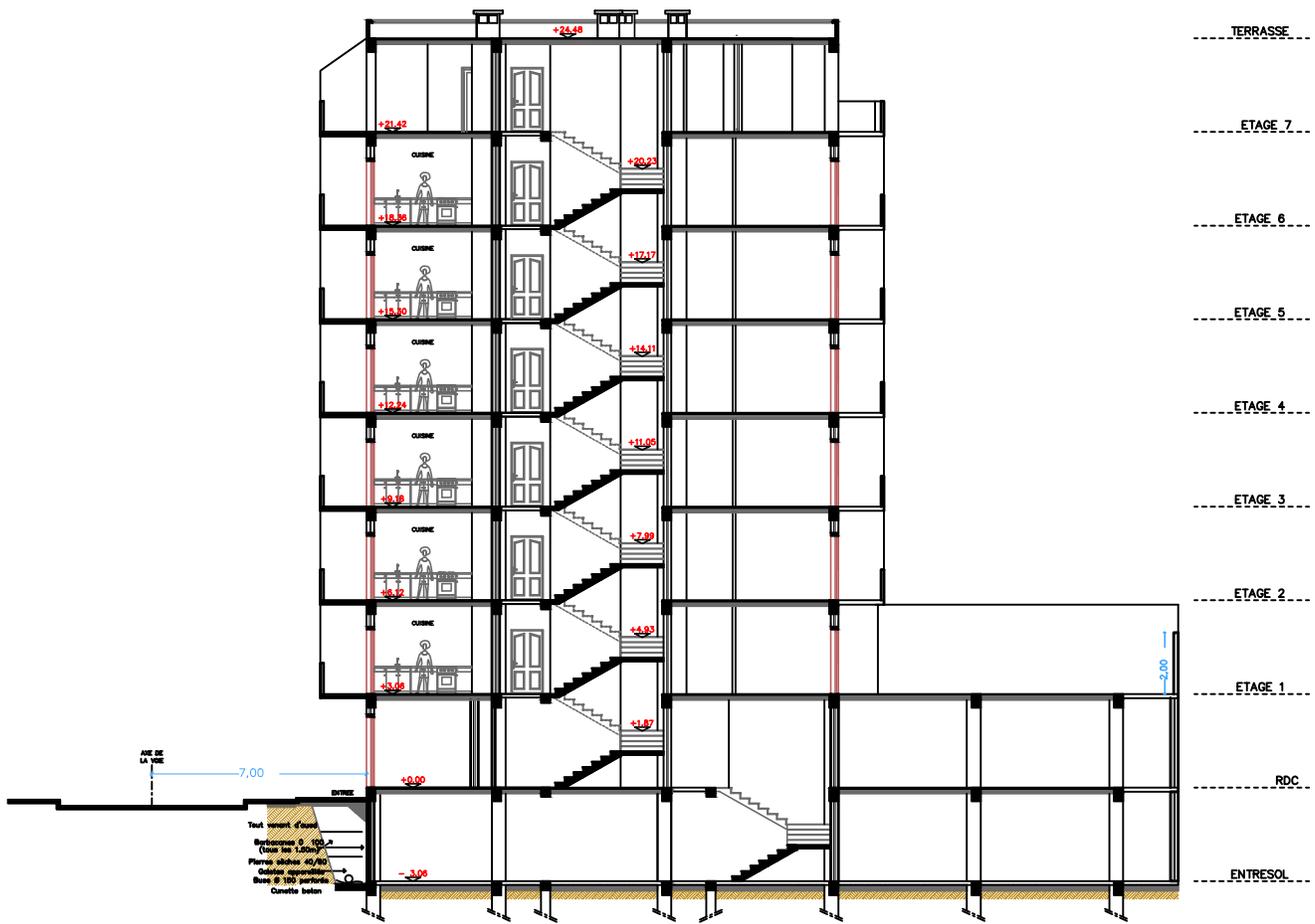
PLAN ETAGE 6



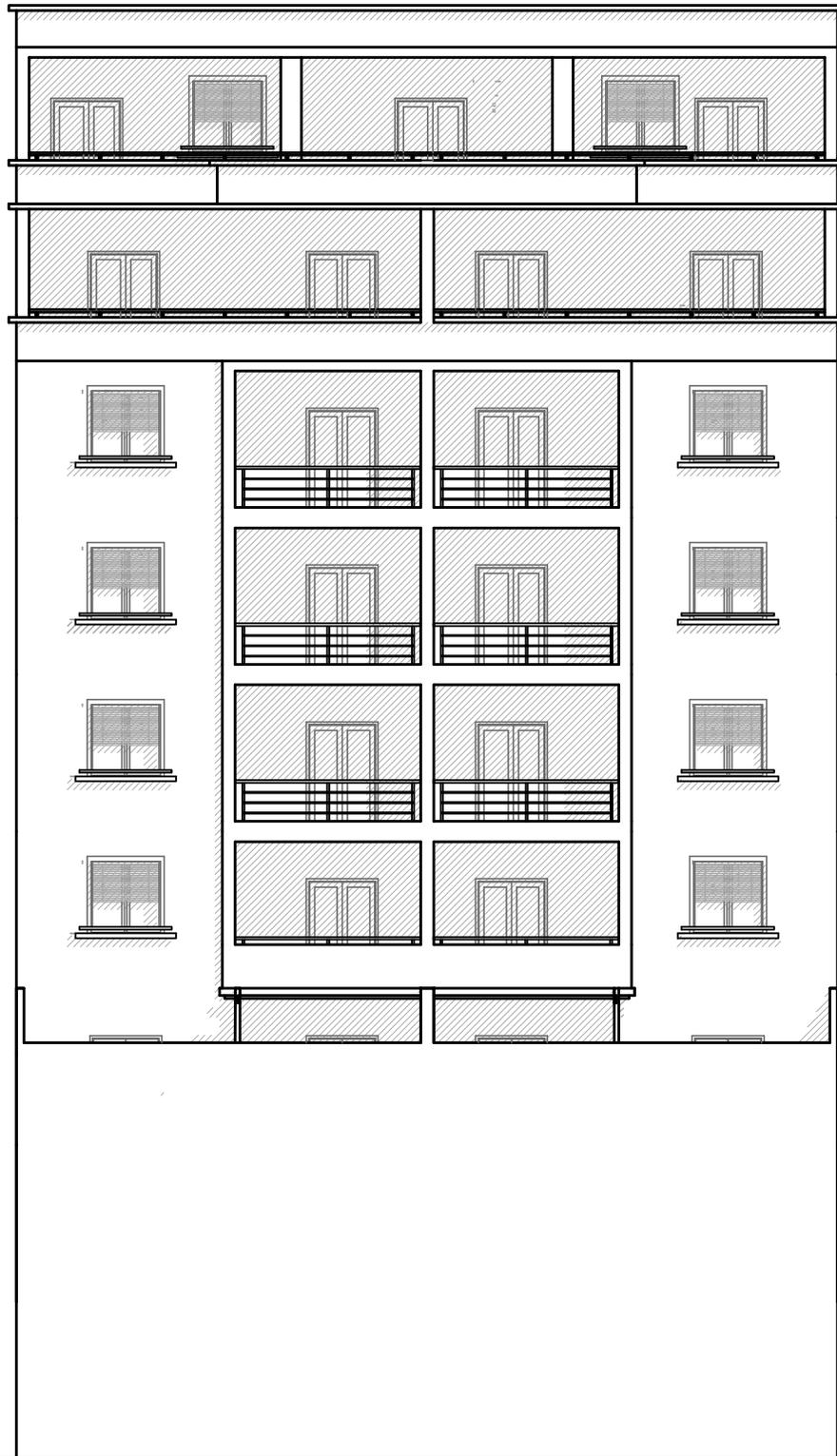
PLAN ETAGE 7



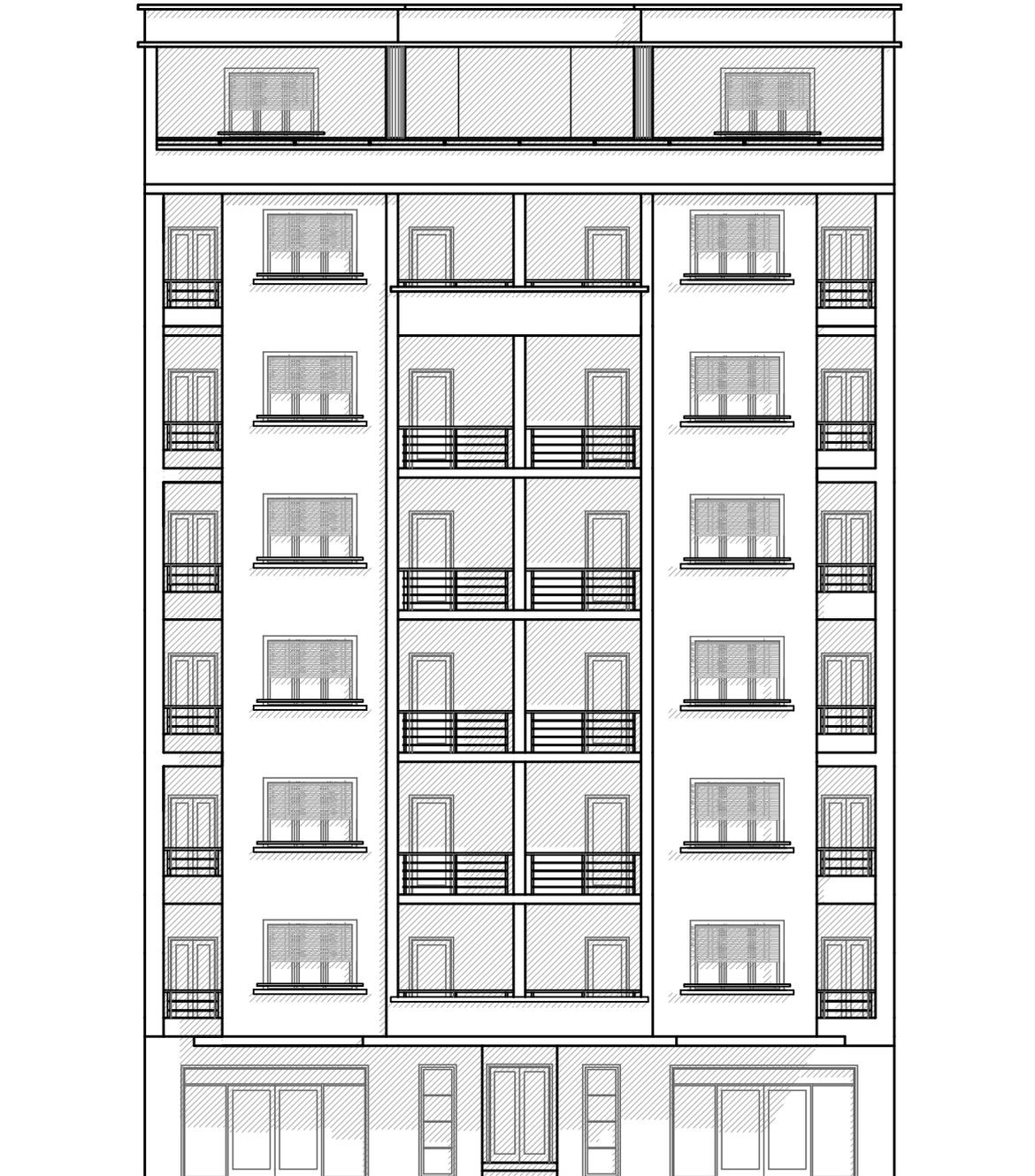
PLAN TERRASSE



COUPE AA



FACADE POSTERIEURE



FACADE PRINCIPALE