



MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITÉ « Abbès LAGHROUR » DE KHENCHELA  
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



Département Génie civil

N° de série : ...

## Mémoire de fin d'études

*Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)*

**Spécialité :** *Structure.*

**Option :** *Génie civil.*

# Etude d'un centre Commercial « sous-sol + R.D.C+5 étages »

Réalisé par : **BARKATI HADJR**

**BOUACID OTHMANE**

Dirigé par : **M.REBIA BILLEL**

Présenté le : .....

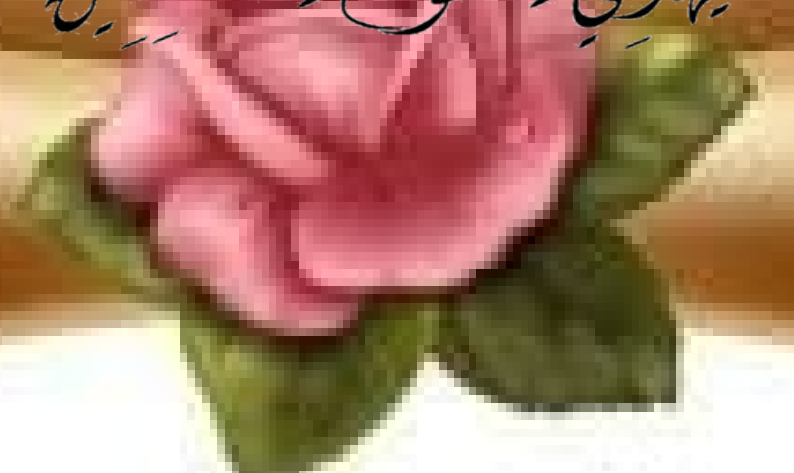
Membres de jury :

<i>BOUHADRA Abdelhakim</i>	<i>M.A.A</i>	<i>Président</i>
<i>LEKOUARA Laid</i>	<i>M.C.A</i>	<i>Examineur</i>

Année universitaire 2019-2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

أَفْسَسَ الْأَسْسُ بُنْيَانَهُ عُلْيَى تَقْوَى مِنْ اللَّهِ  
وَرَضُوا خَيْرَ الْأَمْرِ مِنْ الْأَسْسِ بُنْيَانَهُ عُلْيَى تَسْفَا  
جُرُوفٍ هَارٍ فَانْهَارَ بِهِ فِي نَارِ جَهَنَّمَ وَاللَّهُ لَلْ  
يَهْدِي الْقَوْمَ الظَّالِمِينَ



# Remerciements

**Nous tenons avant tout à remercier Dieu le Taut Puissant qui nous a donné la force et la valanté d'avoir pu accomplir ce travail.**

**A notr encadreur M.Rebia Billel et M.Menasria Abderrahmane pour avoir assuré la direction de ce travail et pour son aide très précieuse tout au long de l'élaboration de ce mémoire.**

**Nous tenons également à exprimer notre profonde gratitude à l'ensemble des membres du jury qui ont accepté de juger ce modeste travail .**

**Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui ont contribué de près au de loin ,par leurs conseils ,leurs suggestions et leurs encouragements ,à la réalisation de ce travail.**



# Dédicaces

**C'est avec une profonde gratitude que nous dédions ce modeste travail de fin d'études à nos chers parents ,pour tous les sacrifices consentis à notre égard, leurs conseils judicieux et leur dévouement sincère pour notre réussite.**

**Nous espérons qu'un jour,nous pourrons,leur rendre un peu de ce qu'ils ont fait pour nous.**

**Que Dieu leur accorde le bonheur et une longue vie .**

**Nous dédions aussi ce travail à nos frères et soeure,mon fiancé,nos familles et nos amis ,ainsi qu'à tous nos professeurs pour les enseignements prodigués durant tout notre parcours.**



**TABLEAUX DES MATIERES**

Remerciement.....	
Dédicace.....	
Liste des figures.....	
Liste des tableaux.....	
Liste des symboles.....	
Résumé.....	
Introduction générale.....	2
<b>Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux</b>	
I.1.Présentation de l'ouvrage.....	4
I.1.1.Introduction .....	4
I.1.2.Principe.....	4
I.1.3.Caractéristiques géométriques.....	4
I.2.Présentation des règles CBA (93).....	4
I.2.1.Domaine d'application.....	4
I.3.Hypothèses de calcul :(BAEL91).....	5
I.4.Principe des justifications.....	5
I.4.1.Définition des états- limitent.....	5
I.5.Actions.....	5
I.5.1.Actions permanentes (G).....	6
I.5.2.Actions variables (Q).....	6
I.5.3.Actions accidentelles (F <sub>A</sub> ).....	6
I.6.Sollicitations.....	6
I.6.1.Combinaisons d'actions.....	6
I.6.1.1.Pour l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R) .....	7
I.6.1.2.pour l'état limite de service (E.L.S).....	7
I.7.Présentation des RPA 99 / Version 2003.....	7
I.2.Caractéristiques des matériaux.....	8
I.2.1.Le Béton.....	8
I.2.2.Acier .....	11
I.2.3.Contrainte limite :.....	12
I.2.3.1.Etat limite ultime .....	12

I.2.4. Justification des sections soumises a des sollicitations normales.....	13
I.2.4.1. Définition.....	13
I.2.4.2. Etat limite ultime de résistance (ELU).....	13
I.2.4.2.a. Hypothèses de calcul.....	13
I.2.4.2.b. Diagramme des déformations limites de la section (Règle des trois pivots.....	13
I.2.4.3. État limite de service (ELS).....	16
I.2.4.3.a Hypothèses de calcul.....	16
<b>Chapitre II : pré-dimensionnement &amp; descente des charges</b>	
II.1. Pré dimensionnement.....	18
II.1.1. Introduction.....	18
II.1.2. Les poutres.....	18
II.1.2.1. Les poutres principales.....	18
II.1.2.2. Les poutres secondaires.....	19
II.1.2.3. Pré dimensionnement Poutre palière .....	20
II.1.3. les planchers .....	21
II.1.3.1. Planchers à corps creux.....	21
II.1.4. Les poteaux.....	24
II.1.5. Les voiles.....	24
II.1.6. L'acrotère.....	25
II.1.7. Balcon.....	26
II.1.8. Les escaliers.....	26
II.2. Descente des charges.....	32
II.2.1. Poids volumiques des matériaux.....	33
II.2.2. Evaluation des charges et surcharges.....	33
II.2.2.1. Plancher terrasse.....	33
II.2.2.2. Mur extérieur .....	35
II.2.2.3. L'escalier.....	36
II.2.2.4. La dalle pleine.....	42
II.2.2.5. Acrotère.....	43
II.2.3. détermination de La descente des charges.....	44
II.2.3.1. Loi de dégression.....	44
II.2.3.2. Calcul de l'effort ultime.....	45

II.3.Pré dimensionnement des poteaux .....	56
II.3.1.- dimensionnement à L'ELU.....	56
II.3.2.Critère de stabilité de forme .....	58
II.4.Calcul de la poussée des terres .....	58
II.4.1.Evaluation des efforts permanents.....	59
II.5.conclusion .....	60
<b>Chapitre III : Calcul Des Eléments Secondaire.....</b>	
III.1.L'acrotère.....	62
III.1.1.Calcul des sollicitations.....	62
III.1.2.Combinaison d'action.....	63
III.1.3.Ferraillage à l'ELU.....	63
III.1.4.Calcul à l'ELS.....	65
III.2.Le balcon.....	66
III.2.1.Evaluation des charges.....	66
III.2.3.Combinaison des charges.....	67
III.2.4.Ferraillage à l'ELU.....	67
III.2.5.Vérification à l'ELS.....	68
III.2.6.Schéma de ferraillage.....	70
III.3.Les escalier.....	70
III.3.1.1.calcul des sollicitations.....	71
III.3.1.1.a. Combinaison des charges.....	71
III.3.1.1.b. Calcul du ferraillage .....	73
III.3.1.1.c. Vérification à 'ELS :.....	74
III.3.1.1.d. Schéma de ferraillage .....	75
III.3.1.2.Poutre palière : pour sous –sol et RDC.....	76
III.3.1.2.1.Evaluations des charges.....	76
III.3.1.2.2.Pondérations des charges.....	76
III.3.1.2.3.Ferraillage de la poutre palière.....	77
III.3.1.2.4.Calcul de la poutre palière à la torsion.....	80
III.3.1.3.a. calcul de la sollicitation volée 2.....	82
III.3.1.3.b. Calcul du ferraillage à l'ELU.....	82
III.3.1.3.c. Vérification à l'ELS.....	83

III.3.1.3.d. Schéma de ferrailage.....	84
III.3.1.4.calcul des sollicitations : pour l'autre étage.....	85
III.3.1.4.a. Combinaison des charges.....	85
III.3.1.4.b. Calcul du ferrailage.....	88
III.3.1.4.c. Vérification à 'ELS.....	88
III.3.1.4.d. Schéma de ferrailage .....	89
III.3.1.5.Poutre palière : pour l'autre étage.....	89
III.3.1.5.1.Evaluations des charges.....	89
III.3.1.5.2.Pondérations des charges.....	90
III.3.1.5.3.Ferrailage de la poutre palière.....	91
III.3.1.5.4.Calcul de la poutre palière à la torsion.....	94
III.3.1.6.calcul des sollicitations : volée 2.....	96
III.3.1.6.a. Combinaison des charges.....	96
III.3.1.6.b. Calcul du ferrailage.....	97
III.3.1.6.c. Vérification à 'ELS.....	98
III.3.1.6.d. Schéma de ferrailage	99
III.3.2.1.calcul des sollicitations : type 02+04	100
III.3.2.1.a. Combinaison des charges	100
III.3.2.1.b. Calcul du ferrailage	102
III.3.2.1.c. Vérification à 'ELS	103
III.3.2.1.d. Schéma de ferrailage	104
III.3.2.2.Poutre palière : Type2 et 4	104
III.3.2.2.1.Evaluations des charges	104
III.3.2.2.2.Ferrailage de la poutre palière :	106
III.3.2.2.3.Vérification à l'ELS	107
III.3.2.2.4. Schéma de ferrailage	110
III.3.2.3.a. calcul des sollicitations :	110
III.3.2.3.c. Vérification à l'ELS	112
III.3.2.3.d. Schéma de ferrailage	113
III.3.3.1.a. calcul des sollicitations	114
III.3.3.2.b.Calcul du ferrailage	117
III.3.3.2.c. Vérification à 'ELS	117

III

III.3.3.2.c. Schéma de ferrailage :	118
III.3.3.3.Poutre palière : Type3	118
III.3.3.3.1.Evaluations des charges	118
III.3.3.3.2.Ferrailage de la poutre palière	120
III.3.3.3.3.Vérification à l'ELS	121
III.3.3.3.4.Schéma de ferrailage	124
III.3.3.4.a. calcul des sollicitations	125
III.3.3.4.b.Calcul du ferrailage	127
III.3.3.4.c. Vérification à 'ELS	128
III.3.3.4.d. Schéma de ferrailage	129
III.4.Les planchers	129
III.4.1. Méthode de calcul	129
III.4.1.1.Méthode forfaitaire	130
III.4.2.Principe de la méthode forfaitaire	130
III.4.3.Les différents types des nervures	131
III.4.4.Vérification à l'ELS	139
III.4.5.Calcul de ferrailage	140
III.4.6.Vérification à l'ELS	142
III.4.7.Ferrailage de la table de compression	144
III.4.8.Ferrailage de la table de compression	145
III.4.9.Schéma de ferrailage de plancher	145
III.5.conclusion	146
<b>Chapitre IV : Etude Sismique</b>	
IV.1. Introduction :	148
IV.2. Objectif de l'étude dynamique	148
IV.3. Modélisation de la structure étudiée	148
IV.4. Combinaison d'action	149
IV.5. Méthodes de calculs	149
IV.5.1 Méthode statique équivalente	150
IV.5.2. Méthodes dynamiques	153
IV. 5.2.1. Méthode dynamique spectrale modale	153
IV.5.2.2. Modélisation de la structure	155

IV.5.2.2.1. Analyse statique et dynamique	155
IV.5.2.2.2. Poids total de la structure "W"	156
IV.5.2.2.3. Les données géométriques	156
IV.5.2.2.3.1. Centre de masse	157
IV.5.2.2.3.2. Centre de torsion	157
IV.5.2.2.3.3. L'excentricité accidentelle	158
IV.6. Résultats de calcul (ROBOT)	159
IV.6.1. Périodes et facteurs de participation modale	159
IV.6.2. Forme modale de la structure non rigidifiée latéralement	159
IV.7. Distribution verticale de la force sismique	160
IV.8. Vérification des méthodes	161
IV.8.1. Vérification de la période	161
IV.8.2. Vérification de l'effort tranchant à la base	162
IV.9. Calcul des déplacements	162
IV.10. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$	163
IV.11. Vérification au renversement	164
IV.12. Conclusion	166
<b>Chapitre V : Etude Des Eléments Principaux</b>	
V .1. Introduction :	168
V .2. Etude des poutres	168
V .2.1. recommandation du RPA99 /2003	168
V .2.2. Sollicitations de calculs	169
V.2. 3. Exemple de calcul	170
V.2.4. Schéma de ferrailage structure (Terrasse & Etage):	174
V.3. Etude des poteaux :	175
V.3. 1. Introduction	175
V. 3.2. Aspect réglementaire	175
V.3.3. Les sollicitations	178
V.3.4. Exemple de calcul	178
V.3.4.1. Calcul récapitulatif des sections des armatures des poteaux	183
V.3.5. Schéma de ferrailage	184
V.4. Les voiles	184

V.4.1.Introduction	184
V.4.2.Recommandation du RPA99/2003	185
V.4. 3.Les sollicitations	186
V.4. 4.Exemple de calcul d'un voile plein (25cm)	187
V.4.6.Exmple de calcul d'un voile plein (20cm)	191
V.4.5.Schéma de ferrailage :	
V.4.7.Sheama da ferrailage	193
<b><i>Chapitre VI : Etude de l'Infrastructure</i></b>	
VI.1. Introduction	199
VI.2. Le choix de type de fondation	199
VI. 3. Combinaisons d'actions à considérer	200
VI.4. Calcul des semelles	200
VI.4.1. Calcul de la semelle isolée :	200
VI.4.1.1. Semelle sous poteau intermédiaire	200
VII.4.1.2. Vérification du non poinçonnement de la semelle	203
VI.4.1.3. Schéma de ferrailage	204
VI.4.2.Calcul de la semelle filante sous voile :	204
VI.4.2.1. Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 25cm(X-X)	204
VI.4.2.2. Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 25cm (sens y-y)	206
VI.4.2.3. Schéma de ferrailage	207
VI.5. Les longrines	208
VI.5.1.Introduction	208
VI.5. 2 .Pré-dimensionnement	208
VI.5.3.Sollicitations	208
VI.5.5. Schéma de ferrailage	210
VI.6. Conclusion	210
<b><i>Conclusion</i></b>	<b>212</b>
<b><i>References</i></b>	
<b><i>Carte de Zonage simistique du territoire Nationale-RPA99/Après addenda.</i></b>	
<b><i>Tableau Des Sections Des Armateurs</i></b>	

## LISTE DES FIGURES

<i>CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage</i>	
<b>Figure. I.1</b> : Evolution de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton	<b>9</b>
<b>Figure I.2</b> : Evolution de la résistance à la traction $f_{tj}$ en fonction de celle à la compression $f_{cj}$	<b>10</b>
<b>Figure I.3</b> : Diagramme Contraintes Déformations de l'acier	<b>12</b>
<b>Figure I.4</b> : Diagramme de déformation limite de la section	<b>14</b>
<b>Figure. 1.5</b> : Diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations du béton	<b>15</b>
<i>Chapitre II : Pré-dimensionnement &amp; descente de charge</i>	
<b>Figure II.1</b> : poutre principale	<b>19</b>
<b>Figure II.2</b> : poutre secondaire	<b>20</b>
<b>Figure II.3</b> : poutrelle en T	<b>22</b>
<b>Figure II.4</b> : dimensionnement de section en T	<b>23</b>
<b>Figure II.5</b> : poteau	<b>24</b>
<b>Figure II.6</b> : l'acrotère	<b>25</b>
<b>Figure II.7</b> : Les escaliers	<b>28</b>
<b>Figure II.8</b> : Plancher étage courant	<b>34</b>
<b>Figure II.9</b> : Mur extérieur	<b>35</b>
<b>Figure II.10</b> : acrotère	<b>43</b>
<b>Figure II.11</b> : calcul de surcharge totale	<b>44</b>
<b>Figure II.12</b> : Poteau intermédiaire	<b>45</b>
<b>Figure II.13</b> : Poteau cote escalier	<b>48</b>
<b>Figure II.14</b> : Poteau d'escalier	<b>51</b>
<i>Chapitre III : Calcul Des Eléments Secondaire</i>	
<b>Figure III.1</b> : Schéma statique de l'acrotère	<b>62</b>
<b>Figure III.2</b> : Schéma de ferrailage de l'acrotère	<b>66</b>
<b>Figure III.3</b> : Schéma statique de balcon	<b>66</b>
<b>Figure III.4</b> : Section théorique pour le ferrailage du balcon	<b>67</b>
<b>Figure III.5</b> : Schéma de ferrailage de balcon	<b>70</b>
<b>Figure III.6</b> : Schéma de l'escalier	<b>70</b>
<b>Figure III.7</b> : Schéma statique de volée 01- type 01-	<b>71</b>
<b>Figure III.8</b> : Schéma statique des charges équivalentes à ELU- type 01-	<b>72</b>

<b>Figure III.9</b> : Schéma statique des charges équivalentes à ELS- type 01-	72
<b>Figure. III.10</b> : schéma de ferrailage d'escalier RDC type 01du volée 01	75
<b>Figure III.11</b> : Schéma de ferrailage de la poutre palière	<b>81</b>
<b>Figure. III.12</b> : schéma de ferrailage d'escalier type 01du volée 02	<b>84</b>
<b>Figure III.13</b> : Schéma de l'escalier	<b>85</b>
<b>Figure III.14</b> : Schéma statique de volée 01- type01-l'autre étage	<b>85</b>
<b>Figure III.15</b> : Schéma statique des charges équivalentes à ELU- type 01-	<b>86</b>
<b>Figure III.16</b> : Schéma statique des charges équivalentes à ELS- type 01-	<b>86</b>
<b>Figure. III.17</b> : schéma de ferrailage d'escalier l'autres étages type 01du volée 01	<b>89</b>
<b>Figure III.18</b> : Schéma de ferrailage de la poutre palière	<b>95</b>
<b>Figure. III.19</b> : schéma de ferrailage d'escalier l'autres étages type 01du volée 01	<b>99</b>
<b>Figure III.20</b> : vue en plan et coupes d'escalier type 02 et 04	<b>99</b>
<b>Figure III.21</b> : Schéma statique de volée 01 type 02 et 04	<b>100</b>
<b>Figure III.22</b> : Schéma statique des charges équivalentes à ELU de type02 et 04	<b>101</b>
<b>Figure III.23</b> : Schéma statique des charges équivalentes à ELS de type02 et 04	<b>101</b>
<b>Figure. III.24</b> : schéma de ferrailage d'escalier RDC type 02 et 04 de la volée 01	<b>104</b>
<b>Figure III.25</b> : Schéma de ferrailage de poutre palière type02 et 04	<b>110</b>
<b>Figure. III.26</b> : schéma de ferrailage d'escalier type 02 et 04 du volée 02	<b>113</b>
<b>Figure III.27</b> : vue en plan et coupes d'escalier type 03	<b>114</b>
<b>Figure III.28</b> : Schéma statique de volée 01 type 03	<b>144</b>
<b>Figure III.29</b> .Schéma statique des charges équivalentes à ELU de type03	<b>115</b>
<b>Figure III.30</b> : Schéma statique des charges équivalentes à ELS de type03	<b>115</b>
<b>Figure. III.31</b> .schéma de ferrailage type 03	<b>118</b>
<b>Figure III.32</b> : Schéma de ferrailage de poutre palière type03	<b>124</b>
<b>Figure III.33</b> : Schéma statique de volée 02 type 03	<b>125</b>
<b>Figure III.34</b> .Schéma statique des charges équivalentes à ELU de type03	<b>126</b>
<b>Figure III.35</b> : Schéma statique des charges équivalentes à ELS de type03	<b>126</b>
<b>Figure. III.36</b> .schéma de ferrailage type 03	<b>128</b>
<b>Figure III. 37</b> : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type 1 terrasse inaccessible	<b>133</b>
<b>Figure III. 38</b> : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type 02 terrasse inaccessible	<b>134</b>
<b>Figure III .39</b> : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type 4.plancher	138

étage	
<b>Figure. III.40</b> : Section théorique pour le ferrailage du plancher	140
<b>Figure. III.41</b> : Section théorique pour le ferrailage du plancher (sur appui)	<b>140</b>
<b>Figure. III.42</b> : Section théorique pour le ferrailage du plancher (en travée)	<b>141</b>
<b>Figure. III.43</b> : Schéma de ferrailage de la table de compression	<b>145</b>
<b>Figure. III.44</b> : Schéma de ferrailage de plancher	<b>145</b>
<b>Figure III.45</b> : Ferrailage de nervures	<b>146</b>
<i>Chapitre IV: Etude Sismique</i>	
<b>Figure IV.1</b> : Modélisation en 3D de la structure.	<b>148</b>
<b>Figure IV.2</b> : Position des voiles.	<b>156</b>
<b>Figure IV.3</b> : MODE 1.	<b>159</b>
<b>Figure IV.4</b> : MODE 2.	<b>160</b>
<b>Figure IV.5</b> : MODE 3	<b>160</b>
<i>Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs</i>	
<b>Figure V.1</b> : Ferrailage de poutre principale étage	<b>174</b>
<b>Figure V.2</b> : Ferrailage de poutre principale pour terrasse	<b>174</b>
<b>Figure V.3</b> : Ferrailage de poutre secondaire pour terrasse et étage	<b>174</b>
<b>Figure V.4</b> : Ferrailage de poteaux	<b>184</b>
<b>Figure V.5</b> : Diagramme d'une section entièrement comprimée(e=25).	<b>188</b>
<b>Figure V.6</b> : diagramme d'une section partiellement comprimée(e=25).	<b>189</b>
<b>Figure V.7</b> : Schéma de ferrailage du voile(e=25)	<b>191</b>
<b>Figure V.8</b> : Diagramme d'une section entièrement comprimée(e=20)	<b>193</b>
<b>Figure V.9</b> : diagramme d'une section partiellement comprimée(e=20)	<b>195</b>
<b>Figure V.10</b> : Schéma de ferrailage du voile(e=20).	<b>197</b>
<i>Chapitre VI : Etude de l'Infrastructure</i>	
<b>Figure VI.1</b> : Semelle isolé.	<b>200</b>
<b>Figure VI.2.</b> Schéma équivalent d'une semelle isolée.	<b>202</b>
<b>Figure VI.3.</b> Ferrailage de la semelle intermédiaire.	<b>204</b>
<b>Figure VI.4</b> : Ferrailage de semelle filante sens x-x.	<b>207</b>
<b>Figure VI.5</b> : Ferrailage de semelle filante sens y-y.	<b>208</b>
<b>Figure .VI.6</b> : schéma de Ferrailage des longrines.	<b>210</b>

## LISTE DE TABLEAUX

<b>CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage</b>	
<b>Tableau 1.1</b> : Valeurs de la limite d'élasticité garantie $f_e$	<b>11</b>
<b>Tableau 1.2</b> : Les résistances caractéristiques du béton à 28 jours	<b>15</b>
<b>CHAPITRE II : Pré-dimensionnement &amp; descente de charge</b>	
<b>Tableau II.1</b> : Les sections des poutres sont résumées	<b>21</b>
<b>Tableau II.2</b> : Les caractéristiques géométriques de nervure	<b>23</b>
<b>Tableau II.3</b> : recapitulative	<b>25</b>
<b>Tableau II.4</b> : Les résultats (les exaliers-type 1)	<b>27</b>
<b>Tableau II.5</b> : Les résultats (type 1-1 <sup>er</sup> étage)	<b>28</b>
<b>Tableau II.6</b> : Les résultats (type 1-l' autres étages)	<b>29</b>
<b>Tableau II.7</b> : Les résultats (type 2-RDC)	<b>31</b>
<b>Tableau II.8</b> : Les résultats (type 2-l' autres étages)	<b>31</b>
<b>Tableau II.9</b> : Les résultats (type 3-RDC)	<b>32</b>
<b>Tableau II.10</b> : Les résultats (type 3-1 <sup>er</sup> étage)	<b>32</b>
<b>Tableau II.11</b> : Les résultats (type 4-sous-sol)	<b>32</b>
<b>Tableau II.12</b> : Poids volumiques des matériaux	<b>33</b>
<b>Tableau II.13</b> : évaluation des charges du plancher terrasse en corps creux	<b>33</b>
<b>Tableau II.14</b> : Evaluation des charges du plancher courant	<b>34</b>
<b>Tableau II.15</b> : Evaluation des charges du mur extérieur	<b>35</b>
<b>Tableau II.16</b> : Evaluation des charges de Paillasse (type 1-RDC et sous-sol)	<b>36</b>
<b>Tableau II.17</b> : Evaluation des charges déplié de repos	<b>37</b>
<b>Tableau II.18</b> : Evaluation des charges de Paillasse (type 1-1 <sup>er</sup> étage)	<b>37</b>
<b>Tableau II.19</b> : Evaluation des charges de palier de repos	<b>38</b>
<b>Tableau II.20</b> : Evaluation des charges de Paillasse (type 1-l' autres étage)	<b>38</b>
<b>Tableau II.21</b> : Evaluation des charges de palier de repos	<b>39</b>
<b>Tableau II.22</b> : Evaluation des charges de Paillasse (type 2-3)	<b>39</b>
<b>Tableau II.23</b> : Evaluation des charges de palier repos	<b>40</b>
<b>Tableau II.24</b> : Evaluation des charges de Paillasse (l' autre étage)	<b>40</b>
<b>Tableau II.25</b> : Evaluation des charges de palier de repos	<b>41</b>
<b>Tableau II.26</b> : Evaluation des charges de Paillasse (type 4)	<b>41</b>
<b>Tableau II.27</b> : Evaluation des charges de plier de repos	<b>42</b>

<b>Tableau II.28</b> : Evaluation des charges de dalle de balcon	<b>42</b>
<b>Tableau II.29</b> : Evaluation des charges de grade corps (balcons)	<b>43</b>
<b>Tableau II.30</b> : Evaluation des charges de poteau intermédiaire	<b>46</b>
<b>Tableau II.31</b> : Evaluation des charges exploitations de poteau intermédiaire	<b>47</b>
<b>Tableau II.32</b> : récapitulative des charges de poteau intermédiaire	<b>47</b>
<b>Tableau II.33</b> : Evaluation des charges exploitations de poteau cote escalier	<b>48</b>
<b>Tableau II.34</b> : récapitulative des charges de poteau cote escalier	<b>49</b>
<b>Tableau II.35</b> : Evaluation des charges de poteau cote escalier	<b>50</b>
<b>Tableau II.36</b> : Evaluation des charges de poteau d'escalier pour 5 et 4 et 3 et 2 et 1 etages	<b>53</b>
<b>Tableau II.37</b> : Evaluation des charges de poteau d'escalier pour étage RDC et sous -sol	<b>54</b>
<b>Tableau II.38</b> : Evaluation des charges exploitations de poteau d'escalier	<b>55</b>
<b>Tableau II.39</b> : récapitulative des charges de poteau d'escalier	<b>55</b>
<b>Tableau II.40</b> : récapitulative des sections adoptées pour intermédiaire	<b>57</b>
<b>Tableau II.41</b> : récapitulative des sections adoptées pour poteau coté escalier	<b>57</b>
<b>Tableau II.42</b> : vérification au flambement pour différent sections des poteaux	<b>58</b>
<b>Tableau II.43</b> : <b>tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des sections (conclusion)</b>	<b>60</b>
<i>Chapitre III : Calcul Des Eléments Secondaire</i>	
<b>Tableau III.1</b> : Combinaison d'action d'acrotère	<b>63</b>
<b>Tableau III.2</b> : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage	<b>66</b>
<b>Tableau III.3</b> : Les différentes descentes des charges (les exaliers)	<b>71</b>
<b>Tableau III.4</b> : Calcul des sollicitations (type 1-volée 1))	<b>73</b>
<b>Tableau III.5</b> : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage	<b>74</b>
<b>Tableau III.6</b> : Les différentes descentes des charges (volée 2)	<b>85</b>
<b>Tableau III.7</b> : Calcul des sollicitations (l'autre étage-volée 1)	<b>87</b>
<b>Tableau III.8</b> : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage	<b>88</b>
<b>Tableau III.9</b> : Les différentes descentes des charges (volée 2)	<b>97</b>
<b>Tableau III.10</b> : Calcul des sollicitations	<b>97</b>
<b>Tableau III.11</b> : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage	<b>100</b>
<b>Tableau III.12</b> : Les différentes descentes des charges (type 2-4-RDC)	<b>102</b>
<b>Tableau III.13</b> : Calcul des sollicitations (volée 1)	<b>103</b>

<b>Tableau III.14</b> : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage	<b>103</b>
<b>Tableau III.15</b> : Les différentes descentes des charges (type 3-volée 1)	114
<b>Tableau III.16</b> : Calcul des sollicitations	116
<b>Tableau III.17</b> : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage	<b>117</b>
<b>Tableau III.18</b> : Les différentes descentes des charges (volée 2)	<b>125</b>
<b>Tableau III.19</b> : Calcul des sollicitations	<b>127</b>
<b>Tableau III.20</b> : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage	<b>127</b>
<b>Tableau III.21</b> : Les différentes descentes des charges (terrasse)	<b>132</b>
<b>Tableau III.22</b> : Tableaux récapitulatif des sollicitations	<b>132</b>
<b>Tableau III.23</b> : le moment sur appui a ELU et ELS	<b>132</b>
<b>Tableau III.24</b> : le moment en travée	<b>132</b>
<b>Tableau III.25</b> : les efforts tranchants ( $T_g$ ; $T_d$ )	<b>132</b>
<b>Tableau III.26</b> : Les différentes descentes des charges (terrasse)	<b>133</b>
<b>Tableau III.27</b> : Tableaux récapitulatif des sollicitations	<b>133</b>
<b>Tableau III.28</b> : le moment sur appui a ELU et ELS	<b>134</b>
<b>Tableau III.29</b> : le moment en travée	<b>134</b>
<b>Tableau III.30</b> : les efforts tranchants ( $T_g$ ; $T_d$ )	<b>134</b>
<b>Tableau III.31</b> : Les différentes descentes des charges (étage2)	<b>135</b>
<b>Tableau III.32</b> : les moments statique (étage2)	<b>135</b>
<b>Tableau III.33</b> : le moment en travée (étage2)	<b>136</b>
<b>Tableau III.34</b> : les efforts tranchants (étage2)	<b>136</b>
<b>Tableau III.35</b> : Les différentes descentes des charges (RDC ; S-sol)	<b>137</b>
<b>Tableau III.36</b> : les moments statique ( $RDC$ , S-sol)	<b>137</b>
<b>Tableau III.37</b> : les moments sur appui (RDC ; S-sol)	<b>137</b>
<b>Tableau III.38</b> : les moments en travée ( $E_1$ ; RDC ; S-sol)	<b>138</b>
<b>Tableau III.39</b> : les efforts tranchants ( $E_1$ ; RDC ; S-sol)	<b>138</b>
<b>Tableau .III.40</b> : Tableaux récapitulatif des moments a-ELU-	<b>139</b>
<b>Tableaux .III .41</b> : Tableaux récapitulatif des moments a-ELS-	<b>139</b>
<b>Tableau III.42</b> : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage	<b>142</b>
<b>Tableau III.43</b> : Tableau récapitulatif des résultats de justification en travée et en appuis.	<b>143</b>
<b>Tableau III.44</b> : Tableau récapitulatif des éléments secondaires	

<b><i>Chapitre IV : Etude Sismique</i></b>	
<b>Tableau IV.1 : Valeurs des facteurs de qualités.</b>	<b>151</b>
<b>Tableau IV.2 : Caractéristique dynamique de la structure.</b>	<b>152</b>
<b>Tableau IV. 3 : Poids de chaque étage.</b>	<b>156</b>
<b>Tableau IV.4 : Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau.</b>	158
<b>Tableau IV.5 : Valeurs des excentricités accidentelles de chaque niveau.</b>	158
<b>Tableau IV.6 : Périodes et facteurs de participation modale.</b>	<b>159</b>
<b>Tableau IV.7 : Les valeurs des efforts.</b>	<b>161</b>
<b>Tableau IV.8 : L'effort tranchant à la base.</b>	<b>162</b>
<b>Tableau IV.9 : Vérification des déplacements dans le sens x-x.</b>	<b>162</b>
<b>Tableau IV.10 : Vérification des déplacements dans le sens y-y.</b>	<b>163</b>
<b>Tableau IV.11 : Vérification des effets (P-<math>\Delta</math>) sans x-x.</b>	<b>164</b>
<b>Tableau IV.12 : Vérification des effets (P-<math>\Delta</math>) sans y-y</b>	<b>164</b>
<b><i>Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs</i></b>	
<b>Tableau V.1 : Sollicitations des poutres.</b>	<b>169</b>
<b>Tableau V .2: Récapitulatif de vérification.</b>	<b>171</b>
<b>Tableau V. 3 : Les barres choisies pour les poutres.</b>	<b>173</b>
<b>Tableau V.4 : Récapitulatif de vérification à ELS.</b>	<b>173</b>
<b>Tableau V.5 : Sollicitations des poteaux.</b>	<b>173</b>
<b>Tableau V.6 : Calcul et choix des sections d'armatures.</b>	<b>178</b>
<b>Tableau V.7 : Vérification des contraintes.</b>	<b>183</b>
<b>Tableau. V. 8. Sollicitations maximales de calcul des voiles dans le sens X-X(e=25)</b>	<b>183</b>
<b>Tableau .V.9 .Sollicitations maximales de calcul des voiles dans le sens Y-Y(e=25)</b>	<b>187</b>
<b>Tableau. V. 10. Sollicitations maximales de calcul des voiles dans le sens X-X(e=20)</b>	<b>187</b>
<b>Tableau .V.11 .Sollicitations maximales de calcul des voiles dans le sens Y-Y(e=20)</b>	<b>192</b>
<b><i>Chapitre VI : Etude de l'Infrastructure</i></b>	<b>192</b>

## LISTE DES NOTATIONS

<b>G</b> :Action permanente.	III
<b>Q</b> :Action d'exploitation.	
<b>E</b> : Action accidentelle.	
$\bar{\sigma}_{bc}$ : Contrainte admissible du béton.	
$\bar{\sigma}_{st}$ : Contrainte admissible d'acier.	
$\bar{\tau}_u$ :Contrainte ultime admissible de cisaillement.	
$\sigma_{bc}$ :Contrainte du béton.	
$\sigma_{st}$ :Contrainte d'acier.	
$\tau_u$ :Contrainte de cisaillement.	
$f_{bc}$ :Contrainte de calcul.	
$f_{bc}$ :Résistance à la compression.	
$f_{tj}$ :Résistance à la traction.	
$f_{bc}$ :Résistance caractéristique a 28 jours.	
$A_{st}$ :Section d'armature.	
$A_r$ :Armature de répartition.	
$\gamma_b$ :Coefficient de sécurité béton.	
$\gamma_s$ :Coefficient de sécurité d'acier.	
$\theta$ : Coefficient d'application.	
$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement.	
$I_x, I_y$ :Moment d'inertie.	
$i_x, i_y$ :Rayon de giration.	
$\mu_u$ :Moment ultime réduit.	
$\alpha$ : Position relative de la fibre neutre.	
<b>Z</b> : Bras de levier.	
<b>d</b> :Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.	
<b>d'</b> : Distance entre les armatures et la fibre neutre.	
$C_p$ :Facteur de force horizontal.	
$B_r$ :Section réduite.	
<b>M</b> :Moment fléchissant.	
<b>T</b> : Effort tranchant.	

**N**: Effort normal.

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

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

**R**: Coefficient de comportement global de la structure.

**Q**: Facteur de qualité.

**W**: Poids total de la structure.

**V**: Force sismique total.

**W<sub>i</sub>**: Poids sismique au niveau « i ».

**C<sub>t</sub>**: Coefficient de période.

**β**: Coefficient de pondération.

### ***Résumé***

Le but de cette étude est la conception d'un centre commercial en béton armé (sous-sol +RDS +5) qui sera implanté dans la wilaya de Khnchela, classé en zone sismique I selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003), La stabilité de l'ouvrage est assurée par système de contreventement mixte représenté par des portiques auto-stable (les poutres-les poteaux) et les voiles.

L'étude et l'analyse de cette structure ont été établies par le logiciel (RSA 2014), le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments structuraux sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifié 99 et RPA99 version 2003, Pour la vérification du ferrailage, nous avons utilisés un logiciel SOCOTEC.

### ***Mots clés :***

Centre commercial, Zone sismique I, Contreventement mixte, RSA 2014, BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003, **SOCOTEC**.

الهدف من هذه الدراسة هو انشاء مركز تسوق من الخرسانة المسلحة مكون من 5 طوابق + طابق تحت الأرض في ولاية خنشلة المصنفة في المنطقة الزلزالية الأولى وفقاً للائحة الزلازل الجزائرية RPA 99 الإصدار 2003.

يتم ضمان استقرار وتوازن الهيكل المعماري من خلال نظام دعامة مختلط يمثله جسور متحركة (أعمدة عوارض) وجدران.

تم إنشاء دراسة وتحليل هذا الهيكل بواسطة البرنامج (RSA 2014) ، تتوافق أبعاد وحساب تقوية جميع العناصر الهيكلية مع القواعد المعمول بها وهي 99 BAEL91 و RPA99 الإصدار 2003 المعدل ، للتحقق من التعزيز ، استخدمنا برنامج SOCOTEC.

#### الكلمات المفتاحية :

مركز التسوق ، المنطقة الزلزالية 1 ، تقوية مختلطة ، RSA 2014 ، BAEL91 معدل 99 ، RPA99 إصدار 2003 ، SOCOTEC .

## Abstract:

The aim of this study is the design of a reinforced concrete shopping center (basement + RDS +5) which will be located in the wilaya of Khanchela, classified in seismic zone I according to the Algerian earthquake regulation (RPA 99 version 2003) , The stability of the structure is ensured by a mixed bracing system represented by self-stable gantries (beams-posts) and walls.

The study and the analysis of this structure were established by the software (RSA 2014), the dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the structural elements comply with the applicable rules in force namely the modified BAEL91 99 and RPA99 version 2003 , For the verification of the reinforcement, we used SOCOTEC software.

**Keywords:**

Shopping center, Seismic zone I, Mixed bracing, RSA 2014, BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003, SOCOTEC

# **INTRODUCTION**

### Introduction

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation de licence master travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un centre commercial (sous-sol+RDC+5) présentant une irrégularité en plan, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques).

Après une descende des charges et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du centre commercial et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul **RSA2014** pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans la structure sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **CBA93** et le **RPA99/version2003**.

# CHAPITRE I

**Présentation de Présentation de l'ouvrage  
&  
Caractéristique des matériaux**



# **Chapitre I : présentation de l'ouvrage & Caractéristique des matériaux**

---

## **Partie 01**

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

#### **I.1.1.Introduction :**

Notre étude consiste au calcul d'un bloc à usage commercial composé d'un rez-de-chaussée et cinq étages avec sous-sol ; dont le lieu d'implantation est la wilaya de Khanchela, Ce bloc est situé dans une zone de moyenne sismicité (zone I selon le *RPA99/Version2003*).

**I.1.2.Principe :** Le bloc est à usage commercial, composé de :

- \* sous-sol comportant : Un magasin de service et locaux techniques ;
- \* RDC comportant : Locaux commerciaux, magasin et dégagement ;
- \* 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étage comportant : Locaux commerciaux, dégagement et sanitaires ;
- \* 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étage comportant : Local commercial ;
- \* 5<sup>eme</sup> étage comportant : bureaux, bureau directeur, dégagement et sanitaires.

**I.1.3.Caractéristiques géométriques :** Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- \*Longueur : *34.70m* ;
- \*Largeur : *29.10 m* ;
- \*Hauteur total : *25.2m* ;
  - La hauteur de sous-sol : *4.20m* ;
  - Hauteur RDC : *4.20 m* ;
  - Hauteur des étages : *4.08 m* ;
  - Hauteur de dernier étage : *4.08 m* ;

### **I.2.Présentation des règles CBA (93) :**

Le Document Technique Réglementaire *DTRBC 2.41* "Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (*CBA 93*) a pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus récente devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

#### **I.2.1.Domaine d'application :**

Le *CBA93* est applicable à tous les ouvrages et constructions en béton armé, soumis à des ambiances s'écartant peu des seules influences climatiques , et dont le béton est Constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égal à *300Kg* par  $m^3$  de béton mis en œuvre.

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage & Caractéristique des matériaux

---

## I.3.Hypothèses de calcul :(BAEL91)

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable à cause de la fissuration.
- Le diagramme contrainte – déformation de l'acier est celui défini ci-dessus.
- Le diagramme contrainte déformation de béton est celui défini ci-dessus.
- Les positions que peut prendre le diagramme des déformations d'une section droite passent au moins par l'un des trois pivots définis.

## I.4.Principe des justifications :

Les principes justificatifs sont conduits suivant la théorie des états limites tels que spécifiés dans le *DTR-BC 21* "Principes généraux pour vérifier la sécurité des ouvrages".

### I.4.1.Définition des états- limitent :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

On distingue deux sortes d'état limite :

**a. État limite ultime ELU :** L'état limite ultime ELU correspondant à:

- la perte de l'équilibre statique de la construction (basculement)
- la perte de la résistance de l'un des matériaux (rupture)
- la perte de la stabilité de forme (flambement)

**b. État limite de service ELS :** L'état limite de service définit les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés. Il se traduit par les états limites suivantes :

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

## I.5.Actions :

Les actions sont l'ensemble des charges appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état qui entraînent des déformations de la structure.

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage & Caractéristique des matériaux

---

## I.5.1. Actions permanentes (G) :

Elles sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage (poids propre de la structure, les charges de superstructures), avec un poids volumique de béton de  $25kN/m^3$ .

## I.5.2. Actions variables (Q) :

Elles résultent de l'exploitation directe de la construction et sont donc constituées par le poids des utilisateurs et des matériaux nécessaires à l'utilisation des locaux. Elles correspondent à un mode normal d'utilisation. La norme *DTR B.C. 2.2* définit les charges surfaciques à prévoir. Ainsi donc pour notre étude les charges d'exploitation suivantes sont proposées :

- Pour tous les bureaux et les locaux commercial :  $2,5kN/m^2$
- Pour les balcons :  $3,5kN/m^2$
- Pour les escaliers :  $2,5kN/m^2$
- Pour le plancher non accessible :  $1kN/m^2$
- Pour le plancher accessible :  $1.5kN/m^2$

**I.5.3. Actions accidentelles ( $F_A$ ) :** (séisme, action du feu, choc de véhicules.....).

## I.6. Sollicitations :

### I.6.1. Combinaisons d'actions :

Pour déterminer les sollicitations (moment de flexion, moment de torsion, effort normal et effort tranchant) auxquelles une construction est soumise, on utilise les combinaisons suivantes :

- \* $G_{max}$  : ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable pour la justification d'un élément donné
- \* $G_{min}$  : ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable pour une donnée "diminuer la sollicitation".
- \* $Q_1$  : action variable (dite de base)
- \* $Q_2$  : action variable (dite d'accompagnement).

**N.B :** les combinaisons d'actions à envisager sont différentes pour les *E.L.S* et *I'E.L.U.R.*

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage & Caractéristique des matériaux

## I.6.1.1. Pour l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R) :

- **Situation durable ou transitoire :** (art.3.3, 21, P20, B.A.E.L.91)

Les combinaisons d'actions sont représentées symboliquement par :

$$1,35G_{max} + G_{min} + \varphi_{Q1}Q_1 + \sum 1,3\Psi_{oi}Q_i$$

$$\varphi_{Q1} \begin{cases} 1.5 \text{ généralement} \\ 1.35 \text{ dans les cas particuliers (température...etc)} \end{cases}$$

- **Situations accidentelles :** (A.3.3.22, P20, B.A.E.L.91)

Les combinaisons d'actions sont les suivantes :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{11}Q_i + \Psi_{2i}Q_i$$

Avec :

\* $F_A$  : valeur nominale de l'action accidentelle,

\*  $\Psi_{11}Q_i$  : Valeur fréquente d'une action variable,

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

## I.6.1.2. pour l'état limite de service (E.L.S) : (art.3.3.3, P21, B.A.E.L.91)

Ces combinaisons sont représentées symboliquement par :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \Psi_{oi}Q_i$$

## I.7. Présentation des RPA 99 / Version 2003 :

Le document technique « DTR BC 2-48 » portant sur les « **REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99** » qui a été approuvé par la commission technique permanente pour le contrôle technique de la construction (CTP) lors de sa réunion du 4 Décembre 1999 se situe dans la continuité des documents précédents « RPA 81, version 1983 » et « RPA 88 » dont il garde la philosophie originelle.

Il constitue en fait une actualisation qui s'avère nécessaire après près de deux décennies de pratique riche et diversifiée de la part des scientifiques et techniciens nationaux des bureaux d'études et de contrôle, des entreprises et des institutions de formation supérieure.

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage & Caractéristique des matériaux

## Partie 02

### I.2.Caractéristiques des matériaux :

#### I.2.1.Le Béton :

##### I.2.1.1.Définition :

On appelle béton un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravier) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant). Le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes :

- La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.
- La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc.,
- Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement la plus faible possible.
- La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation.
- L'on peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

##### I.2.1.2.Dosage du béton :

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- Ciment (CPA 425) dosé à  $350\text{kg}/\text{m}^3$
- Sable grossier  $0 < D_g < 5\text{mm} \rightarrow 400\text{ l}$
- Gravier  $15 < D_g < 25\text{m} \rightarrow 800\text{ l}$
- Eau de gâchage  $175\text{ l}$
- Enrobage :  $3\text{ cm}$  en Infrastructure ;  $2,5\text{ cm}$  en super structure.

Le béton obtenu aura une masse volumique de  $25\text{KN}/\text{m}^3$ .

##### I.2.1.3.Résistances mécaniques du béton :

➤ **Résistance à la compression** :(art.2.1, 11, P10, B.A.E.L.91)

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes  $16\text{cm} \times 32\text{cm}$ .

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité :  $f_{c28}$ . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à  $j$  jours, définies à partir de  $f_{c28}$ , par:

## Chapitre I : présentation de l'ouvrage & Caractéristique des matériaux

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$  :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \text{ si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} \text{ si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances  $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$  :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \text{ si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} \text{ si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

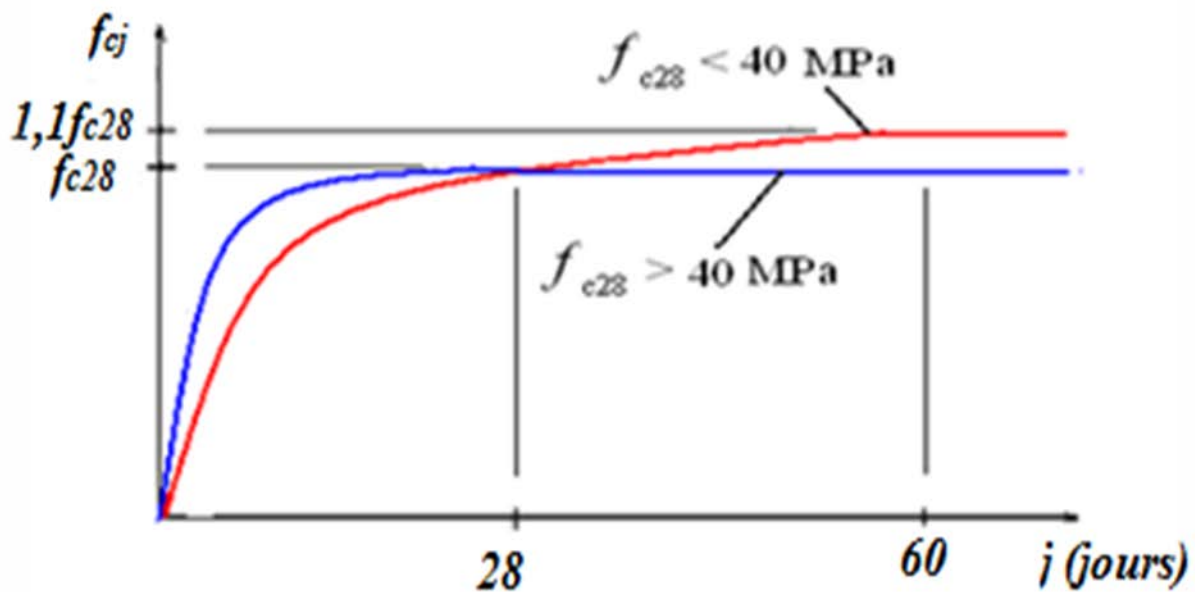


Figure. I.1 : Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

**Résistance à la traction :** (art.2.1, 12, P11, B.A.E.L.91)

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa} \\ f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa} \end{cases}$$

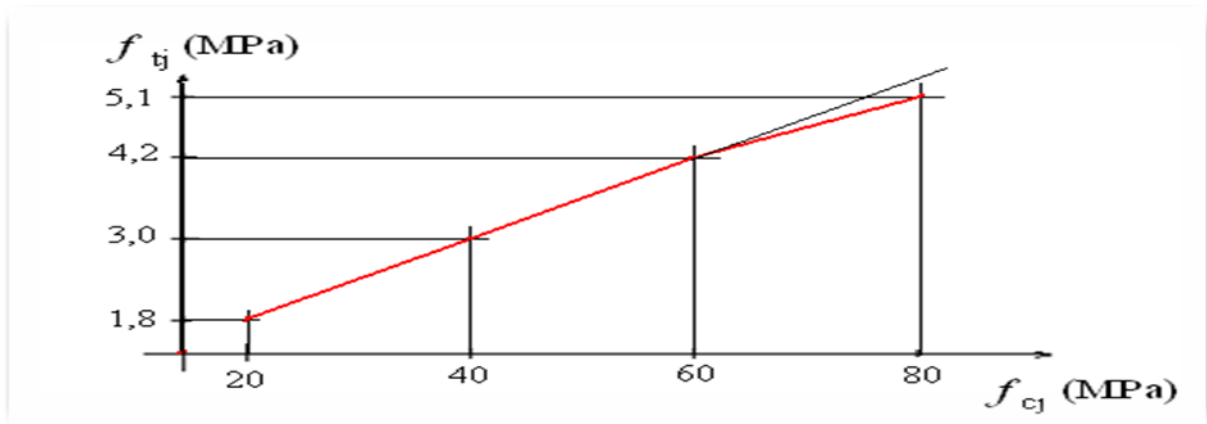


Figure I.2 : Evolution de la résistance à la traction  $f_{tj}$  en fonction de celle à la compression  $f_{cj}$

### I.2.1.4. Résistance minimale du béton :

La résistance caractéristique minimale  $f_{c28}$  doit être de 15 Mpa quand on utilise des aciers de haute adhérence et de 12 Mpa lorsque l'on utilise des aciers lisses.

### I.2.1.5. Déformations longitudinales du béton :

➤ **Le module de déformation longitudinale instantanée** : (art.2.1, 21, P12, B.A.E.L.91) pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par :

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

On a pour  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$

➤ **Le module de déformation longitudinal différée** : (art.2.1, 22, P13, B.A.E.L.91)

Le module de déformation longitudinal différée du Béton  $E_{vj}$  est donné par la formule suivante :

$$E_{iv} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

On a pour  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow E_{ij} = 10818,16 \text{ Mpa}$

### I.2.1.6. Coefficient de poisson $\nu$ : (Art .2.1.3 BAEL 91)

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$\nu = 0.20$  dans le cas des états limites de services.

$\nu = 0$  dans le cas des états limites ultimes.

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage & Caractéristique des matériaux

## I.2.2. Acier :(art.2.2.BAEL 91)

### I.2.2.1. Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$ .

### I.2.2.2. Caractéristiques mécaniques :

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$  sont données par le tableau [1.1] suivant :

Type	Nuance	$f_e$ (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	$F_e E 22$	215	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
	$F_e E 24$	235	
Barre HA Type 3	$F_e TE 40$	400	Emploi courant
	$F_e TE 50$	500	
Fils tréfiles HA type 3	$F_e TE40$	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	$F_e TE$	500	
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6 \text{ mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL 52 $\phi \leq 6 \text{ mm}$	520	

Tableau 1.1 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance FeTE40.

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage & Caractéristique des matériaux

## I.2.3. Contrainte limite :

### I.2.3.1. Etat limite ultime :(Art .2.2, 2 BAEL 91)

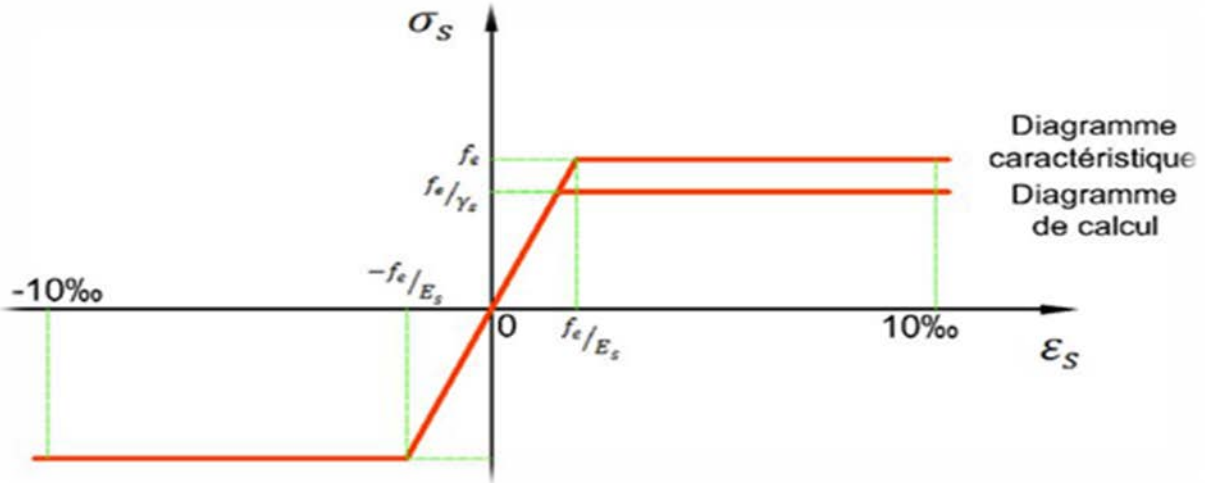


Figure I.3 : Diagramme Contraintes Déformations de l'acier

Le diagramme  $(\sigma_s ; \varepsilon)$  adopté par les règles (B.A.E.L91) à la forme ci-dessus.

Avec :

$$E_s = 210\,000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{se} = (f_e / \gamma_s) / E_s$$

$f_e$  : La limite d'élasticité des aciers utilisés.

Pour les calculs aux états limites, on tient compte du coefficient de sécurité  $\gamma_s$ .

Avec :  $\gamma_s = 1$  Pour la situation accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$  Pour les autres cas.

$$\bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s = 1 \Rightarrow \bar{\sigma} = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.5 \Rightarrow \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa}$$

#### ➤ La contrainte limite de traction des aciers :

-Si la fissuration est peu nuisible, il n'y a aucune vérification concernant.

$$\gamma_s = 1.5 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- Si la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\sigma} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_t j}) \right) \text{ MPa} . (\text{art A. 4.5.33. BAEL 91})$$

## Chapitre I : présentation de l'ouvrage & Caractéristique des matériaux

-Si la fissuration est très préjudiciable :

$$\bar{\sigma} = 0,8 \min \left( \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f t_j} \right)$$

$\eta$  : Un coefficient numérique dit coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  : pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses

$\eta = 1,6$  pour les armatures à haute adhérence ( $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$ ).

$\eta = 1,3$  pour les armatures à haute adhérence ( $\emptyset < 6 \text{ mm}$ ).

➤ **La Contrainte tangente limite ultime** : (Art.5.1.2. BAEL 91)

Cas de l'armature Transversale droit  $\alpha = 90^\circ$

- Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \tau_{ux} = \min[0.2 f_{c28}/\gamma_b, 5 \text{ MP}]$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable  $\Rightarrow \tau_{ux} = \min[0.15 f_{c28}/\gamma_b, 4 \text{ MP}]$
- Cas des armatures inclinés à  $45^\circ \Rightarrow \tau_{ux} = \min[0.27 f_{c28}/\gamma_b, 7 \text{ MP}]$
- Cas des dalles  $\Rightarrow \tau_{ux} = [0.07 f_{c28}/\gamma_b]$  (art, 4.5, 2.2. BAEL 91)

### I.2.4. Justification des sections soumises a des sollicitations normales :

#### I.2.4.1. Définition

On entend par sollicitations normales celles qui peuvent être équilibrées par des contraintes normales développées sur les sections droites des pièces.

#### I.2.4.2. Etat limite ultime de résistance (ELU) :

##### I.2.4.2.a. Hypothèses de calcul :

-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 linéaires élastiques.

-Le coefficient d'équivalence  $n$  donné par le rapport entre les modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton ( $n = E_s / E_b$ ) est pris égal à 15

-Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.

-Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

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

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

##### I.2.4.2.b. Diagramme des déformations limites de la section (Règle des trois pivots) :

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

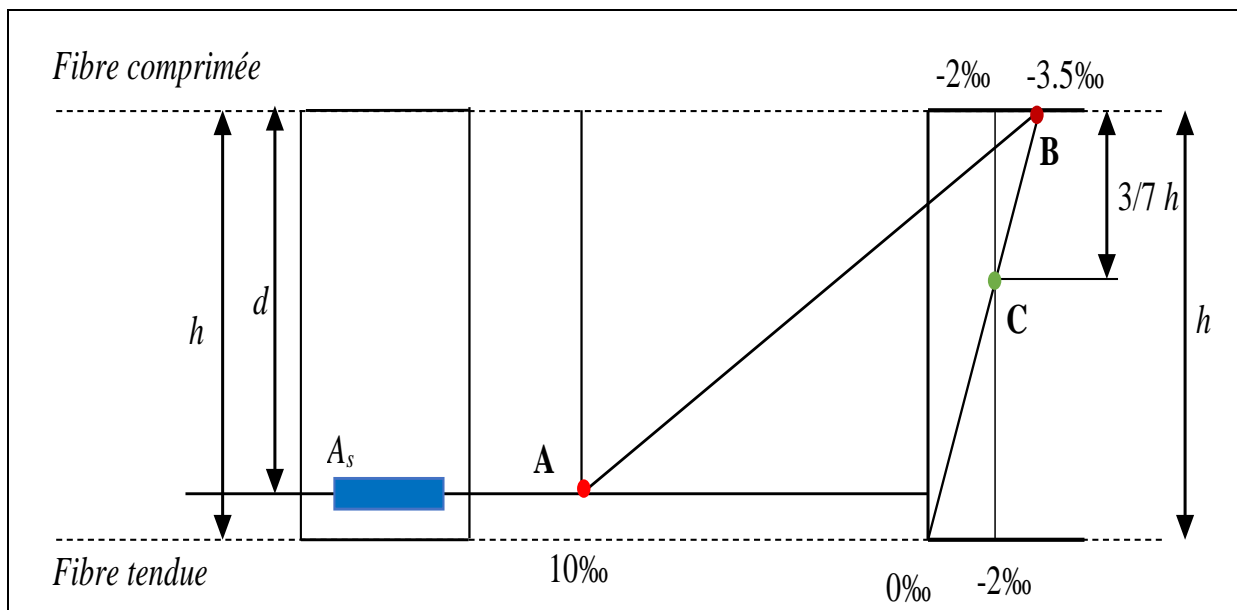
## Chapitre I : présentation de l'ouvrage & Caractéristique des matériaux

(1.4) 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.



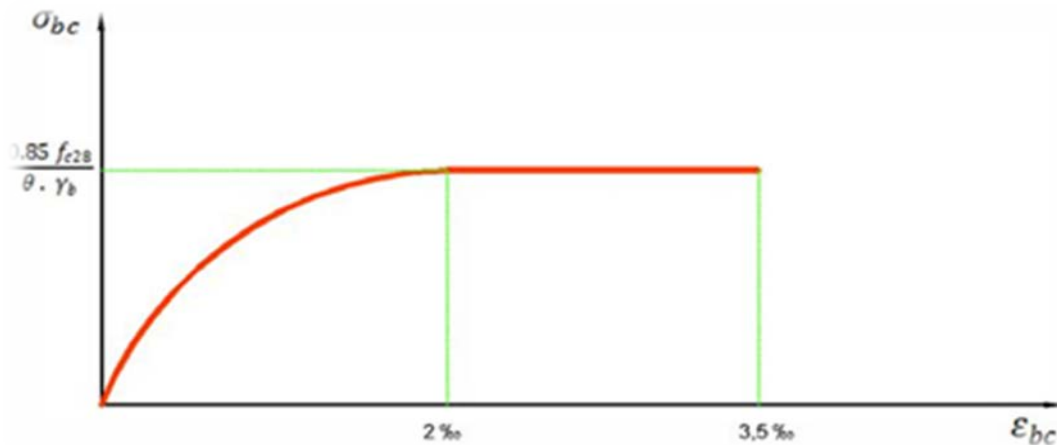
**Figure I.4 : Diagramme de déformation limite de la section.**

### I.2.4.2.c. Contrainte ultime du béton : (art.4.3, 41, P24, B.A.E.L.91)

Pour le calcul à l'*E.L.U* on adopte le diagramme dit "parabole–rectangle" (Fig. 1.5). En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole du graphe ci-dessus, les déformations relatives étant limitées à 2‰.

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

## Chapitre I : présentation de l'ouvrage & Caractéristique des matériaux



**Figure. 1.5 : Diagramme parabol rectangle des Contraintes Déformations du béton**

Avec :

$f_{bu}$  : Contrainte ultime du béton en compression  $f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

$\theta$  : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

Résistance caractéristique à 28 jours en MPa		Résistance de calcul $f_{bu}$ en MPa (pour $\theta = 1$ )	
à la compression	à la traction	Situations durables ou transitoires	Situations accidentelles
$f_{c28}$	$f_{t28}$		
16	1.56	9.1	11.8
18	1.68	10.2	13.3
20	1.80	11.3	14.8
25	2.10	14.2	18.5
30	2.40	17.0	22.2
40	3.00	22.7	29.6
50	3.60	28.3	37.0
60	4.20	34.0	44.3

**Tableau 1.2 : Les résistances caractéristiques du béton à 28 jours**

## **Chapitre I : présentation de l'ouvrage & Caractéristique des matériaux**

---

### **I.2.4.3.État limite de service (ELS) :**

#### **I.2.4.3.a Hypothèses de calcul :**

Les calculs sont conduits moyennant les hypothèses suivantes :

- les sections droites restent planes et il n'Ya pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures ;
- le béton tendu est négligé ;
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton ;
- Par convention le rapport  $n$  du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou coefficient d'équivalence a pour valeur 15 ;
- 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.

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

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

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

# *CHAPITRE II*

**Pré-dimensionnements & descentes des charges**



**II.1. Pré dimensionnement :****II.1.1. Introduction :**

Le pré-dimensionnement des éléments résistants (les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

➤ Sollicitations verticales :

Elles sont dues charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutre et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

➤ Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique vent et sont requises par les éléments de contreventement constitue par les portiques, Le pré-dimensionnement de tous les éléments de l'ossature et conforme aux règles B.A.E.L 91(2), R.P.A 99 (1).

**II.1.2. Les poutres :****II.1.2.1. Les poutres principales :**

Poutres principales transmettent les charges aux différents éléments verticaux.

Selon les Règles de BAEL91 :

La section de la poutre est déterminée par les formules suivantes :

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

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h$$

**Avec**

– $L_{max}$ : Longueur libre entre nus d'appuis ;

– $h$ : Hauteur totale de la poutre ;

– $b$ : Largeur de la poutre ;

➤ **La hauteur h :**

$$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10 \text{ ou } L_{max} = 5.6 \text{ m}$$

$$560/15 \leq h \leq 560/10$$

$37.33 \leq h \leq 56$  On adopte  $h = 60 \text{ cm}$

➤ La largeur b :

$0,3 h \leq b \leq 0,7 h$

$0,3 \times 60 \leq b \leq 0,7 \times 60$

$18 \leq b \leq 42$  On adopte  $b = 40 \text{ cm}$

Condition de RPA.99.V2003 art.7.5.1 : il faut vérifier :

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

$$\begin{cases} b = 40 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \text{cv} \\ h = 60 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \text{cv} \\ h/b = 1.5 \leq 4 \dots \dots \text{cv} \end{cases}$$

\* Donc la poutre principale à une section :  $(b \times h) = (40 \times 60) \text{ cm}^2$

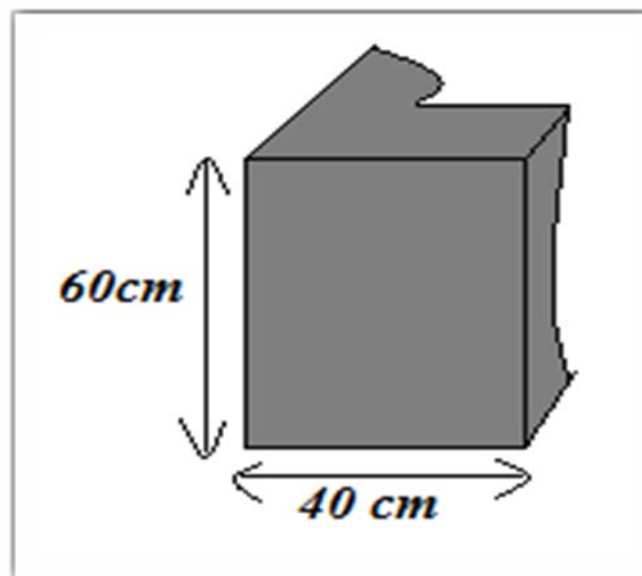


Figure II.1 : poutre principale

II.1.2.2. Les poutres secondaires :

➤ La hauteur h :

$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$  ou  $L_{max} = 5.6 \text{ m}$

$560/15 \leq h \leq 560/10$

$37.33 \leq h \leq 56$  On adopte  $h = 50 \text{ cm}$

➤ La largeur b :

$$0,3 \times 50 \leq b \leq 0,7 \times 50$$

$$15 \leq b \leq 35 \quad \text{On adopte } b = 35 \text{ cm}$$

Condition de RPA.99.V2003 art 7.5.1 : il faut vérifier :

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

$$\begin{cases} b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \text{cv} \\ h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \text{cv} \\ h/b = 1,4 \leq 4 \dots \dots \text{cv} \end{cases}$$

**\* Donc la poutre secondaire à une section :  $(b \times h) = (50 \times 35) \text{ cm}^2$**

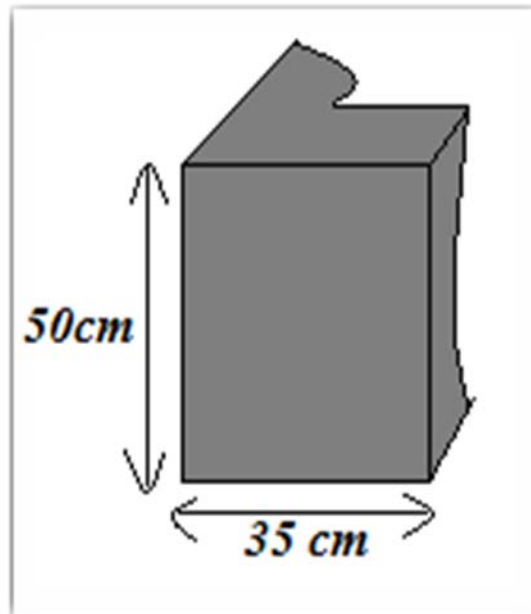


Figure II.2 : poutre secondaire

### II.1.2.3. Pré dimensionnement Poutre palière :

C'est une liaison entre palier (table de l'escalier) et poteau. Pour leur pré-dimensionnement, à appliquer la formule suivante :

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

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Pour la poutre palière :

$$L_{max} 5.10 m = 510 cm$$

$$34cm \leq h \leq 51 cm \text{ on prend } h = 45cm$$

$$13.5 cm \leq b \leq 31.5 cm$$

On prend  $b = 30 cm$ .

$$\begin{cases} b = 30cm \geq 20cm \dots \dots cv \\ h = 45cm \geq 30cm \dots \dots cv \\ h/b = 1,5 \leq 4 \dots \dots cv \end{cases}$$

**conclusion :**

$$poutre principales (b*h) = (60*40) cm^2$$

$$poutre secondaires (b*h) = (50*35) cm^2$$

$$poutre paliere (b*h) = (45*30) cm^2$$

**Tableau II.1 : Les sections des poutres sont résumées**

### II II.1.3.les planchers :

Les planchers rencontrés dans les bâtiments de destinations diverses ou dans les constructions industrielles se classent en général :

-Planchers à corps creux.

On appel :

- h : hauteur de plancher.
- L : la distance max entre appuis.

#### II.1.3.1.Planchers à corps creux :

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4cm, selon le *BAEL 91 (art B.6.8, 423)*.

-Condition de flèche : (art B.6.8, 424.BAEL91).

$$\text{Ondoit vérifier: } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$h/L \geq 1/22,5 \Rightarrow h \geq L/22,5 = \frac{560}{22,5} = 24.88 cm$$

$h \geq 25 \text{ cm}$

**On adopte un plancher à corps creux (20+5).**

- 20 cm : hauteur du corps creux ;
- 5 cm : dalle de compression ;
- L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ( $L = 560 \text{ cm}$ ).

**En adopte :  $h_t = 25 \text{ cm}$  (20+5).**

-Les caractéristiques géométriques de la nervure :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en tés (T) de caractéristique géométrique suivants :

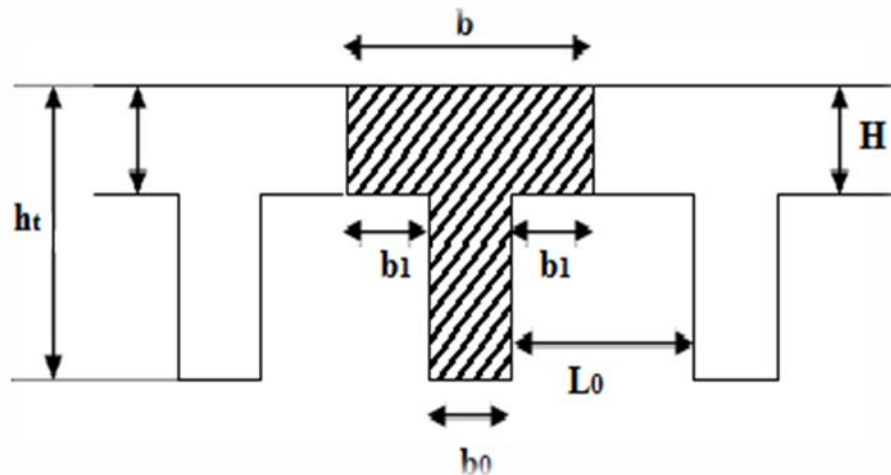


Figure II.3 : poutrelle en T

-Détermination de  $b_0$  :

**On a :**

$$0,4h_t \leq b_0 \leq 0,8h_t$$

$$0,4 \times 25 \leq b_0 \leq 0,8 \times 25$$

$$10 \text{ cm} \leq b_0 \leq 20 \text{ cm}$$

**Soit :  $b_0 = 15 \text{ cm}$**

- Le hourdis choisi est normalisé de hauteur 20 cm et de longueur 55cm.

-La section en travée à considérer est une section en T.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \begin{cases} \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \dots \dots \text{cv} \\ \frac{L}{10} = \frac{560}{10} = 56,0 \text{ cm} \dots \dots \text{cv} \end{cases}$$

$b_1$  : La distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : La longueur de la nervure.

Donc on prend:  $b_1 = 25.5 \text{ cm}$

$$b = 2b_1 + b_0 = 70 \text{ cm}$$

<i>Epaisseur de la dalle de compression</i>	<i>5cm</i>
<i>Epaisseur de l'entrevous</i>	<i>20cm</i>
<i>La largeur <math>b_0</math> des nervures</i>	<i>15cm</i>
<i>Distance <math>L_0</math> entre deux nervures</i>	<i>55cm</i>
<i>Entraxe des nervures</i>	<i>70cm</i>

Tableau II.2 : Les caractéristiques géométriques de nervure

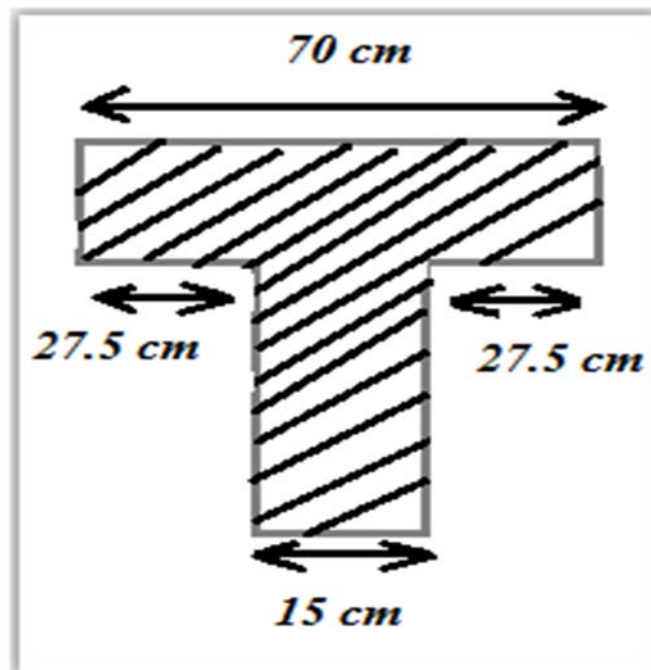


Figure II.4 : dimensionnements de section en T

**II.1.4. Les poteaux :**

Les poteaux sont les éléments porteurs et assure un certain contreventement plancher poutre, ils doivent supporter principalement les charges et les surcharges verticales leur dimensions doivent satisfaire les conditions données. Selon *R.P.A 99 « version 2003 art 7.4 p 48»*,

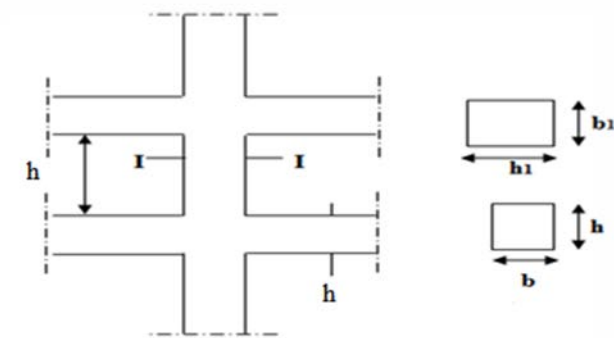
Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

$$\min\{b_1, h_1\} \geq 25 \text{ cm}$$

$$\min\{b_1, h_1\} \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$$

**-Vérification :** (dimensions minimales RPA)



**Figure II.5 : poteau**

➤ **Poteau**

Pour tous les étages

On adopte : (50,50),  $\min\{50,50\} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots cv$

$$\min\{50,50\} \geq \frac{395}{20} = 19.75 \text{ cm} \dots \dots cv$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{50}{50} \leq 4 \dots \dots cv$$

**II.1.5. Les voiles :**

L'épaisseur des voiles doit être satisfaire la condition suivante :

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

**e: l'épaisseur de voile**

L'épaisseur minimale est de 15cm. (RPA 99 « version 2003 » page 56).

➤ **Type 01 : infrastructure (voile de soutènement pour sous-sol)**

$$e \geq \frac{420}{20} = 21 \text{ cm on adopte } e = 25 \text{ cm}$$

➤ **Type 02 : super structure (exigence de la modalisation)**

$$e \geq \frac{408}{20} = 20.4 \text{ cm on adopte } e = 20 \text{ cm}$$

➤ **Tableau récapitulative :**

	<i>infrastructure</i>	<i>super structure</i>
<i>h<sub>e</sub> (cm)</i>	420	408
<i>e (cm)</i>	25	20

Figure II.4 : dim Tableau II.3 : recapitulative

**II.1.6.L'acrotère :**

L'acrotère est une construction complémentaire du plancher terrasse destinée essentiellement à protéger les personnes.

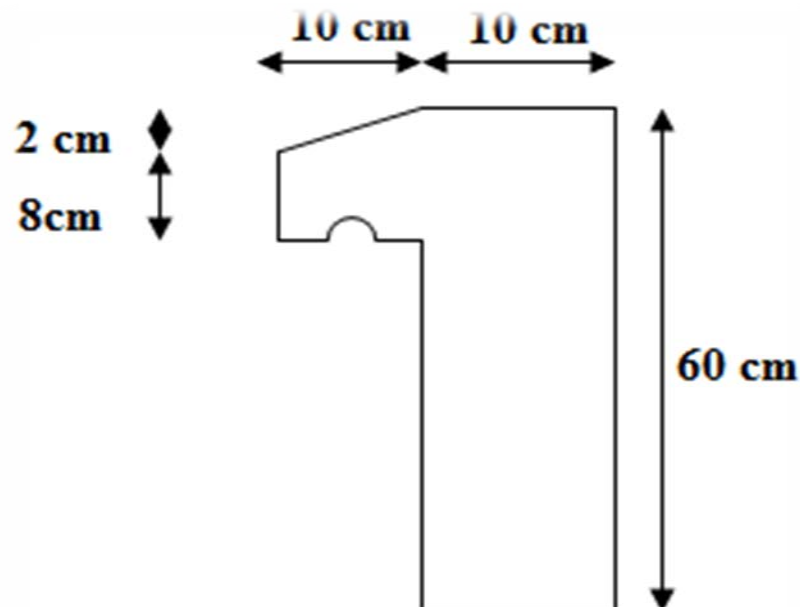


Figure II.6 :l'acrotère

## II.1.7. Balcon :

Pré dimensionnement de la dalle (*pratique de BAEL page 352*)

-La portée du balcon est de 15 m.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{100}{600} = 0,16 \rightarrow \alpha < 0,4$$

-Condition de fleche:

$$\alpha = \frac{L_x}{20} = \frac{100}{20} = 5 \text{ cm}$$

-Condition de sécurité :

$$e \geq 5 \text{ cm}$$

-L'épaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L_x}{10} \rightarrow \frac{100}{10} \geq 10 \text{ cm}$$

**On adopte :  $e=15 \text{ cm}$**

## II.1.8. Les escaliers :

## ➤ Types 1

Les escaliers sont constitués des volées en béton armé coulés sur place. Pour la détermination des dimensions des marches (**g**) et contre marche (**h**) on utilise la formule de BLONDEL :

$$59 < g + 2h < 66 \text{ cm}$$

**h**: hauteur d'une marche dite contre marche.

**g**: largeur d'une marche dite giron.

**G** et **h** doivent vérifier la relation suivante.

$$14,5 < h < 18$$

$$\text{et } 18 < g < 32$$

**On prend :  $h=17 \text{ cm}$  et  $g = 30 \text{ cm}$ .**

$$g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \Rightarrow 59 < 64 < 66 \text{ cm} \dots \dots \text{cv}$$

1-Pour sous-sol et RDC

-Hauteur de sous-sol et R D C :  $H=4.20m$  ;

-Hauteur de la paillasse :  $H'=4.20/3=1,4m$  ;

-Détermination le nombre de marche :  $n=H/h=420/17=24.70$  ;

On prend :  $n=25$ (marches).

$n_1 = 8$  marches par 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> volée

$n_2 = 9$  marches par 3<sup>eme</sup> volée

-détermination la longueur projetée de la paillasse :  $L_1=g (n-1)=0,3 (9-1)=2.4m$ .

$L_2= g (n-1) = 0.3 (8-1) = 2.1m$

-détermination de l'inclinaison de la paillasse :  $tg \alpha_1 = H'/L=1,4/2.4=0.58$

$tg \alpha_2 = H'/L=1,4/2.1=0.66$

$\alpha_1=30.11^\circ$                        $\alpha_2=33.42^\circ$

- détermination la largeur de la paillasse :

$L_{p1} = \frac{H'}{\sin \alpha} = \frac{1,4}{\sin 30.11} = 2,79 m$

$L_{p2} = \frac{H'}{\sin \alpha} = \frac{1,4}{\sin 33.42} = 2.54 m$

- détermination l'épaisseur de la paillasse :

$\frac{L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow \frac{279}{30} \leq e \leq \frac{279}{20}$

$9.23 \leq e \leq 13.85$  on prend  $e = 15cm$ .

-l'épaisseur de le palier : $e=15cm$

Les résultats dans le tableau suivant :

$H(cm)$	$L_1( cm)$	$h( cm)$	$g( cm)$	$\alpha_1( cm)$	$e( cm)$	$(cm) L_2$	$\alpha_1( cm)$
420	240	17	30	30.11°	15	210	33.42°

Tableau II.4 : Les résultats

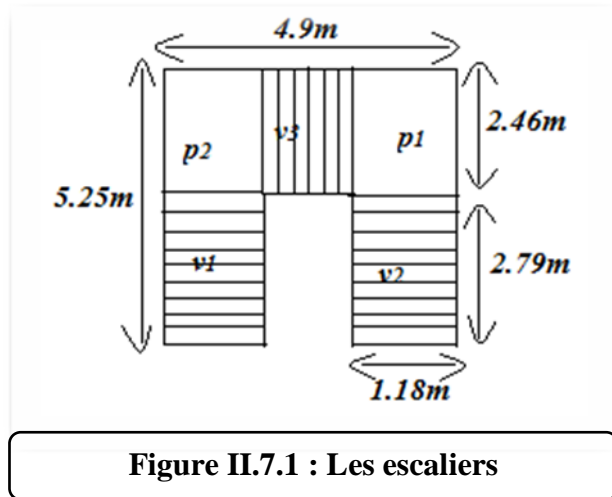


Figure II.7.1 : Les escaliers

**2-POUR 1<sup>er</sup> étage**

-Hauteur de 1<sup>eme</sup> étage et H=4.08 m

-Hauteur de la paillasse :  $H' = 4.08/3 = 1,36 \text{ m}$  ;

-Détermination le nombre de marche :  $n = H/h = 420/17 = 24$  ;

On prend :  $n = 24$  (marches).

Avec :

$n = 8$  marches par volée.

-détermination la longueur projetée de la paillasse :  $L = g (n-1) = 0,3 (8-1) = 2.1 \text{ m}$ .

-détermination de l'inclinaison de la paillasse :  $\text{tg } \alpha = H'/L = 1,36/2.1 = 0.64$

$$\alpha = 32.93^\circ$$

- détermination la largeur de la paillasse :

$$L_p = \frac{H'}{\sin \alpha} = \frac{1.36}{\sin 32.93} = 2,5 \text{ m}$$

- détermination l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow \frac{250}{30} \leq e \leq \frac{250}{20}$$

$8.33 \leq e \leq 12.5$  on prend  $e = 15 \text{ cm}$ .

-l'épaisseur de le palier :  $e = 15 \text{ cm}$

Les résultats dans le tableau suivant :

H(cm)	L( cm)	h( cm)	g( cm)	$\alpha$ ( cm)	e( cm)
408	210	17	30	32.93°	15

Tableau II.5 : Les résultats

**3- Pour l'autre étage**

-Hauteur de 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> 5<sup>ème</sup> étages :  $H=4.08m$  ;

-Hauteur de la paillasse :  $H'=4.08/2=2.04 m$  ;

-Détermination le nombre de marche :  $n=H/h=408/17=24$  ;

**On prend :  $n=24$ (marches).**

Avec :

$n = 12$  marches par volée.

-détermination la longueur projetée de la paillasse :  $L=g (n-1)=0,3 (12-1)=3.3m$ .

-détermination de l'inclinaison due la paillasse :  $tg \alpha = H'/L=2.04/3.3=0.62$

$$\alpha = 31.72^\circ$$

- détermination la largeur de la paillasse :

$$L_p = \frac{H'}{\sin \alpha} = \frac{2.04}{\sin 31.72} = 3.8 m$$

- détermination l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow \frac{380}{30} \leq e \leq \frac{380}{20}$$

$12.66 \leq e \leq 19$  on prend  $e = 15cm$ .

-l'épaisseur de le palier :  $e=15cm$

Les résultats dans le tableau suivant :

$H(cm)$	$L( cm)$	$h( cm)$	$g( cm)$	$\alpha( cm)$	$e( cm)$
408	330	17	30	31.72°	15

**Tableau II.6 : Les résultats**

➤ **Type 02**

Les escaliers sont constitués des volées en béton armé coulés sur place. Pour la détermination des dimensions des marches ( $g$ ) et contre marche ( $h$ ) on utilise la formule de BLONDEL :

$$59 \leq g + 2h \leq 66 cm$$

$h$ : hauteur d'une marche dite contre marche.

$g$ : largeur d'une marche dite giron.

$G$  et  $h$  doivent vérifier la relation suivante.

$$14,5 < h < 18$$

$$\text{et } 18 < g < 32$$

On prend :  $h=17 \text{ cm}$  et  $g = 30 \text{ cm}$ .

$$g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \Rightarrow 59 < 64 < 66 \text{ cm} \dots \dots \text{cv}$$

### 1- Pour RDC

-Hauteur de sous-sol et R D C :  $H=4.20\text{m}$  ;

-Hauteur de la paillasse :  $H'=4.20/2=2.1\text{m}$  ;

-Détermination le nombre de marche :  $n=H/h=420/17=24.70$  ;

On prend :  $n=25(\text{marches})$ .

Avec :

$N_1=13$  marches par 1<sup>er</sup> volée.

$N_2=12$  marches par 2<sup>eme</sup> volée

On a 2 volées

-détermination la longueur projetée de la 1<sup>er</sup> paillasse :  $L_1=g (n_1-1)=0,3 (13-1)=3.6\text{m}$ .

-détermination la longueur projetée de la 2<sup>eme</sup> paillasse :  $L_2=g (n_2-1)=0,3 (12-1)=3.3\text{m}$ .

-détermination de l'inclinaison de la paillasse :  $\text{tg } \alpha_1 = H'/L=2.1/3.6=0.58$

$$\alpha = 30.25^\circ$$

-détermination de l'inclinaison de la paillasse :  $\text{tg } \alpha_2 = H'/L=2.1/3.3=0.63$

$$\alpha = 32.47^\circ$$

- détermination la largeur de la paillasse :

$$L_{p1} = \frac{H'}{\sin \alpha} = \frac{2.1}{\sin 30.25} = 4.16 \text{ m}$$

$$L_{p2} = \frac{H'}{\sin \alpha} = \frac{2.1}{\sin 32.47} = 3.91 \text{ m}$$

- détermination l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow \frac{416}{30} \leq e \leq \frac{416}{20}$$

$$13.86 \leq e \leq 20.8 \text{ on prend } e = 15\text{cm}.$$

-l'épaisseur de le palier :  $e=15\text{cm}$

Les résultats dans le tableau suivant :

H (cm)	L <sub>1</sub> (cm)	L <sub>2</sub> (cm)	h (cm)	g (cm)	α <sub>1</sub> (cm)	α <sub>2</sub> (cm)	e (cm)
420	360	330	17	30	30.25	32.47	15

Tableau II.7 : Les résultats

**2- Pour l'autre étage**

-Hauteur de 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> 5<sup>eme</sup> étages :  $H=4.08m$  ;

-Hauteur de la paillasse :  $H'=4.08/2=2.04 m$  ;

-Détermination le nombre de marche :  $n=H/h=408/17=24$  ;

On prend :  $n=24$ (marches).

Avec :

$n = 12$  marches par volée.

-détermination la longueur projetée de la paillasse :  $L=g (n-1)=0,3 (12-1)=3.3 m$ .

-détermination de l'inclinaison de la paillasse :  $tg \alpha = H'/L=2.04/3.3 =0.61$

$\alpha = 31.72^\circ$

- détermination la largeur de la paillasse :

$$L_p = \frac{H'}{\sin \alpha} = \frac{2.04}{\sin 31.72} = 3.8 m$$

- détermination l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow \frac{380}{30} \leq e \leq \frac{380}{20}$$

$12.66 \leq e \leq 19$  on prend  $e = 15cm$ .

-l'épaisseur de le palier :  $e=15cm$

Les résultats dans le tableau suivant :

H(cm)	L( cm)	h( cm)	g( cm)	α( cm)	e( cm)
408	330	17	30	31.72°	15

Tableau II.8 : Les résultats

➤ **Type 03**

**1-pour RDC**

Les résultats dans le tableau suivant :

H (cm)	L <sub>1</sub> (cm)	L <sub>2</sub> (cm)	h (cm)	g (cm)	α <sub>1</sub> (cm)	α <sub>2</sub> (cm)	e (cm)
<b>420</b>	<b>360</b>	<b>330</b>	<b>17</b>	<b>30</b>	<b>30.25</b>	<b>32.47</b>	<b>15</b>

**Tableau II.9 : Les résultats**

**2-pour 1<sup>er</sup> étage**

Les résultats dans le tableau suivant :

H (cm)	L (cm)	h (cm)	g (cm)	α (cm)	e (cm)
<b>408</b>	<b>330</b>	<b>17</b>	<b>30</b>	<b>31.72</b>	<b>15</b>

**Tableau II.10 : Les résultats**

➤ **Type 04**

**1- pour sous-sol**

H (cm)	L <sub>1</sub> (cm)	L <sub>2</sub> (cm)	h (cm)	g (cm)	α <sub>1</sub> (cm)	α <sub>2</sub> (cm)	e (cm)
<b>420</b>	<b>360</b>	<b>330</b>	<b>17</b>	<b>30</b>	<b>30.25</b>	<b>32.47</b>	<b>15</b>

**Tableau II.11 : Les résultats**

**II.2.Descente des charges :**

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent Les charges permanentes  $G$  sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et des ouvrages, déduit des plans et du poids volumique des matériaux les constituantes. Et les surcharges d'exploitations  $Q$  sont évaluées selon le *D.T.R.B.C.2.2.*

II.2.1.Poids volumiques des matériaux :

<i>matériaux</i>	<i>Poids volumique</i>	<i>matériaux</i>	<i>Poids volumique</i>
<i>Béton armé</i>	<i>25 KN/m<sup>3</sup></i>	<i>Gravier</i>	<i>17 KN/m<sup>3</sup></i>
<i>Enduit ciment</i>	<i>14 KN/m<sup>3</sup></i>	<i>Sable</i>	<i>18 KN/m<sup>3</sup></i>
<i>Isolation thermique</i>	<i>4 KN/m<sup>3</sup></i>	<i>plâtre</i>	<i>15 KN/m<sup>3</sup></i>
<i>Carrelage</i>	<i>22KN/m<sup>3</sup></i>	<i>Forme de pente</i>	<i>22KN/m<sup>3</sup></i>
<i>Briques creuses</i>	<i>09 KN/m<sup>3</sup></i>	<i>Etanchéité</i>	<i>0,12 KN/m<sup>3</sup></i>

Tableau II.12 : Poids volumiques des matériaux

II.2.2.Evaluation des charges et surcharges :

II.2.2.1.Plancher terrasse :

-Corps creux :

	<i>Les Compositions</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids Volumique (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids Surfaccique (KN/m<sup>2</sup>)</i>
<i>01</i>	<i>GRAVILLONS DE PROTECTION</i>	<i>0,05</i>	<i>15</i>	<i>0,75</i>
<i>02</i>	<i>Etanchéité multicouches</i>	<i>0,02</i>	<i>6</i>	<i>0,12</i>
<i>03</i>	<i>forme Pente de béton</i>	<i>0,10</i>	<i>22</i>	<i>2,2</i>
<i>04</i>	<i>Isolation phonique</i>	<i>0,04</i>	<i>04</i>	<i>0,16</i>
<i>05</i>	<i>Dalle en corps creux</i>	<i>0,2+0,05</i>	<i>14</i>	<i>3,5</i>
<i>06</i>	<i>Enduit en plâtre</i>	<i>0,02</i>	<i>10</i>	<i>0,20</i>
			<i>G</i>	<i>6,93 KN/m<sup>2</sup></i>
			<i>Q</i>	<i>1,00 KN/m<sup>2</sup></i>

Tableau II.13 : évaluation des charges du plancher terrasse en corps creux

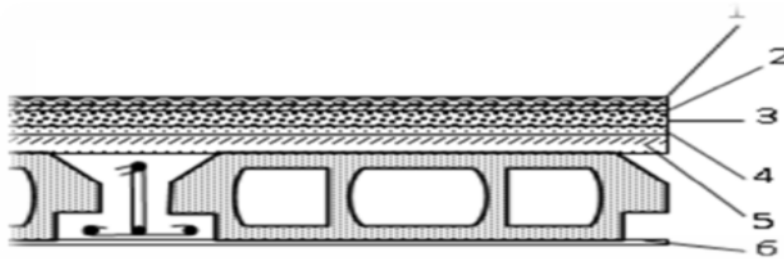


Figure II.8 : Plancher terrasse à Corps creux

-Planchers étage courant :

	<i>Les Compositions</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids Volumique (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids Surfaccique (KN/m<sup>2</sup>)</i>
01	CLOISONNE DE SEPARATION	0,1	1	0,1
02	Carrelage+ mortier	0,02	22	0,44
03	Lit de sable	0,02	18	0,36
04	Plancher à corps creux	0,2+0,05	14	3,5
05	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
<b>G</b>				<b>4,6 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Q</b>				<b>2,5 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II.14 : Evaluation des charges du plancher courant

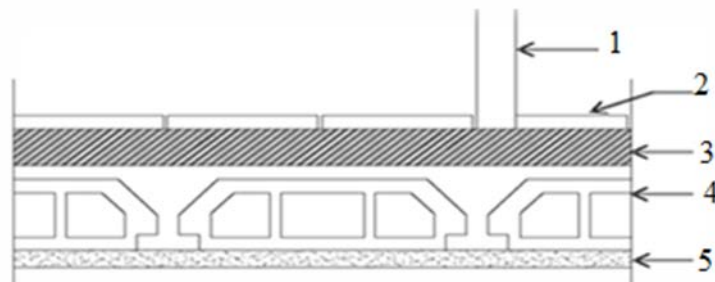


Figure II.8 : Plancher étage courant

II.2.2.2. Mur extérieur :

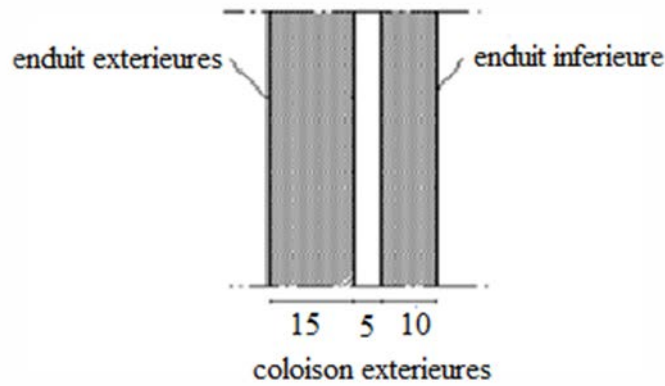


Figure II.9 : Mur extérieur

<i>Les Compositions</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids Volumique (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids Surfaccique (KN/m<sup>2</sup>)</i>
<i>Brique creuses 15cm (12trous)</i>	0,15	-	1,3
<i>Brique creuses 10cm (8trous)</i>	0,10	-	0,9
<i>Mortier du ciment</i>	0,02	18	0,36
<i>Mortier du plâtre</i>	0,02	10	0,2
<b>G</b>			<b>2,76 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II.15 : Evaluation des charges du mur extérieur

Mur de façade en doit déduire de 25% d'ouvertures =  $0,75 \times 2.76 = 2.07 \text{ KN/m}^2$

II.2.2.3.L'escalier :

➤ Type 1

-Paillasse : pour sous-sol et RDC

<i>Les compositions</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m<sup>2</sup>)</i>
<b>POIDS PREPRESSE DE PAILLASSE</b>	<i>0,12/cos33.42</i>	25	3,59
<i>Poids propre de la marche</i>	<i>0,17/2</i>	22	1,87
<i>Carrelage</i>	<i>0,02</i>	22	0,44
<i>Mortier de pose</i>	<i>0,02</i>	20	0,40
<i>Enduit de ciment</i>	<i>0,02</i>	14	0,28
<i>Garde-corps</i>	-	-	0,20
		<b>G</b>	<b>6,78</b>
		<b>Q</b>	<b>2,50</b>

**Tableau II.16 : Evaluation des charges de Paillasse**

-Palier de repos : pour sous-sol et RDC

<i>Les compositions</i>	<i>Epaisseur(m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m3)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m2)</i>
<i>Carrelage</i>	0,02	22	0,44
<b>POIDS PROPRES DE PALIER DE REPOS</b>	0,15	25	3,75
<i>Mortier de pose</i>	0,02	20	0,40
<i>Enduit de ciment</i>	0,02	14	0,28
		<b>G</b>	<b>4,87</b>
		<b>Q</b>	<b>2,50</b>

Tableau II.17 : Evaluation des charges déplier de repos

-Paillasse : pour 1<sup>er</sup> étage

<i>Les compositions</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m<sup>2</sup>)</i>
<b>POIDS PREPRESSE DE PAILLASSE</b>	0,12/cos30	25	3,46
<i>Poids propre de la marche</i>	0,17/2	22	1,87
<i>Carrelage</i>	0,02	22	0,44
<i>Mortier de pose</i>	0,02	20	0,40
<i>Enduit de ciment</i>	0,02	14	0,28
<i>Garde corps</i>	-	-	0,20
		<b>G</b>	<b>6,65</b>
		<b>Q</b>	<b>2,50</b>

Tableau II.18 : Evaluation des charges de Paillasse

-Palier de repos :

<i>Les compositions</i>	<i>Epaisseur(m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m3)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m2)</i>
<i>Carrelage</i>	0,02	22	0,44
<b>POIDS PROPRES DE PALIER DE REPOS</b>	0,15	25	3,75
<i>Mortier de pose</i>	0,02	20	0,40
<i>Enduit de ciment</i>	0,02	14	0,28
		<b>G</b>	<b>4,87</b>
		<b>Q</b>	<b>2,50</b>

Tableau II.19 : Evaluation des charges de palier de repos

-Paillasse : pour l'autre étage

<i>Les compositions</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m<sup>2</sup>)</i>
<i>Poids préresse de paillasse</i>	0,12/cos22.39	25	3,24
<i>Poids propre de la marche</i>	0,17/2	22	1,87
<i>Carrelage</i>	0,02	22	0,44
<i>Mortier de pose</i>	0,02	20	0,40
<i>Enduit de ciment</i>	0,02	14	0,28
<i>Garde corps</i>	-	-	0,20
		<b>G</b>	<b>6,43</b>
		<b>Q</b>	<b>2,50</b>

Tableau II.20 : Evaluation des charges de Paillasse

-Palier de repos :

<i>Les compositions</i>	<i>Epaisseur(m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m3)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m2)</i>
<i>Carrelage</i>	0,02	22	0,44
<i>Poids propres de Palier de repos</i>	0,15	25	3,75
<i>Mortier de pose</i>	0,02	20	0,40
<i>Enduit de ciment</i>	0,02	14	0,28
		<b>G</b>	<b>4,87</b>
		<b>Q</b>	<b>2,50</b>

Tableau II.21 : Evaluation des charges de palier de repos

➤ Type 02 et 03

-Paillasse : pour sous-sol et RDC

<i>Les compositions</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m<sup>2</sup>)</i>
<b>POIDS PREPRESSE DE PAILLASSE</b>	0,12/cos32.47	25	3,55
<i>Poids propre de la marche</i>	0,17/2	22	1,87
<i>Carrelage</i>	0,02	22	0,44
<i>Mortier de pose</i>	0,02	20	0,40
<i>Enduit de ciment</i>	0,02	14	0,28
<i>Garde-corps</i>	-	-	0,20
		<b>G</b>	<b>6,74</b>
		<b>Q</b>	<b>2,50</b>

Tableau II.22 : Evaluation des charges de Paillasse

**-Palier de repos** : pour RDC

<i>Les compositions</i>	<i>Epaisseur(m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m3)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m2)</i>
<i>Carrelage</i>	0,02	22	0,44
<b>POIDS PROPRES DE PALIER DE REPOS</b>	0,15	25	3,75
<i>Mortier de pose</i>	0,02	20	0,40
<i>Enduit de ciment</i>	0,02	14	0,28
		<b>G</b>	<b>4,87</b>
		<b>Q</b>	<b>2,50</b>

**Tableau II.23 : Evaluation des charges déplier de repos**

**-Paillasse** : pour l'autre étage

<i>Les compositions</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m<sup>2</sup>)</i>
<b>POIDS PREPRESSED DE PAILLASSE</b>	0,12/cos31.72	25	3.52
<i>Poids propre de la marche</i>	0,17/2	22	1,87
<i>Carrelage</i>	0,02	22	0,44
<i>Mortier de pose</i>	0,02	20	0,40
<i>Enduit de ciment</i>	0,02	14	0,28
<i>Garde-corps</i>	-	-	0,20
		<b>G</b>	<b>6,71</b>
		<b>Q</b>	<b>2,50</b>

**Tableau II.24 : Evaluation des charges de Paillasse**

**-Palier de repos :**

<i>Les compositions</i>	<i>Epaisseur(m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m3)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m2)</i>
<i>Carrelage</i>	0,02	22	0,44
<b>POIDS PROPRES DE PALIER DE REPOS</b>	0,15	25	3,75
<i>Mortier de pose</i>	0,02	20	0,40
<i>Enduit de ciment</i>	0,02	14	0,28
		<b>G</b>	<b>4,87</b>
		<b>Q</b>	<b>2,50</b>

**Tableau II.25 : Evaluation des charges de palier de repos**

➤ **Type 04**

**-Paillasse : pour sous-sol**

<i>Les compositions</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m<sup>2</sup>)</i>
<i>Poids préresse de paillasse</i>	0,12/cos32.47	25	3,55
<i>Poids propre de la marche</i>	0,17/2	22	1,87
<i>Carrelage</i>	0,02	22	0,44
<i>Mortier de pose</i>	0,02	20	0,40
<i>Enduit de ciment</i>	0,02	14	0,28
<i>Garde-corps</i>	-	-	0,20
		<b>G</b>	<b>6,74</b>
		<b>Q</b>	<b>2,50</b>

**Tableau II.26 : Evaluation des charges de Paillasse**

-Palier de repos : pour RDC

<i>Les compositions</i>	<i>Epaisseur(m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m3)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m2)</i>
<i>Carrelage</i>	0,02	22	0,44
<i>Poids propres de Palier de repos</i>	0,15	25	3,75
<i>Mortier de pose</i>	0,02	20	0,40
<i>Enduit de ciment</i>	0,02	14	0,28
		<b>G</b>	<b>4,87</b>
		<b>Q</b>	<b>2,50</b>

Tableau II.27 : Evaluation des charges déplier de repos

II.2.2.4.La dalle pleine :

-balcon :

<i>Les composantes</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m3)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m<sup>2</sup>)</i>
<i>Carrelage</i>	0,02	22	0,44
<i>Mortier de pose</i>	0,02	20	0,40
<i>Dalle pleine</i>	0,16	25	4,00
<i>Enduit en ciment</i>	0,02	14	0,28
		<b>G</b>	<b>5,12</b>
		<b>Q</b>	<b>3,50</b>

Tableau II.28 : Evaluation des charges de dalle de balcon

-Garde-corps des balcons :

<i>Les composantes</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m3)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m²)</i>
<i>Brique creuses 15cm (12trous)</i>	0,15	-	1,3
<i>enduit du ciment</i>	0,02	14	0,28
		<b>G</b>	<b>1,58</b>
		<b>Q</b>	<b>/</b>

Tableau II.29 : Evaluation des charges dégrade corps

II.2.2.5.Acrotère :

La surface de l'acrotère est :

$$S = \frac{0,02 \times 0,1}{2} + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,069m^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = (0,069 \times 25) = 1,72KN/m$$

$$G = 1,72KN/m$$

$$Q = 1KN/m$$

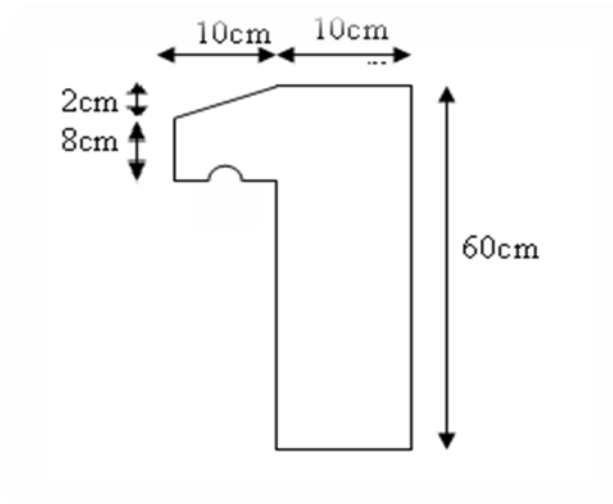


Figure II.10.acrotère

## II.2.3.détermination de La descente des charges :

## II.2.3.1.Loi de dégression :( art.V.2 p22.BAEL 91)

Pour les bâtiments à usage d'habitation comportant plus de cinq étages. Les surcharges verticales peuvent être minorées selon la loi de dégression verticale ci-après.

- Soit  $Q_0$  la surcharge appliquée à la terrasse de couverture,
- Soit  $Q_i$  la surcharge appliquée à l'étage "i".

Les étages étant numérotés de haut en bas ; on calcul  $Q_i$  surcharge totale à considérer au-dessous du plancher de l'étage n° i. (art 6.3.B .C.2.2)

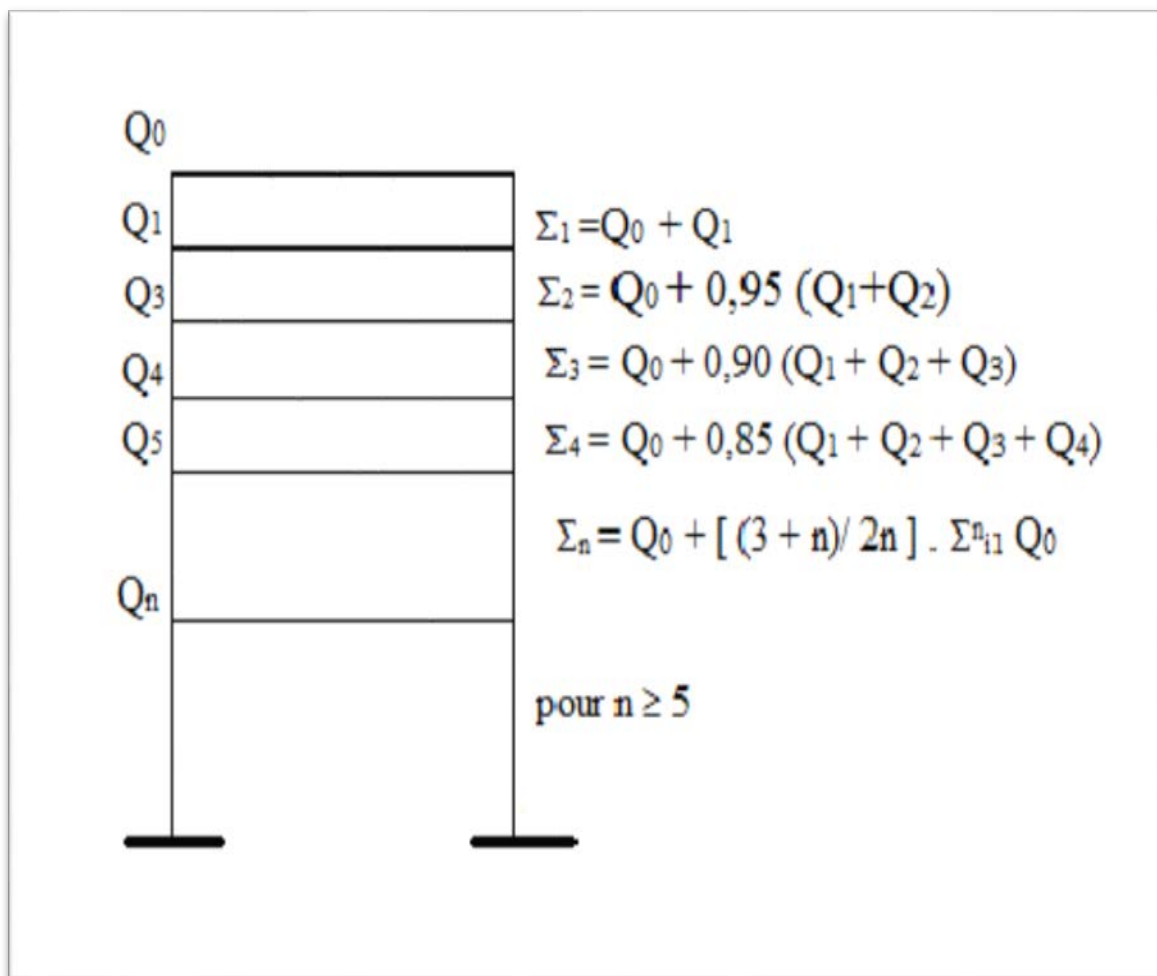


Figure II.11: calcul  $Q_i$  surcharge totale

II.2.3.2. Calcul de l'effort ultime :

- Poteau intermédiaire :
- Position 01 :(plancher corps creux)

-Niveau 1 :

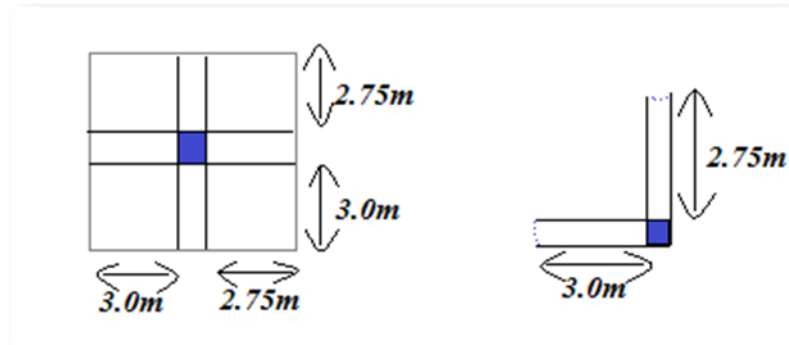


Figure II.12 : Poteau intermédiaire

	Elément	G (KN)	Q(KN)
<b>Niveau 01</b> (étage 05)	<i>P. terrasse</i> 28.62 × 6.93	198.33	<b>28.62 × 1 = 28.62</b>
	<i>p.p:</i> (0,6 × 0,4 × 25 × 3 )	18	
<i>p.s:</i> (0,5 × 0,35 × 25 × 2,75)	12.03		
<i>p. Acrotère :</i> (0,069 × 0.6 × 25)	10.35		
<i>p.poteau:</i> (0,50 × 0,50 × 4.08 × 25)	25.5		
	<b>Total</b>	<b>264.21</b>	<b>28.62</b>
<b>Niveau 02</b> (étage 04)	<i>p. planche:</i> (28.62 × 4,6)	131.65	$Q_1 = 2,75 \times 2,5 = 6.875$
	<i>p.p.p:</i> (0,6 × 0,4 × 25 × 3)	18	$Q_2 = 2.5 \times 3 = 7.5$
<i>p.p.s:</i> (0,50 × 0,35 × 25 × 2,75)	12.03		
<i>p.poteau:</i> (0,50 × 0,50 × 4.08 × 25)	25.5		
	<b>Total</b>	<b>187.18</b>	<b>14.375</b>
<b>Niveau 03</b> (étage 03)	<i>p. planche:</i> (28.62 × 4,6)	131.65	$Q_1 = 28.62 \times 2,5 = 71.55$
	<i>p.p.p:</i> (0,6 × 0,4 × 25 × 3)	18	
<i>p.p.s:</i> (0,5 × 0,35 × 25 × 2,75)	12.03		
<i>p.poteau:</i> (0,50 × 0,50 × 4.08 × 25)	25.5		
	<b>Total</b>	<b>187.18</b>	<b>71.55</b>

<b>Niveau 04</b> (étage 02)	<i>p. planche: (28.62 × 4,6)</i>	131.65	<b>28.62 × 2,5 = 71.55</b>
	<i>p. p. p: (0,6 × 0,4 × 25 × 3)</i>	18	
<i>p. p. s: (0,5 × 0,35 × 25 × 2,75)</i>	12.03		
<i>p. poteau: (0,5 × 0,5 × 4.08 × 25)</i>	25.5		
	<b>Total</b>	<b>187.18</b>	<b>71.55</b>
<b>Niveau 05</b> (étage 01)	<i>pec + pp + Ps + poteau</i>	182.31	<b>28.62 × 2.5 = 71.55</b>
	<b>Total</b>	<b>187.18</b>	<b>71.55</b>
<b>Niveau 06</b> (RDC)	<i>p. planche: (27.285 × 4,6)</i>	131.65	<b>28.62 × 2,5 = 71.55</b>
	<i>p. p. p: (0,6 × 0,4 × 25 × 3)</i>	18	
<i>p. p. s: (0,5 × 0,35 × 25 × 2,75)</i>	12.03		
<i>p. poteau: (0.5 × 0.5 × 4.20 × 25)</i>	26.05		
	<b>Total</b>	<b>188.18</b>	<b>71.55</b>
<b>Niveau 07</b> (sous-sol)	<i>p. poteau: (06, × 0,6 × 4.20 × 25)</i>	37,80	
	<b>Total</b>	<b>37.80</b>	<b>71.55</b>

Tableau II.30 : Evaluation des charges de poteau intermédiaire

<i>N</i>	<i>Dégression</i>	<i>Q (KN)</i>
<i>01(Terasse)</i>	$Q_0$	28.62
<i>02(étage 4)</i>	$Q_0 + Q_1$	42.995
<i>03(étage 3)</i>	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	110.24
<i>04(étage 2)</i>	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	170.34
<i>05(étage 1)</i>	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	223.29
<i>06(RDC)</i>	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	269.09
<i>07(sous-sol)</i>	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	307.71

Tableau II.31 : Evaluation des charges exploitations de poteau intermédiaire

<i>Niveau</i>	<i>Charges Permanentes [KN]</i>						<i>Charges d'exploitation [KN]</i>		<i>Efforts Normaux ultime [KN]</i>
	<i>Poids des planchers</i>	<i>Poids des poutres</i>	<i>Poids des poteaux</i>	<i>Poids de l'acrotère</i>	<i>G</i>	<i>G Cumul</i>	<i>Q</i>	<i>Q Cumul</i>	<i>N</i>
<i>01</i>	198.33	30.03	25.50	10.35	264.21	264.21	28.62	28.62	399.61
<i>02</i>	131.65	30.03	25.50	/	187.73	451.94	14.375	42.995	674.61
<i>03</i>	131.65	30.03	25.50	/	187.73	639.67	71.55	110.24	1028.91
<i>04</i>	131.65	30.03	25.50	/	187.73	827.4	71.55	170.34	1372.50
<i>05</i>	131.65	30.03	25.50	/	187.73	1015.13	71.55	223.29	1705.36
<i>06</i>	131.65	30.03	26.5	/	188.18	1203.31	71.55	269.09	2028.10
<i>07</i>	/	/	26.5	/	37.80	1241.11	71.55	307.71	2137.06

Tableau II.32 : récapitulative des charges de poteau intermédiaire

Ou an a  $N = 1,35G_c + 1,5Q_c$

➤ Position 02 :(cote escalier) :

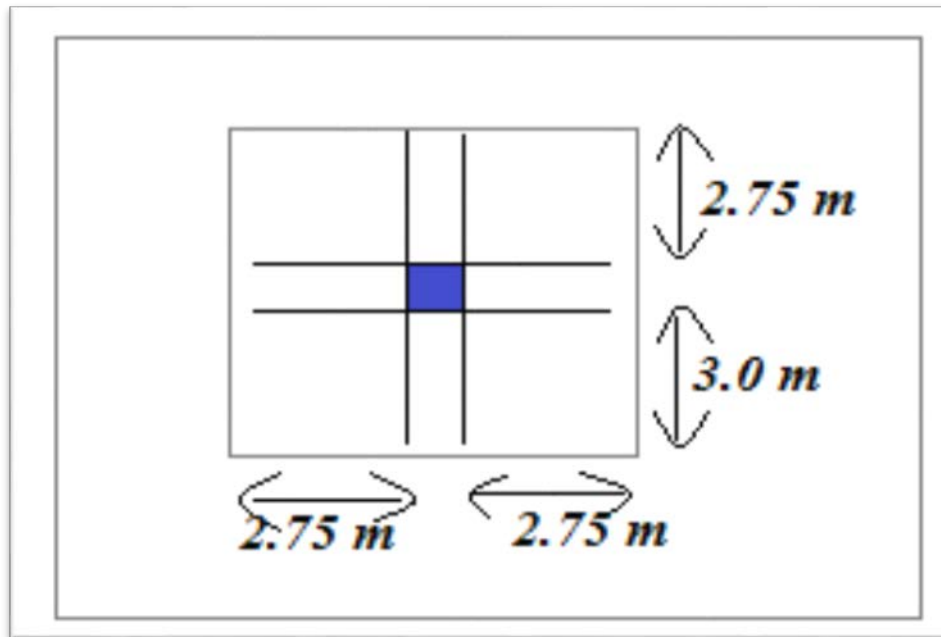


Figure II.13 : Poteau cote escalier

-Calcul de Q :

<i>N</i>	<i>Dégression</i>	<i>Q (KN)</i>
<i>01Terasse</i>	$Q_0$	27.285
<i>02(étage 4)</i>	$Q_0 + Q_1$	121.565
<i>03(étage 3)</i>	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	188.13
<i>04(étage 2)</i>	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	222.191
<i>05(étage 1)</i>	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	298.75
<i>06(R+DC)</i>	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	342.81
<i>07(sous-sol)</i>	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	379.36

Tableau II.33 : Evaluation des charges exploitations de poteau cte escalier

Niveau	Charges Permanentes [KN]						Charges d'exploitation [KN]		Efforts Normaux ultime [KN]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	Poids de l'acrotère	Dalle plane	G	G Cumul	Q	Q Cumul	N
01	189.08	54.98	25.5	10.35	/	279.91	279.91	27.285	27.285	418.80
02	125.51	54.98	25.5	/	22.5	228.49	568.4	94.28	127.57	958.69
03	125.51	54.98	25.5	/	22.5	228.49	856.89	75.03	188.13	1438.99
04	125.51	54.98	25.5	/	22.5	228.49	1085.38	75.03	222.19	1798.54
05	125.51	54.98	25.5	/	22.5	228.49	1313.87	75.03	298.75	2221.84
06	125.51	54.98	25.5	/	22.5	229.24	1543.11	75.03	342.81	2597.41
07	125.51	/	25.5	/	/	37.8	1580.91	75.03	379.36	2703.26

Tableau II.34 : Tableau II.8 : récapitulative des charges de poteau cote escalier

	Elément	G (KN)	Q(KN)
Niveau 01 (étage 05)	p. terrasse: $(27.285 \times 6,93)$	189.08	$(27.285 \times 1) = 27.285$
	p. principale: $(0,6 \times 0,40 \times 25 \times 5,1)$	31.8	
	p. secondaire: $(0,5 \times 0,35 \times 25 \times 5.1)$	23.18	
	p. Acrotère: $(0,069 \times 6 \times 25)$	10.35	
	p. poteau: $(0,50 \times 0,50 \times 25 \times 4.08)$	25.5	
	<b>Total</b>	<b>279.91</b>	<b>27.285</b>
Niveau 02 (étage 04)	Planche: $(27.285 \times 4,6)$	125.51	$Q_1 = (28.285 \times 2,75) = 77.78$
	dalle plane: $(6 \times 25 \times 0,15)$	22.5	$Q_2 = (5,5 \times 3) = 16.5$
	p. principale: $(0,6 \times 0,4 \times 25 \times 5,1)$	31.8	
	p. secondaire: $(0,5 \times 0,35 \times 25 \times 5.1)$	23.18	
	p. poteau: $(0,50 \times 0,50 \times 4.08 \times 25)$	25.5	
	<b>Total</b>	<b>228.49</b>	<b>94.28</b>

Niveau 03 (étage 03)	Planche: $(27.285 \times 4,6)$	125.51	$(27.285 \times 2,75) = 75.03$
	dalle plane: $(6 \times 25 \times 0,15)$	22.5	
	p. principale: $(0,6 \times 0,4 \times 25 \times 5,1)$	31.8	
	p. secondaire: $(0,5 \times 0,35 \times 25 \times 5.1)$	23.18	
	p. poteau: $(0,50 \times 0,50 \times 4.08 \times 25)$	25.5	
	<b>Total</b>		<b>228.49</b>
Niveau 04 (étage 02)	Planche: $(27.285 \times 4,6)$	125.511	$(27.285 \times 2,75) = 75.03$
	dalle plane: $(4,37 \times 25 \times 0,15)$	22.5	
	p. principale: $(0,6 \times 0,4 \times 25 \times 5,1)$	31.8	
	p. secondaire: $(0,5 \times 0,35 \times 25 \times 5.1)$	23.18	
	p. poteau: $(0,50 \times 0,50 \times 4.08 \times 25)$	25.5	
	<b>total</b>		<b>228.49</b>
Niveau 05 (étage 01)	Planche: $27.285 \times 4,6)$	125.511	$(27.285 \times 2,75) = 75.03$
	dalle plane: $(6 \times 25 \times 0,15)$	22.5	
	p. principale: $(0,6 \times 0,4 \times 25 \times 5,1)$	31.8	
	p. secondaire: $(0,5 \times 0,35 \times 25 \times 5.5)$	23.18	
	p. poteau: $(0,50 \times 0,50 \times 4.08 \times 25)$	25.5	
	<b>Total</b>		<b>228.49</b>
Niveau 06 (RDC)	Planche: $(27.285 \times 4,6)$	125.51	$(27.285 \times 2,75) = 75.03$
	dalle plane: $(6 \times 25 \times 0,15)$	22.5	
	p. principale: $(0,6 \times 0,4 \times 25 \times 5,5)$	31.8	
	p. secondaire: $(0,5 \times 0,35 \times 25 \times 5.5)$	23.18	
	p. poteau: $(0,50 \times 0,50 \times 4.20 \times 25)$	26.25	
	<b>total</b>		<b>229.24</b>
Niveau 07 (sous- sol)	p. poteau: $(0,60 \times 0,60 \times 4.20 \times 25)$	37.8	$(27.285 \times 2,75) = 75.03$
	<b>total</b>		<b>37.8</b>

Tableau II.35 : Evaluation des charges de poteau cote escalier

➤ Type escalier :

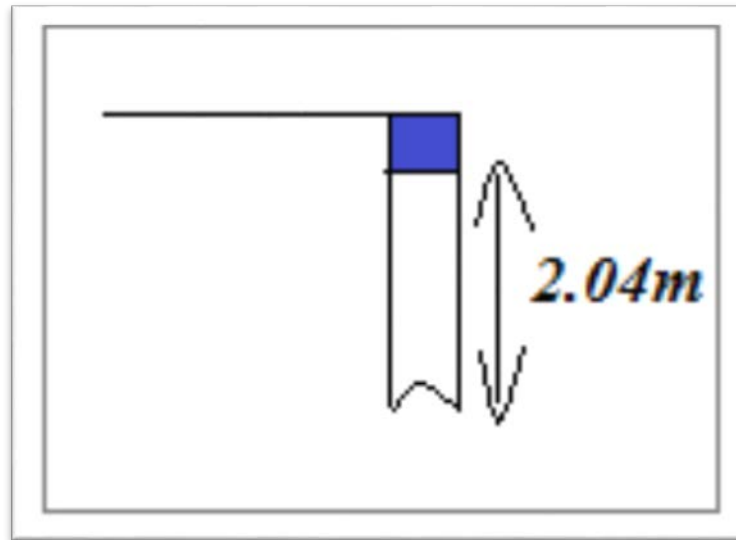


Figure II.14 : Poteau d'escalier

	Elément	G (KN)	Q(KN)	
Volé 01 (étage04)	<i>P. de (marche; contre marche):</i>	29.65	$\frac{0,3 \times 0,17}{2} \times 2,5$	
	$\left[ \frac{(0,3 \times 0,17)}{2} \times 2.04 \times 3.8 \times 12 \times \frac{25}{2} \right]$	14.53	$(0,15 \times 2.04 \times 2,5)$	
	<i>P. de pailleasse:</i> $\frac{(0,15 \times 2.04 \times 3.8 \times 25)}{2}$	7.80	$(0,15 \times 2.04 \times 2,5)$	
	<i>P. de pailleasse:</i> $\frac{(0,15 \times 2.04 \times 2.04 \times 25)}{2}$	25.5	$(0,5 \times 0,5 \times 2,5)$	
	<i>P. poteau:</i> $(0,5 \times 0,5 \times 4.08 \times 25)$	<b>Total</b>	<b>77.39</b>	<b>2.21</b>
Volé 02 (étage04)	<i>P. de (marche; contre marche):</i>	29.65	0,06	
	$\left[ \frac{(0,3 \times 0,17)}{2} \times 2.04 \times 3.8 \times 12 \times 25 \right] / 2$	14.53	0,76	
	<i>P. de pailleasse :</i> $\frac{(0,15 \times 2.04 \times 3.8 \times 25)}{2}$	6.88	0,34	
	<i>P. de palliere (briesé):</i> $\frac{0,30 \times 0,45 \times 25 \times 4.08}{2}$	<b>Total</b>	<b>51.06</b>	<b>1.16</b>

Volé 01 (étage03)	<p><i>P. de (marche; contre marche):</i></p> $\left[ \frac{(0,3 \times 0,17)}{2} \times 2,04 \times 3,3 \times 12 \times 25 \right] / 2$	29.65	$\frac{(0,3 \times 0,17)}{2} \times 2,5$
	<p><i>P. de pailleasse:</i> <math>\frac{(0,15 \times 2,04 \times 3,8 \times 25)}{2}</math></p>	14.53	$0,15 \times 2,04 \times 2,5$
	<p><i>P. de pallier:</i> <math>\frac{(0,15 \times 2,04 \times 2,04 \times 25)}{2}</math></p>	7.8	$0,15 \times 2,04 \times 2,5$
	<p><i>P. poteau: (0,5 × 0,5 × 4.08 × 25)</i></p>	25.5	$0,5 \times 0,5 \times 2,5$
<b>Total</b>		<b>77.39</b>	<b>2.21</b>
Volé 02 (étage03)	<p><i>P. de (marche; contre marche):</i></p> $\left[ \frac{(0,3 \times 0,17)}{2} \times 2,04 \times 3,8 \times 12 \times \frac{25}{2} \right]$	29.65	$\frac{0,3 \times 0,17}{2} \times 2,5$
	<p><i>P. de pailleasse:</i> <math>\frac{(0,15 \times 2,04 \times 3,8 \times 25)}{2}</math></p>	14.53	$(0,15 \times 2,04 \times 2,5)$
	<p><i>P. de palliere (briesé):</i> <math>\frac{0,30 \times 0,45 \times 25 \times 4,08}{2}</math></p>	6.88	$(0,3 \times 0,45 \times 2,5)$
<b>Total</b>		<b>51.06</b>	<b>1,16</b>
Volé 01 (étage02)	<p><i>P. de (marche; contre marche):</i></p> $\left[ \frac{(0,3 \times 0,17)}{2} \times 2,04 \times 3,3 \times 12 \times 25 \right] / 2$	29.65	$\frac{(0,3 \times 0,17)}{2} \times 2,5$
	<p><i>P. de pailleasse:</i> <math>\frac{(0,15 \times 2,04 \times 3,8 \times 25)}{2}</math></p>	14.53	$0,15 \times 2,04 \times 2,5$
	<p><i>P. de pallier:</i> <math>\frac{(0,15 \times 2,04 \times 2,04 \times 25)}{2}</math></p>	7.8	$0,15 \times 2,04 \times 2,5$
	<p><i>P. poteau: (0,5 × 0,5 × 4.08 × 25)</i></p>	25.5	$0,5 \times 0,5 \times 2,5$
<b>Total</b>		<b>77.39</b>	<b>2.21</b>

Volé 02 (étage02)	<i>P. de (marche; contre marche):</i>		0,06
	$\left[ \frac{(0,3 \times 0,17)}{2} \times 2,04 \times 3,8 \times 12 \times 25 \right] / 2$	29.65	
	<i>P. de paillasse :</i> $\frac{(0,15 \times 2,04 \times 3,8 \times 25)}{2}$	14.53	0,76
	<i>P. de palliere (briesé):</i> $\frac{0,30 \times 0,45 \times 25 \times 4,08}{2}$	6.88	0,625
	<b>Total</b>	<b>51.06</b>	<b>1.16</b>
	<i>P. de (marche; contre marche):</i>		
	$\left[ \frac{(0,3 \times 0,17)}{2} \times 2,04 \times 3,8 \times 12 \times 25 \right] / 2$	29.65	$\frac{(0,3 \times 0,17)}{2} \times 2,5$
	<i>P. de paillasse:</i> $\frac{(0,15 \times 2,04 \times 3,8 \times 25)}{2}$	14.53	$0,15 \times 2,04 \times 2,5$
	<i>P. de pallier:</i> $\frac{(0,15 \times 2,04 \times 2,04 \times 25)}{2}$	7.8	$0,15 \times 2,04 \times 2,5$
	<i>P. poteau: (0,5 × 0,5 × 4.08 × 25)</i>	25.5	$0,5 \times 0,5 \times 2,5$
<b>Total</b>	<b>77.39</b>	<b>2.21</b>	
Volé 02 (étage01)	<i>P. de (marche; contre marche):</i>		0,06
	$\left[ \frac{(0,3 \times 0,17)}{2} \times 2,04 \times 3,8 \times 12 \times 25 \right] / 2$	29.65	
	<i>P. de paillasse :</i> $\frac{(0,15 \times 2,04 \times 3,8 \times 25)}{2}$	14.53	0,76
	<i>P. de palliere (briesé):</i> $\frac{0,30 \times 0,45 \times 25 \times 4,08}{2}$	6.88	0,625
	<b>Total</b>	<b>51.06</b>	<b>1.18</b>

Tableau II.36 : Evaluation des charges de poteau d'escalier pour 5 et 4 et 3 et 2 et 1etages

Elément	G (KN)	Q(KN)
---------	--------	-------

Volé 01 (RDC)	<i>P. de (marche; contre marche):</i> $\left[ \frac{(0,3 \times 0,17)}{2} \times 2,10 \times 4,16 \times 13 \times 25 \right] / 2$	36.19	$\frac{(0,3 \times 0,17)}{2} \times 2,5$
	<i>P. de paillasse:</i> $\frac{(0,15 \times 2,1 \times 4,16 \times 25)}{2}$	16.38	$0,15 \times 2,1 \times 2,5$
	<i>P. de pallier:</i> $\frac{(0,15 \times 2,1 \times 2,1 \times 25)}{2}$	8.26	$0,15 \times 2,1 \times 2,5$
	<i>P. poteau: (0,50 × 0,50 × 4,20 × 25)</i>	26.25	$0,50 \times 0,50 \times 2,5$
	<b>Total</b>	<b>87.08</b>	<b>2.21</b>
Volé 02 (RDC)	<i>P. de (marche; contre marche):</i> $\left[ \frac{(0,3 \times 0,17)}{2} \times 2,1 \times 3,9 \times 12 \times 25 \right] / 2$	31.32	0,06
	<i>P. de paillasse:</i> $\frac{(0,15 \times 2,1 \times 3,9 \times 25)}{2}$	15.35	0,8
	<i>P. de palliere (briesé):</i> $\frac{0,30 \times 0,45 \times 25 \times 4,2}{2}$	7.08	0,34
	<b>Total</b>	<b>53.75</b>	<b>1.18</b>
	Volé 01 (sous-sol)	<i>P. de (marche; contre marche):</i> $\left[ \frac{(0,3 \times 0,17)}{2} \times 2,1 \times 4,16 \times 13 \times 25 \right] / 2$	36.19
<i>P. de paillasse:</i> $\frac{(0,15 \times 2,1 \times 4,16 \times 25)}{2}$		16.38	0,44
<i>P. de pallier:</i> $\frac{(0,15 \times 2,1 \times 2,1 \times 25)}{2}$		8.26	0,44
<i>P. poteau: (0,6 × 0,6 × 4,2 × 25)</i>		37.8	0,9
<b>Total</b>		<b>87.08</b>	<b>2.21</b>
Volé 02 (sous-sol)	<i>P. de (marche; contre marche):</i> $\left[ \frac{(0,3 \times 0,17)}{2} \times 2,1 \times 3,9 \times 12 \times 25 \right] / 2$	31.32	0,06
	<i>P. de paillasse:</i> $\frac{(0,15 \times 2,1 \times 3,9 \times 25)}{2}$	15.35	0,8
	<i>P. de palliere (briesé):</i> $\frac{0,30 \times 0,45 \times 25 \times 4,2}{2}$	7.08	0,34
	<b>Total</b>	<b>53.75</b>	<b>1.18</b>

Tableau II.37 : Evaluation des charges de poteau d'escalier pour étage RDC et sous -sol

-Calcul de Q :

N	Dégression	Q (KN)
01(Terasse)	$Q_0$	0
02(étage 4)	$Q_0 + Q_1$	3.38
03(étage 3)	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	5.96
04(étage 2)	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	8.63
05(étage 1)	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	10.96
06(RDC)	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	12.96
07(sous-sol)	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	17.72

Tableau II.38 : Evaluation des charges exploitations de poteau d'escalier

Niveau	Charges Permanentes [KN]							Charges d'exploitation [KN]		Efforts Normaux ultime [KN]
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	Poids de l'acrotère	Dalle plane	G	G Cumul	Q	Q Cumul	N
01	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
02	59.3	29.06	25.5	16.32	6.88	128.45	128.45	3.38	3.38	178.47
03	59.3	29.06	25.5	25.5	6.88	128.45	256.9	3.38	6.76	356.95
04	59.3	29.06	25.5	25.5	6.88	128.45	385.35	3.38	10.14	535.43
05	59.3	29.06	25.5	25,5	6.88	128.45	513.8	3.38	13.52	713.91
06	67.51	31.73	25.5	37.8	7.08	140.83	654.63	3.38	16.9	909.10
07	67..51	31.73	25.5	37.8	7.08	140.83	795.46	3.38	20.28	1104.29

Tableau II.39 : récapitulative des charges de poteau d'escalier

**II.3. Pré dimensionnement des poteaux :**

Le dimensionnement s'effectue de la manière suivante :

**II.3.1.- dimensionnement à L'ELU :**

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots (1)$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{situation durable ou transitoire} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{situation durable ou transitoire} \\ \gamma_s = 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

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

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

$\alpha$  : Coefficient de réduction destiné tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle.

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

$\lambda$  : L'élancement du poteau considéré  $\lambda = \frac{L_f}{i}$  ; on prend  $L_f = 0,7 L_0 = 0,7 h_e$

a : dimension de la section du béton du poteau

$L_f$  : longueur de flambement

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

I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

B : aire total de la section du poteau

$A_s$  : section d'acier minimale ;  $\frac{A_s}{B} = 0,7\%$

$f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours ....  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$f_e$  : contrainte limite élastique des aciers .....  $f_e = 400 \text{ MPa}$

$B_r$  : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires .....  $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2$

➤ **Poteau intermédiaire** : Les résultats sont récapitulés dans le tableau représenté ci-dessous :

Niveau	$N_u$ (KN)	$N_{cal}$ (KN)	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	Section adoptée (cm <sup>2</sup> ) (axb)	vérification
Terrasse	399.61	33725.9	2304	50×50	cv
04 <sup>ème</sup> étage	674.61	33725.9	2304	50×50	cv
03 <sup>er</sup> étage	1028.91	33725.9	2304	50×50	cv
02 <sup>ème</sup> étage	1372.50	33725.9	2304	50×50	cv
01 <sup>ème</sup> étage	1705.36	33725.9	2304	50×50	cv
RDC	2028.10	33725.9	2304	50×50	cv
Sous-sol	2137.06	33725.9	2304	50×50	cv

➤ **Tableau II.40 : récapitulative des sections adoptées pour intermédiaire**

Niveau	$N_u$ (KN)	$N_{cal}$ (KN)	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )	vérification
05 <sup>ème</sup> étage	418.80	33725.9	2304	50×50	cv
04 <sup>er</sup> étage	958.69	33725.9	2304	50×50	cv
03 <sup>em</sup> étage	1438.99	33725.9	2304	50×50	cv
02 <sup>em</sup> étage	1798.54	33725.9	2304	50×50	cv
01 <sup>er</sup> étage	2221.84	33725.9	2304	50×50	cv
RDC	2597.41	33725.9	2304	50×50	cv
Sous-sol	2703.26	33725.9	2304	50×50	cv

**Tableau II.41 : récapitulative des sections adoptées pour poteau coté escalier**

II.3.2. Critère de stabilité de forme :

Vérification au flambement (B.A.E.L.91) :

$$\lambda = \frac{L_f}{i_{\min}}, \quad i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{A}}, \quad L_f = 0,7L_0, \quad I = \frac{bh^3}{12}, \quad A = b \times h$$

Poteau	$L_f$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$i$ (cm)	$\lambda$	Vérification $\lambda < 50$
(50x50)cm <sup>2</sup> $h_e = 4.08$ m	285.6	520833.33	2500	14,43	25	cv
(50x50)cm <sup>2</sup> $h_e = 4.08$ m	285.6	520833.33	2500	14,43	25	cv
(50x50)cm <sup>2</sup> $h_e = 4.08$ m	285.6	520833.33	2500	14,43	19.79	cv
(50x50)cm <sup>2</sup> $h_e = 4.08$ m	285.6	520833.33	2500	14.43	19.79	cv
(50x50)cm <sup>2</sup> $h_e = 4.08$ m	258.6	520833.33	2500	14.43	19.79	cv
(50x50)cm <sup>2</sup> $h_e = 4.20$ m	294	520833.33	2500	14.43	16.97	cv
(50x50)cm <sup>2</sup> $h_e = 4.2$ m	294	520833.33	2500	14.43	16.97	cv

Tableau II.42 : vérification au flambement pour différent sections des poteaux

II.4. Calcul de la poussée des terres :

$h = 4.20$  m : Hauteur du sous-sol.

$\varphi = 30^\circ$  : L'angle du frottement de remblai.

$\gamma_d = 18$ KN/m<sup>3</sup>: Poids spécifique du remblai.

$K_a$  : Coefficient de poussée (surface horizontale).

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

## II.4.1. Evaluation des efforts permanents :

➤ Les efforts verticaux

Poids propre du mur périphérique : par un mètre linéaire.

$$C_V = 4.2 \times 25 = 105 \text{ KN}$$

➤ Les efforts horizontaux :

- Poussée de terre :

$$P_t = \frac{1}{2} K_a \times \gamma_d \times h = \frac{1}{2} \times 0,33 \times 18 \times 4,2 = 12,47 \text{ KN}$$

$$P_t = 12,47 \text{ KN/m}^2$$

- Sous l'effet de la surcharge  $q = 20 \text{ KN/ml}$

$$P_q = K_a \times q \times h$$

$$P_q = 0,333 \times 20 \times 4,2 = 27,97 \text{ KN/ml}$$

➤ Poussée totale :

- Au niveau du sommet :

$$P_h = P_t + P_q + 0,00 + 27,97$$

$$P_h = 27,97 \text{ KN/ml}$$

- Au niveau de la semelle :

$$P_h = P_t + P_q$$

$$P_h = 12,47 + 27,97$$

$$P_h = 40,44 \text{ KN/m}$$

$$P(z) = az + b$$

$$P(0) = 12,47 \text{ KN/m}$$

$$P(4,2) = 27,97 \text{ KN/m}$$

- L'équation générale de la pression horizontale est :

$$P(z) = 3,62z + 12,47 \text{ (KN/m)}$$

## II.5. Conclusion :

<i>Elément</i>	<i>Dimensions</i>
<i>plancher corps creux</i>	$(20+5)cm^2$
<i>Dalle pleine</i>	$15cm$
<i>Poteau</i>	$(50*50)cm^2$
<i>poutre principale</i>	$(60*40)cm^2$
<i>poutre secondaire</i>	$(50*35)cm^2$
<i>poutre palière</i>	$(45*30)cm^2$
<i>longrine</i>	$(30*30)cm^2$
<i>voile d'infrastructure</i>	$e=25cm$
<i>voile de superstructure</i>	$e=20cm$
<i>paillasse</i>	$e=15cm$
<i>l'acrotère</i>	$h=60cm$

Tableau II.43 : tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des sections

# CHAPITRE III

## Calcul Des Eléments Secondaire



III.1.L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse.il forme une paroi contre chute il est considère due à la main courante (Q) et a une force sismique ( $F_p$ ).

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de un mètre linéaire

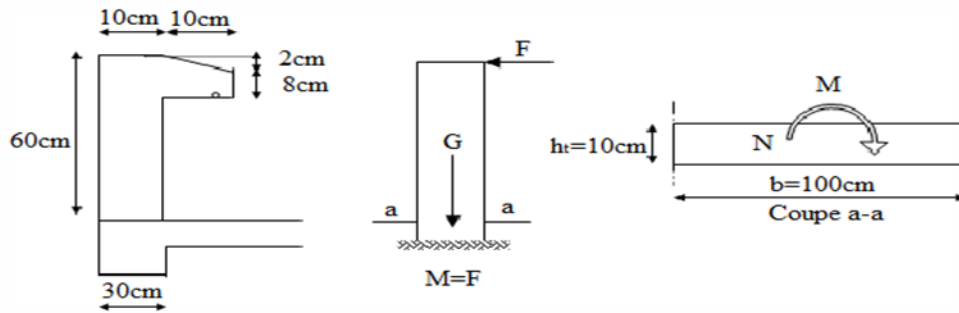


Figure III.1.Schéma statique de l'acrotère

III.1.1.Calcul des sollicitations :

Poids propre:  $W_p = 1,725 \text{ KN/ml}$

Lasurcharge d'exploitation:  $Q = \max(F; F_p)$

La force horizontale  $F_p$  :(RPA 99 « version 2003 », art 6.2.3 P54).

$$F_p = 4AC_pW_p$$

Avec :

-A :(Coefficient d'accélération de zone « Tab 4-1 BAEL »)  $A = 0,10$  ;

- $C_p$  :(Facteur de force horizontale « Tab 6-1 »)  $C_p = 0,8$  ;

$$F_p = 4 \times 0,10 \times 0,8 \times 1,725 = 0,552 \text{ KN/ml}$$

Donc la charge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max\{F; F_p\} \Rightarrow Q = \max\{1; 0,552\}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

III.1.2.Combinaison d'action :

à-ELU :

$$M_{ELU} = 1,5Qh = 1,5 \times 0,6 \times 1 = 0,9 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ELU} = 1,35G = 1,35 \times 1,725 = 2,33 \text{ KN/ml}$$

à-ELS :

$$M_{ELS} = Qh = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ELS} = G = 1,725 \text{ KN} = 1,725 \text{ KN/ml}$$

	N(KN)	M(KN.m)
E.LU	2,33	0,9
E.L.S	1,725	0,6

Tableau III.1 : Combinaison d'action d'acrotère

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,33} = 0,39 \text{ m} , \quad e_{ser} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,725} = 0,35 \text{ m}$$

$$e_u, e_{ser} > e_0 = \frac{h_t}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016$$

$$e_u, e_{ser} > e_0$$

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

L'acrotère étant exposée aux différentes intempéries, (variation de température, eau, neige, etc. ...).donc la fissuration considérer comme préjudiciable.

III.1.3.Ferraillage à l'ELU :

Tous les problèmes de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif,

Avec :  $M_{uA} = N_u \cdot e_A$

On obtient une section fictive d'acier  $A_{lu}$ , dont on déduit la section d'acier tendu :

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100 \bar{\sigma}_s} (\text{cm}^2)$$

Avec :

$e_A$ : Distance entre le point d'application de centre de pression « C » et le centre de gravité des armatures tendus

$$e_A = e_u + \left( d - \frac{h_t}{2} \right) \quad . \quad \text{avec } d = 0,9h_t = 0,09 \text{ m}$$

$$e_A = 0,39 + \left( 0,09 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,43 \text{ m}$$

$$M_{uA} = 2,33 \times 0,43 = 1,00 \text{ KN.m/ml}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,15} = 14,16 = 14,20 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l)$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{Au}}{bd^2 f_{bu}} = 0,0087 < 0,393$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow$  pas d'acier comprimé

$$\alpha_u = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,0109$$

$$\alpha = 0,0109$$

$$\beta = 0,995$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section réelle des armatures tendues est alors ( $A_u$ ).

$$A_u = A_{ul} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \text{ Avec : } \sigma_{st} = \sigma_{s10}$$

$$A_u = 0,32 - \frac{2,33 \times 10}{348} = 0,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_u = 0,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.1.4.Calcul à l'ELS :

-la fissuration est préjudiciable

-la section est partiellement comprimée, donc il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6F_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s ; \text{ Avec } \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_s ; (210 \sqrt{\eta f_j}) \right\} = 210,63 \text{ Mpa.}$$

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 210,63} \times 0,09 = 0,00043 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0,09 - \frac{0,047}{3} = 0,074 \text{ m}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} b X \bar{\sigma}_{bc} Z = \frac{1}{2} (1 \times 0,047 \times 15 \times 0,074) = 0,026 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{ser/A} = 0,6 \times 10^{-3} \text{ MN.m/ml} < M_1 = 0,026 \text{ MN.m/ml}$$

$M_{ser/A} < M_1 \Rightarrow$  Section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{serl} = \frac{M_{ser}}{Z \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0,6 \times 10}{0,074 \times 210,63} = 0,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ser} = A_{serl} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = 0,40 - \frac{2,33 \times 10}{210,63}$$

$$A_{ser} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{min} > \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_s}$$

$$A_{min} = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc } A_s > \max(A_U, A_{ser}, A_{min}) = (0,32; 0,28; 1,09)$$

Qui nous donne  $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  espacée de  $e = 25 \text{ cm}$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$A_r = 0,50\text{cm}^2/\text{ml}$

Soit : 1HA8 ( $A_s = 0,50\text{cm}^2$ ).

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

	$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{ser}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopt}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_r(\text{cm}^2)$	Choix
L'acrotère	0,32	0,28	1,09	2.01	4HA8	0,50	1HA8

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage

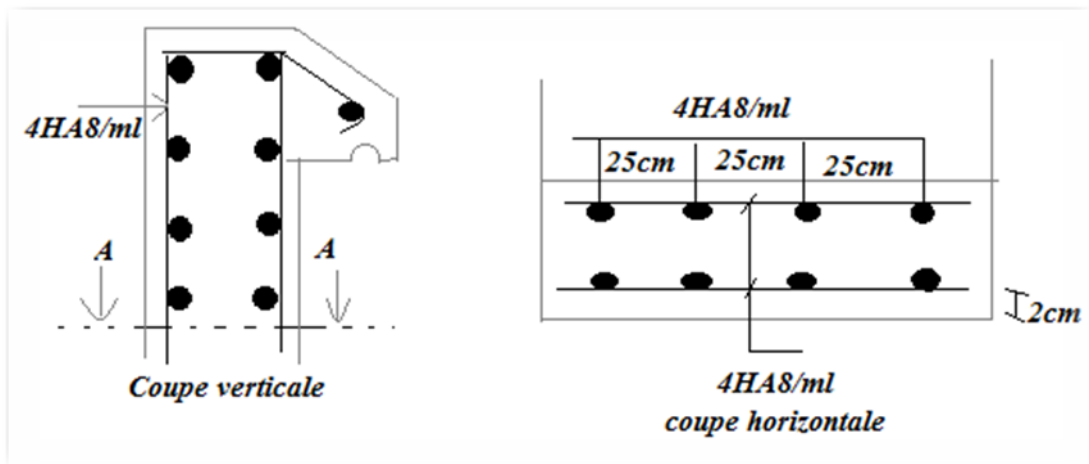


Figure III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2.Le balcon :

Le balcon est calculé comme une console encastree aux poutres et soumis à une charge permanente et une charge d'exploitation concentrée à l'extrémité libre dû au poids propre de grande corps .Cette console est ferrailée en flexion simple.

III.2.1.Evaluation des charges :

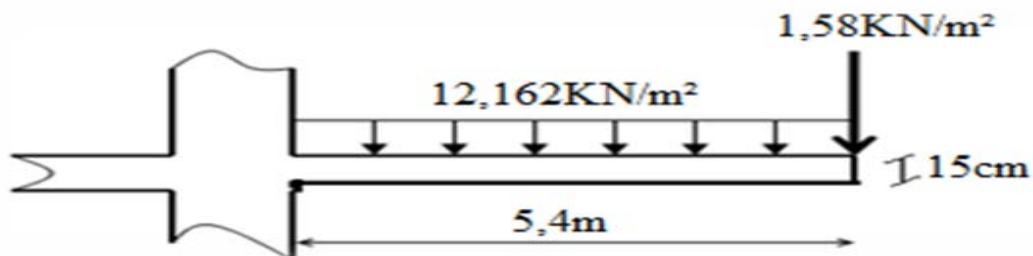


Figure III.3 : Schéma statique de balcon

\*Charge permanente du balcon :  $G_D = 5,12 \text{ KN/m}^2$

\*Surcharges d'exploitation du balcon :  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

\*Poids propre des murs du balcon :  $G_g = 1,58 \text{ KN/m}^2$

\*Force concentrée due aux poids des gardes corps :  $p = 1,58 \times 0,96 = 1,51 \text{ KN}$

III.2.3. Combinaison des charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,162 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 8,62 \text{ KN/ml}$$

-Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + p_u l \Rightarrow M_u = \frac{12,16(1)^2}{2} + 1,35 \times 1,51 \times 1 = 8,12 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} \Rightarrow M_s = \frac{8,62(1)^2}{2} = 4,31 \text{ KN.m/ml}$$

III.2.4. Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait sur section rectangulaire (Fig.III.4) :

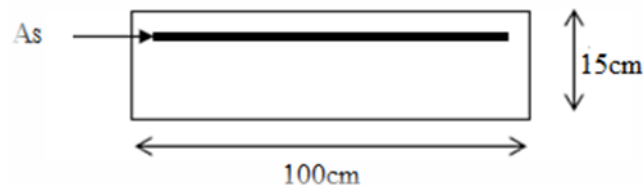


Figure III.4 : Section théorique pour le ferrailage du

\*Les dimensions de la section :

-h = 15cm.

-b = 100cm.

-d = 13.5cm.

$$u_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8,12 \times 10^3}{10^2 (13,5)^2 14,2} = 0,0314$$

$$u_u = 0,0314 < 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_u}) = 0,04$$

$$\Rightarrow \beta_u = 1 - 0,4\alpha_u = 0,984$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{8.12 \times 10^3}{0,984 \times 13.5 \times 348} = 1,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte : } A_s = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{—l'espacement : } S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots cv$$

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte : } A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23bdF_{t28}}{F_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 10^2 \times 13.5 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min} \dots \dots (cv)$$

### III.2.5.Vérification à l'ELS :

Le calcul se fait selon les règles de CBA 93 et BAEL91 la fissuration est considérée comme préjudiciable.

- Vérification des contraintes :

#### -Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta A(d - y) = 0$$

$$\frac{100}{2}y^2 - 15 \times 3,93(13.5 - y) = 0$$

$$50y^2 + 58.95y - 795.8 = 0$$

$$\Delta = 162635.102 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 403.3$$

$$y = 4.62 \text{ cm}$$

**-Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta \cdot A (d - y)^2 = \frac{100}{3}(4.62)^3 + 15 (3.93)(13.5 - 4.62)^2$$

$$I = 7935.5 \text{ cm}^4$$

**-Les contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{yM_{ser}}{I} = \frac{4,31 \times 10^3 \times 4.62}{7935.5} = 2,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \left( \frac{4,31 \times 10^3}{7935.5} \right) (13.5 - 4.62)$$

$$\sigma_s = 72.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

- Les forces de cisaillement :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 F_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$T_u = 1,35(Gl + y) + 1,5Ql = 18.40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{18.40 \times 10^3}{10^3 \times 135} = 0,136 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,136 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

- Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche est inutile si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées :

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{100} = 0,15 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \dots \dots cv$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{F_c} \Rightarrow \frac{3,93}{100 \times 13.5} = 0,00291 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots cv$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} (M_0 = M_t) \Rightarrow \frac{15}{100} = 0,15 \geq \frac{0,75M_0}{10M_0} = 0,075 \dots \dots cv$$

III.2.6.Schéma de ferrailage :

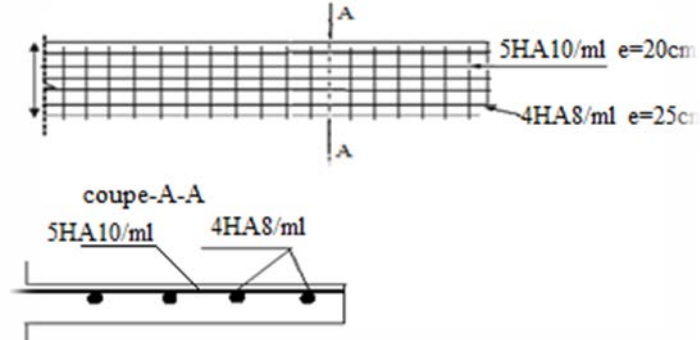


Figure III.5 : Schéma de ferrailage de balcon

III.3.Les escalier :

L'escalier est une suite régulière de plans horizontaux permettant dépasser d'un niveau à un autre d'une construction, on appelle marche la partie horizontale des gradins constituant l'escalier et contre marche la partie verticale de ces gradins.

- Type 01 :  
- pour sous-sol et RDC

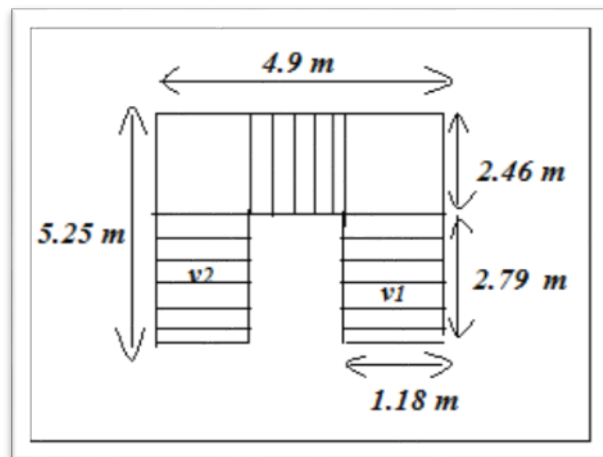


Figure III.6 : Schéma de l'escalier

-Volée 01 :

- Schéma statique :

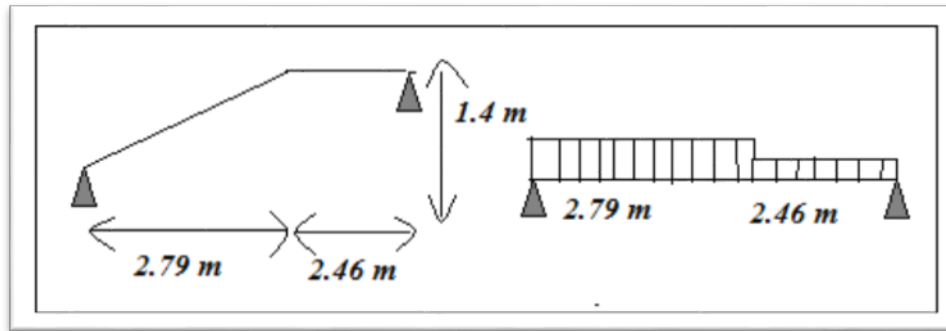


Figure III.7 : Schéma statique de volée 01- type01-

III.3.1.1.calcul des sollicitations :

III.3.1.1.a. Combinaison des charges :

	$G$ (KN/ml)	$Q$ (KN/ml)	$q_u = 1,35G + 1,5Q$	$q_s = G + Q$
<i>Paillasse</i>	6,78	2,50	12,90	9,28
<i>Palier</i>	4,87	2,50	10,32	7,37

Tableau III.3 : Les différentes descentes des charges

- La charge équivalente :

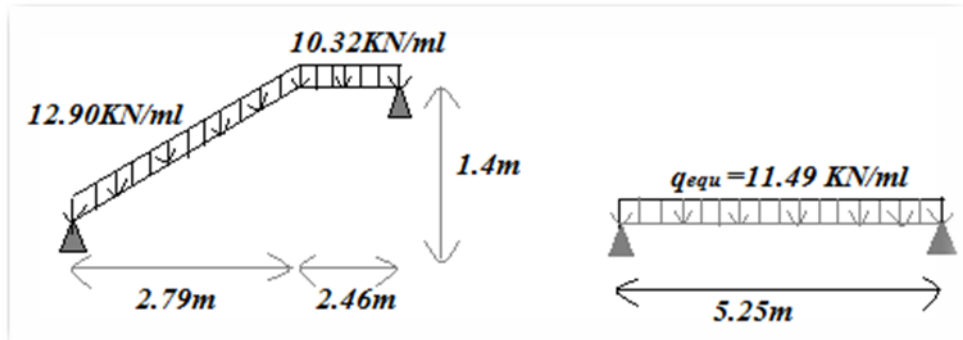
$$q_{\text{éq}} = \frac{(q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2)}{(L_1 + L_2)}$$

$q_1$ : la charge du paillasse

$q_2$ : la charge du palier

à -L'ELU:

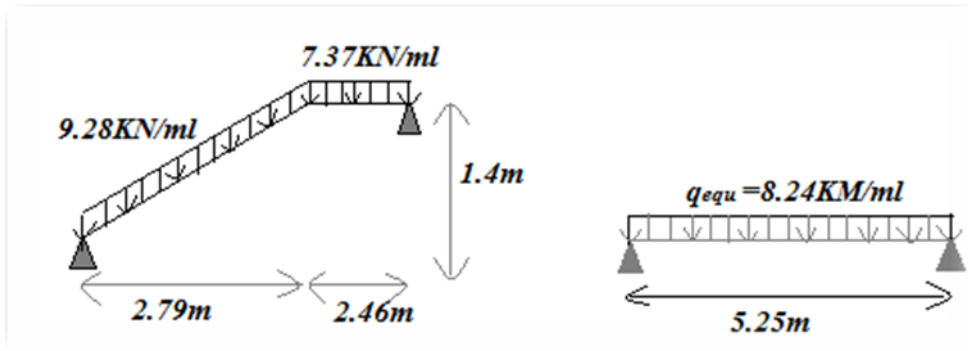
$$q_{\text{éq}_u} = \frac{(12,90 \times 2,79 + 10,32 \times 2,46)}{(2,79 + 2,46)} = 11,49 \text{ KN/ml}$$



**Figure III.8 : Schéma statique des charges équivalentes à ELU- type 01-**

à -L'ELS :

$$q_{\text{éq,ser}} = \frac{(9,28 \times 2,79 + 7,37 \times 2,46)}{(2,79 + 2,46)} = 8,24 \text{ kN/ml}$$



*Figure III.9 : Schéma statique des charges équivalentes à ELS- type 01-*

**Figure III.9 : Schéma statique des charges équivalentes à ELS- type 01-**

Calcul des moments isostatiques : on prend une bande de 1m.

à -L'ELU :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{11,49 \times 5,25^2}{8} = 39,58 \text{ kN.m/ml}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{11,49 \times 5,25}{2} = 30,16 \text{ kN/ml}$$

à -L'ELS :

$$M_0 = \frac{q_{\text{ser}} \cdot L^2}{8} = \frac{8,24 \times 5,25^2}{8} = 28,38 \text{ kN.m/ml}$$

Calcul des Moments fléchissant :

-Sur appuis :

à - L'ELU :

$$M_{\alpha_u} = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 39.58 = 11.87 \text{KN.m/ml}$$

à -L'ELS :

$$M_{\alpha_{SER}} = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 28.38 = 8.51 \text{KN.m/ml}$$

-En travée :

à -L'ELU :

$$M_{t_u} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 39.58 = 33.64 \text{KN.m/ml}$$

à -L'ELS :

$$M_{t_{SER}} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 28.38 = 24.12 \text{KN.m/ml}$$

	$M_0$ (KNm)	$M_t$ (KNm)	$M_\alpha$ (KNm)	$V_u$ (KNm)
E.L.U	39.58	33.64	11.87	30.16
E.L.S	28.38	24.12	8.51	/

Tableau III.4 : Calcul des sollicitations

III.3.1.1.b. Calcul du ferrailage : Le calcul se fait à la flexion simple.

à -l'ELU :

$$f_s = 400 \text{MPa} , \sigma_s = 348 \text{MPa} , \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{MPa}$$

$$\mu_l = 0,392 , \mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0 ; \text{avec: } \mu = \frac{M^u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) , \alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu})/0,8$$

$$b = 1 \text{m} , d = 1,35 \text{m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

- Condition de non fragilité : (art A.4.2, 1. BAEL91)

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{min} = (0,23 bd f_{t28})/f_e \quad , \quad f_{t28} = 2,1Mpa$$

- Vérification de l'espacement des barres :

$$S_t = \min(0,9d, 40cm)$$

$$S_t = \min(0,9 \times 13,50cm) = 12.15cm$$

- Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4}$$

	$M_u$ (KNm)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{Calcul}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A_{adop}$ ( $cm^2$ )	Choix (ml)	$A_r$ ( $cm^2$ )	choix	$S_t$ (cm)
Travée	33.64	0,129	0,17	0,93	7.69	1,63	9.24	6HA14	2.31	4HA10	25
Appuis	11.87	0,045	0,058	0,98	2.57	1,63	3.39	6HA14	0,84	4HA10	25

Tableau III.5 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage

III.3.1.1.c. Vérification à 'ELS :

- Vérification des contraintes :

$$\frac{1}{2}bY^2 + \eta A'_s(Y - c') - \eta A_s(d - Y) = 0$$

-Position de l'axe neutre :

$$A'_s = 0, \quad A_s = 9.24 \frac{cm^2}{ml} ; \quad \eta = 15$$

$$\frac{1}{2}bY^2 - \eta A_s(d - Y) = 0$$

$$50Y^2 + 138.6Y - 1871.1 = 0$$

$$\Delta = 393379.84 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 627.2$$

$$Y = 4.88cm$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}bY^3 + 15A_s(d - Y)^2$$

$$I = 14172.4cm^4$$

$$M_{ser} = 24.12 \text{ KN.m/ml}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I} = 8.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$8.3 < 15 \dots \dots cv$$

Vérification de l'effort tranchant :

- La contrainte tangentielle : (art A.5.1, 1. BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{30.16 \times 10^3}{10^3 \times 1350} = 0,0223 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations préjudiciable, donc :

(BAEL91 artA.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \right) \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0238 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

III.3.1.1.d. Schéma de ferrailage :

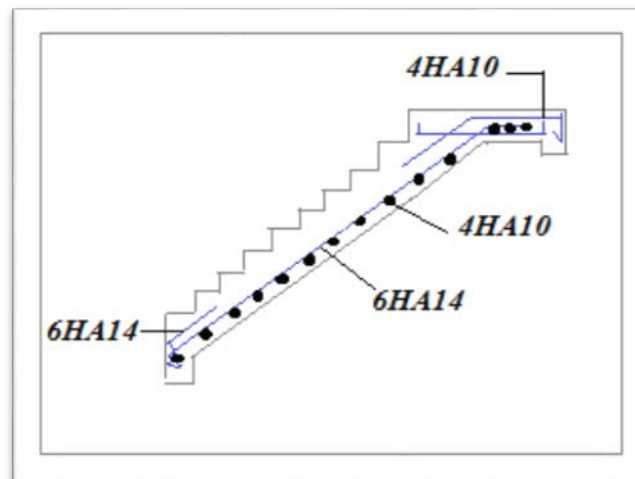


Figure. III.10 : schéma de ferrailage d'escalier RDC type 01du

**III.3.1.2.Poutre palière :**

- pour sous –sol et RDC

**III.3.1.2.1.Evaluations des charges :**

La poutre de palier est places noyée à l’extrémité du palier son rôle consisté à prendre

\*poids propre :  $G_{pp} = 0,45 \times 0,30 \times 25 = 3.38 \text{ KN/ml}$

\*charge ramenée par paillasse (volée) :  $G_v = 6,78 \text{ kn/ml}$

\*charge ramenée Garde-corps :  $G_g = 0,7 \text{ KN /ml}$

\*charge ramenée par palier :  $G_{pa} = 4.87$

$-G_T = 15,73 \text{KN/ml}$

$-Q_T = 2,5 \times 4,9 = 12.25 \text{KN/ml}$

**III.3.1.2.2.Pondérations des charges :**

à-ELU :

$Q_u = 1,35G_T + 1,5Q_T = 39.61 \text{KN/ml}$

à- ELS :

$Q_s = G_T + Q_T = 27.98 \text{KN/ml}$

- calcul des moments : moment statique maximal

à -ELU :

$$M_{u0} = \frac{Q_u L^2}{8} = \frac{39.61 \times 4,9^2}{8} = 118.87 \text{KN.m/ml}$$

à-ELS :

$$M_{s0} = \frac{Q_s L^2}{8} = \frac{27.98 \times 4,9^2}{8} = 83.97 \text{KN.m/ml}$$

- Répartitions des moments :

-Moment en travée :

$M_t = 0,85M_0$

à -ELU :  $M_t = 101.03 \text{KN.m/ml}$

à -ELS :  $M_t = 71.37 \text{KN.m/ml}$

-Moment sur appui :

$$M_\alpha = 0,3M_0$$

à -ELU :  $M_\alpha = 35.66 \text{KN.m/ml}$

à -ELS :  $M_\alpha = 25.19 \text{KN.m/ml}$

- Calcul des efforts tranchants :

$$V_A = -V_B = \frac{qL}{2} = 97.04 \text{KN/ml}$$

### III.3.1.2.3.Ferraillage de la poutre palière :

- En travée :

$$u_u = \frac{M_u}{bd^2 F_{bc}} = \frac{101.03 \times 10^{-5}}{0,3(0,405)^2 14,2} = 0,0014$$

$$u_u = \frac{M_{t,u}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{101.03 \times 10^{-5}}{0,30 \times (0,405)^2 \times 14,2} = 0,0014 \leq \mu_{lim} = 0,395$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_u}) = 0,0018$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 40.45 \text{cm}$$

$$Z = 40.5 \text{cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{t,u}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{101.03 \times 10^3}{40.5 \times 348} = 7.16 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte:  $4HA16 \text{cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{adaptation} = 8.04 \text{cm}^2/\text{ml}$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_s} = \frac{0,23 \times 300 \times 405 \times 2,1}{400} = 146.71 \text{mm}^2 = 1,46 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Donc:  $A_{st} = 8.04 \geq A_{min} = 1,46 \dots \dots \text{cv}$

- Sur appui :

$$u_u = \frac{M_{\alpha,u}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{35.66 \times 10^{-5}}{0,30 \times (0,405)^2 \times 14,2} = 0,0005 \leq \mu_{lim} = 0,395$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_u}) = 0,0006$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 40,48 \text{ cm}$$

$$Z = 40,5 \text{ cm}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{t,u}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{35,66 \times 10^3}{40,5 \times 348} = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte: } 3A12 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{\text{adoption}} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_s} = \frac{0,23 \times 300 \times 405 \times 2,1}{400} = 1,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc: } A_{st} = 3,39 \geq A_{\min} = 1,46 \dots \dots \text{ cv}$$

➤ Vérification à l'ELS :

-En travée :

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A' \cdot C + A \cdot d) = 0 \text{ et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15 \cdot A \cdot y_{ser} - 15(A \cdot d) = 0$$

$$15 y_{ser}^2 + 15 \times 8,04 y_{ser} - 15(40,5 \times 8,04) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 554,61$$

$$y_{ser} = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-120,6 + 554,61}{2 \times 15} = 14,5 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + \eta \cdot A (d - y_{ser})^2 = \frac{30}{3} (14,5)^3 + 15 (8,04)(40,5 - 14,5)^2$$

$$I = 111806,08 \text{ cm}^4$$

➤ Vérification des contraintes :

-Contraintes maximale de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_{ser} \cdot M_{ser}}{I} = \frac{14.5 \times 71.37 \times 10^3}{111806.08} = 9.25 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 9.25 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots cv$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \left( \frac{71.37 \times 10^3}{111806.08} \right) (40.5 - 14.5)$$

$$\sigma_s = 165.96 < \bar{\sigma}_s = 201,6 MPa \dots \dots cv$$

-Sur appuis :

➤ Vérification des contraintes :

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15 \cdot A \cdot y_{ser} - 15(d \cdot A) = 0$$

$$15 y_{ser}^2 + 15 \times 3,39 y_{ser} - 15(40.5 \times 3.39) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 355.18$$

$$y_{ser} = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-50.85 + 355.18}{2 \times 15} = 10.14 cm$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + \eta \cdot A (d - y_{ser})^2 = \frac{30}{3} (10.14)^3 + 15(3,39)(40.5 - 10.14)^2 = 56881.07 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_{ser} \cdot M_{ser}}{I} = \frac{10.14 \times 25.19}{56881.07} = 4.5 MPa$$

➤ Contraintes maximale de traction des aciers :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_s, \max(0,5 f_s, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right] = 201,66 MPa$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \left( \frac{25.19 \times 10^3}{56881.07} \right) (40.5 - 10.14) = 134.45 MPa$$

➤ Vérification de la flèche :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{490} = 0,092 \geq 0,062 \dots \dots cv$$

$$* \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$$

$$\frac{8,04}{30 \times 40,5} \leq \frac{4,2 \times 30 \times 40,5}{400}$$

$$0,0066 \leq 12,75 \dots \dots cv$$

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

$$\frac{45}{490} = 0,092 \geq \frac{71,37}{10 \times 83,97} = 0,0849 \dots \dots cv$$

On résulte que les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.3.1.2.4. Calcul de la poutre palière à la torsion :

$$* \tau_t = \frac{M_{t,max}}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

$\Omega$  : L'air du contour tracé à mi-épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$\text{avec: } e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5)(45 - 5) = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\text{—Le couple de torsion est: } C = V_u \times 0,1 = 90,04 \times 0,1 = 9,004 \text{ KN}$$

$$\text{—Le moment de torsion est: } M_t = C \frac{L}{2} \Rightarrow M_t = 9,004 \frac{4,9}{2} = 22,05 \text{ KN.m}$$

$$\tau_t = \frac{22,05}{2 \times 1000 \times 10^{-4} \times 0,30} = 367,66 \text{ KN/m}^2 = 0,367 \text{ MPa}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b d}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{39,61 \times 4,9}{2} = 97,04 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{97,04 \times 10^3}{300 \times 405} = 0,79 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 \leq \overline{\tau_u}^2$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 = (0,79)^2 + (0,367)^2 = 0,758MPa$$

$$0,758MPa \leq 6,25MPa \dots \dots cv$$

➤ Armatures longitudinales :

$$A_t = \frac{U \times M_t}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} = \frac{U \times \tau_t}{\sigma_s}$$

$$\text{Périmètre: } U = 2[(b - e) + (h - e)] = 130cm$$

$$A_t = \frac{130 \times 22.05 \times 10^5}{2 \times 1000 \times 348} = 4.11cm^2/ml$$

$$\text{On adopte: } \frac{3HA16cm^2}{ml} \Rightarrow A_{\text{adoption}} = 6.03cm^2/ml$$

Tenant compte des aciers de flexion:  $A_T = A_t + A_s$

$$A_t = 8,03 + 6,03 = 14,06cm^2/ml$$

➤ Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} = \frac{22.05 \times 10^3}{2 \times 1000 \times 348} = 0,032$$

Tenant compte des aciers de l'effort tranchant :

$$\frac{A_t}{S_t} = \left[ \frac{A_t}{S_t} \right]_v + \left[ \frac{A_t}{S_t} \right]_t = \left[ \frac{6,03}{15} \right] + [0,032] = 0,434$$

$A_t$  : Section d'armature transversale.

$S_t$  : Le diamètre d'armature.

On adopte un espacement de **15cm**

Donc : on prend **3 HA 8** avec :  $A_t = 1,51 cm^2$

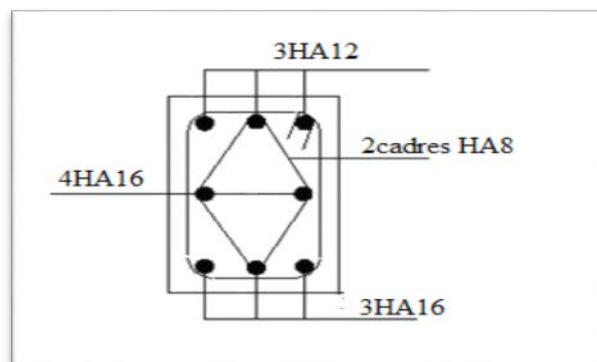


Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

- Volée 02 :

### III.3.1.3.a. calcul des sollicitations :

-Poids propre :

$$G = 0,15 \times 2,52 \times 25 + \frac{3(0,3 \times 0,17)}{2} \times 2,52 \times 25 = 14,26 \text{ KN/ml}$$

-Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2,5 \text{ KN/ml}$$

- Combinaison des charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 23,01 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 16,76 \text{ KN/ml}$$

- Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} \Rightarrow M_u = \frac{23,01 \times 1^2}{8} = 2,88 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} \Rightarrow M_s = \frac{16,76 \times 1^2}{8} = 2,09 \text{ KN.m/ml}$$

### III.3.1.3.b. Calcul du ferrailage à l'ELU :

$$u_u = \frac{M_u}{bd^2 F_{bc}} = \frac{2,88 \times 10^3}{10^2 (13,5)^2 14,2} = 0,0096$$

$$u_u = < 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_u}) = 0,0125$$

$$\Rightarrow \beta_u = 1 - 0,4\alpha_u = 0,995$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{2,88 \times 10^3}{0,995 \times 13,5 \times 348} = 0,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte :  $A_s = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Soite:  $S_t = 25 \text{ cm}$

-l'espacement :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots cv$$

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte : } A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23bdF_{t28}}{F_g}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 10^2 \times 13.5 \times 2,1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### III.3.1.3.c. Vérification à l'ELS :

Le calcul se fait selon les règles de CBA 93 et BAEL91 la fissuration est considérée comme préjudiciable.

- Vérification des contraintes :

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta A(d - y) = 0$$

$$\frac{100}{2}y^2 - 15 \times 3,14(13.5 - y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0$$

$$\Delta = 129388.41 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 359.70 \text{ danc: } y = 3.13 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta \cdot A (d - y)^2 = \frac{100}{3}3.13^3 + 15 (3,14)(13.5 - 3.13)^2$$

$$I = 6087.03 \text{ cm}^4$$

-Les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{yM_{ser}}{I} = \frac{3.13 \times 2.09 \times 10^3}{6087.03} = 1.07MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1.07MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots cv$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \left( \frac{2.09 \times 10^3}{6087.03} \right) (13.5 - 3.13)$$

$$\sigma_s = 53.41 < \bar{\sigma}_s = 201,6MPa \dots \dots cv$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{ \frac{0,15F_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b d}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{23.01 \times 4.9}{2} = 56.37KN/ml$$

$$\tau_u = \frac{56.37 \times 10^3}{10^3 \times 135}$$

$$\tau_u = 0,41 Mpa \leq \bar{\tau}_u = 2,5 Mpa \dots \dots cv$$

III.3.1.3.d. Schéma de ferrailage :

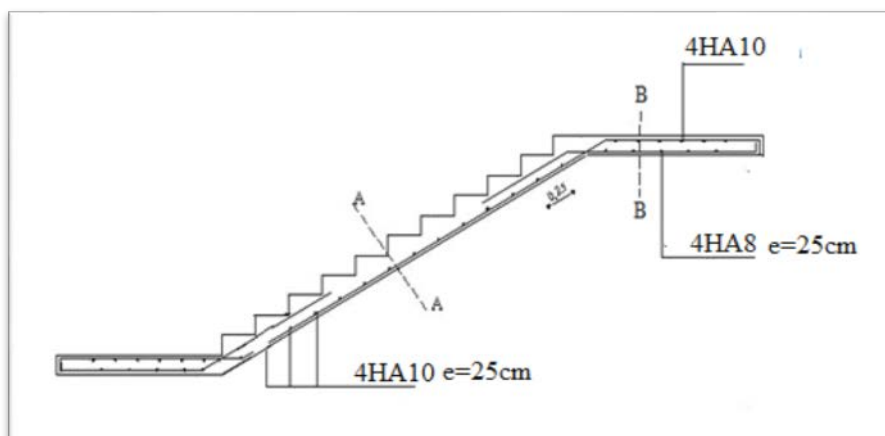


Figure. III.12 : schéma de ferrailage d'escalier type 01 du volée 02

- pour autres etages

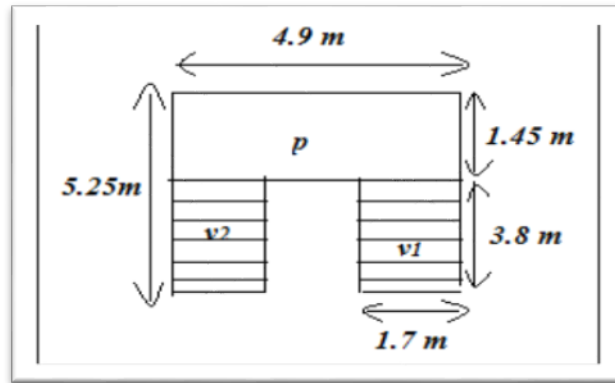


Figure III.13 : Schéma de l'escalier

-Volée 01 :

- Schéma statique :

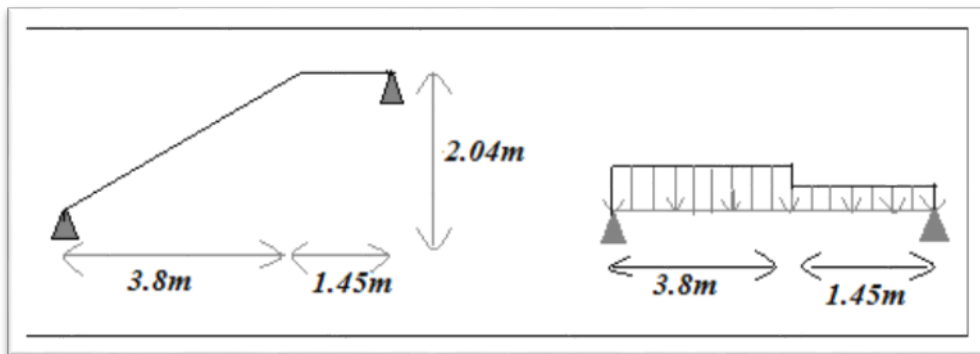


Figure III.14 : Schéma statique de volée 01- type01-l'autre étage

III.3.1.4.calcul des sollicitations :

III.3.1.4.a. Combinaison des charges :

	$G$ (KN/ml)	$Q$ (KN/ml)	$q_u = 1,35G + 1,5Q$	$q_s = G + Q$
<b>Paillasse</b>	6,43	2,50	12,43	8,93
<b>Palier</b>	4,87	2,50	10,32	7,37

Tableau III.6 : Les différentes descentes des charges

- La charge équivalente :

$$q_{\text{éq}} = \frac{(q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2)}{(L_1 + L_2)}$$

$q_1$  : la charge du paillasse

$q_2$  : la charge du palier

à -L'ELU:

$$q_{\text{éq}_{\text{ELU}}} = \frac{(12,43 \times 3,8 + 10,32 \times 1,45)}{(3,8 + 1,45)} = 11,64 \text{KN/ml}$$

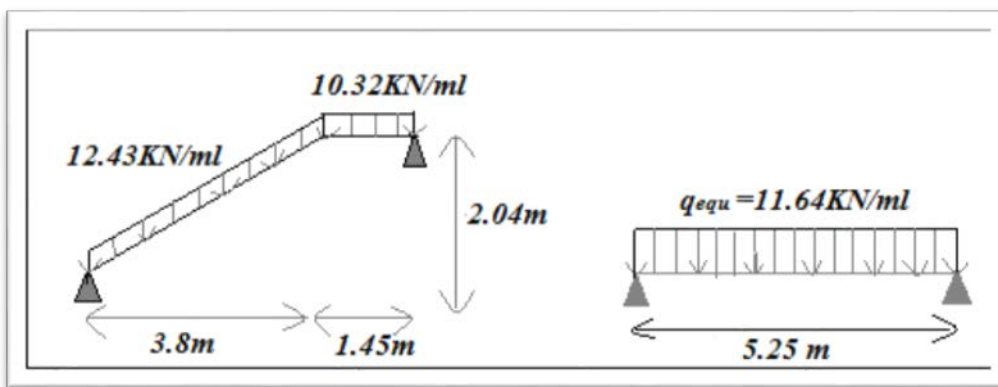


Figure III.15 : Schéma statique des charges équivalentes à ELU- type 01-

à -L'ELS :

$$q_{\text{éq}_{\text{SEL}}} = \frac{(8,93 \times 3,8 + 7,37 \times 1,45)}{(3,8 + 1,45)} = 8,35 \text{KN/ml}$$

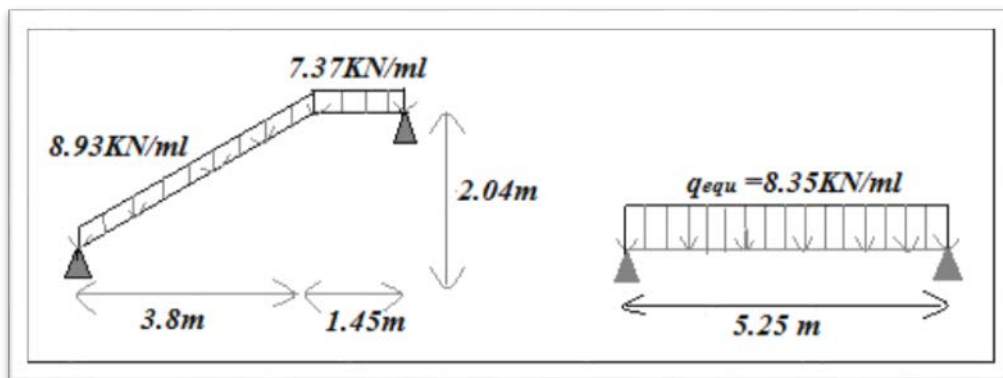


Figure III.16 : Schéma statique des charges équivalentes à ELS- type 01-

• **Calcul des Moments :**

Calcul des moments isostatiques : on prend une bande de 1m.

à -L'ELU :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{11,64 \times 5.25^2}{8} = 40.10 \text{KN.m/ml}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{11,64 \times 5.25}{2} = 30.55 \text{KN/ml}$$

à -L'ELS :

$$M_0 = \frac{q_{SER} \cdot L^2}{8} = \frac{8,35 \times 5.25^2}{8} = 28.76 \text{KN.m/ml}$$

**Calcul des Moments fléchissant :**

-Sur appuis :

à - L'ELU :

$$M_{\alpha_u} = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 40.10 = 12.03 \text{KN.m/ml}$$

à -L'ELS :

$$M_{\alpha_{SER}} = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 28.76 = 8.63 \text{KN.m/ml}$$

-En travée :

à -L'ELU :

$$M_{t_u} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 40.10 = 34.08 \text{KN.m/ml}$$

à -L'ELS :

$$M_{t_{SER}} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 28.76 = 24.45 \text{KN.m/ml}$$

	$M_0$ (KNm)	$M_t$ (KNm)	$M_\alpha$ (KNm)	$V_u$ (KNm)
E.L.U	40.10	34.08	12.03	30.55
E.L.S	28.76	24.45	8.63	/

Tableau III.7 : Calcul des sollicitations

III.3.1.4.b. Calcul du ferrailage : Le calcul se fait à la flexion simple.

à -l'ELU :

	$M_u$ (KNm)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{calcul}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix (ml)	$A_r$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$S_t$ (cm)
Travée	34.08	0,132	0,180	0,929	7.80	1,63	9.24	4HA16	2.01	4HA10	25
Appuis	12.03	0,046	0,059	0,976	2.62	1,63	3.93	4HA16	0,84	4HA10	25

Tableau III.8 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage

III.3.1.4.c. Vérification à 'ELS :

- Vérification des contraintes :

$$\frac{1}{2}bY^2 + \eta A'_s(Y - c') - \eta A_s(d - Y) = 0$$

-Position de l'axe neutre :

$$A'_s = 0, \quad A_s = 9.24 \frac{cm^2}{ml} ; \quad \eta = 15$$

$$\frac{1}{2}bY^2 - \eta A_s(d - Y) = 0$$

$$50Y^2 + 138.6Y - 1871.1 = 0$$

$$\Delta = 393429.96 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 627.23$$

$$Y = 4.88cm$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}bY^3 + 15A_s(d - Y)^2$$

$$I = 14172.4 cm^4$$

$$M_{ser} = 24.25KN.m/ml$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}Y}{I} = 8.35 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 MPa$$

$$8.35 < 15 \dots \dots cv$$

- Vérification de l'effort tranchant :

- La contrainte tangentielle : (art A.5.1, 1. BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{30.55 \times 10^3}{10^3 \times 1350} = 0,0226 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations préjudiciable, donc :

(BAEL91 artA.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \right) \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0226 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \text{cv}$$

III.3.1.4.d. Schéma de ferrailage :

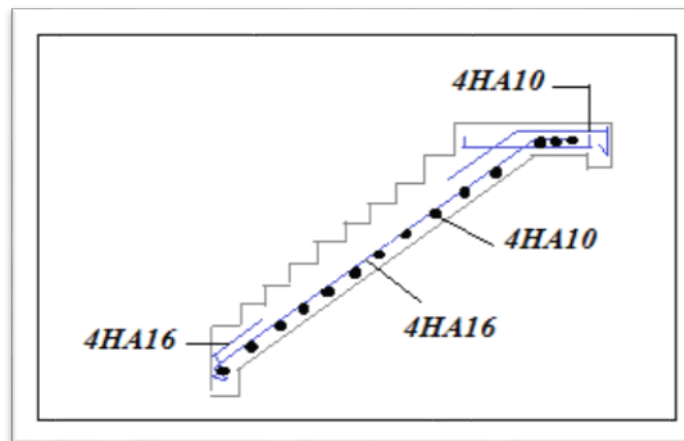


Figure. III.17 : schéma de ferrailage d'escalier l'autres étages type 01 du volée 01

III.3.1.5. Poutre palière :

- pour l'autre étage

III.3.1.5.1. Evaluations des charges :

La poutre de palier est placée noyée à l'extrémité du palier son rôle consiste à prendre

\*poids propre :  $G_{pp} = 0,45 \times 0,30 \times 25 = 3.38 \text{ KN/ml}$

\*charge ramenée par paillasse (volée) :  $G_v = 6,43 \text{ kn/ml}$

\*charge ramenée Garde-corps :  $G_g = 0,7 \text{ KN /ml}$

\*charge ramenée par palier :  $G_{pa} = 4.87$

$$-G_T = 15,38 \text{ KN/ml}$$

$$-Q_T = 2,5 \times 4.9 = 12.25 \text{ KN/ml}$$

**III.3.1.5.2.Pondérations des charges :**

à-ELU :

$$Q_u = 1,35G_T + 1,5Q_T = 39.14 \text{ KN/ml}$$

à- ELS :

$$Q_s = G_T + Q_T = 27.63 \text{ KN/ml}$$

- **calcul des moments** : moment statique maximal

à -ELU :

$$M_{u0} = \frac{Q_u L^2}{8} = \frac{39.14 \times 4.9^2}{8} = 117.46 \text{ KN.m/ml}$$

à-ELS :

$$M_{s0} = \frac{Q_s L^2}{8} = \frac{27.63 \times 4.9^2}{8} = 82.92 \text{ KN.m/ml}$$

- **Répartitions des moments** :

-Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_0$$

$$\text{à -ELU : } M_t = 99.84 \text{ KN.m/ml}$$

$$\text{à -ELS : } M_t = 70.48 \text{ KN.m/ml}$$

-Moment sur appui :

$$M_a = 0,3M_0$$

$$\text{à -ELU : } M_a = 35.24 \text{ KN.m/ml}$$

$$\text{à -ELS : } M_a = 24.87 \text{ KN.m/ml}$$

- Calcul des efforts tranchants :

$$V_A = -V_B = \frac{qL}{2} = 191.7KN/ml$$

III.3.1.5.3.Ferraillage de la poutre palière :

- En travée :

$$u_x = \frac{M_x}{bd^2F_{bc}} = \frac{99.84 \times 10^{-5}}{0,3(0,405)^2 \times 14,2} = 0,0014$$

$$u_x = 0,0014 \leq \mu_{lim} = 0,395$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_x}) = 0,0017$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 40.47cm$$

$$Z = 40.5cm$$

$$A_{st} = \frac{M_{t,x}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{99.84 \times 10^3}{40.5 \times 348} = 7.08cm^2/ml$$

On adopte:  $4HA16cm^2/ml \Rightarrow A_{adoption} = 8.04cm^2/ml$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0,23bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 300 \times 405 \times 2,1}{400} = 146.71mm^2 = 1,46cm^2/ml$$

Donc:  $A_{st} = 9.24 \geq A_{min} = 1,46 \dots \dots cv$

- Sur appui :

$$u_x = \frac{M_{a,x}}{bd^2f_{bc}} = \frac{35.24 \times 10^{-5}}{0,30 \times (0,405)^2 \times 14,2} = 0,0005 \leq \mu_{lim} = 0,395$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_x}) = 0,0006$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 40.49cm$$

$$Z = 40.5cm$$

$$A_{sa} = \frac{M_{t,x}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{35.24 \times 10^3}{40.5 \times 348} = 2.5 cm^2/ml$$

On adopte:  $3HA12cm^2/ml \Rightarrow A_{adoption} = 3,39cm^2/ml$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 300 \times 405 \times 2,1}{400} = 1,46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc:  $A_{st} = 3,39 \geq A_{min} = 1,46 \dots \dots cv$

➤ Vérification à l'ELS :

-En travée :

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'.C + A.d) = 0 \text{ et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15.A.y_{ser} - 15(d.A) = 0$$

$$15y_{ser}^2 + 15 \times 9.24y_{ser} - 15(40.5 \times 9.24) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 596.66$$

$$y_{ser} = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-138.6 + 596.66}{2 \times 15} = 15.26 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + \eta . A (d - y_{ser})^2 = \frac{30}{3} (15.26)^3 + 15 (9.24)(40.5 - 15.26)^2$$

$$I = 123831.77 \text{ cm}^4$$

➤ Vérification des contraintes :

-Contraintes maximale de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_{ser} \cdot M_{ser}}{I} = \frac{15.26 \times 70.48 \times 10^3}{123831.77} = 8.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \left( \frac{70.48 \times 10^3}{123831.77} \right) (40.5 - 15.26)$$

$$\sigma_s = 143.65 < \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

-Sur appuis :

➤ Vérification des contraintes :

$$\frac{b}{2}y_{ser}^2 + 15.A.y_{ser} - 15(d.A) = 0$$

$$15y_{ser}^2 + 15 \times 3,39y_{ser} - 15(40,5 \times 3,39) = 0$$

$$\sqrt{\Delta}=355.18$$

$$y_{ser} = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-50,85 + 355,18}{2 \times 15} = 10,14cm$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y_{ser}^3 + \eta . A (d - y_{ser})^2 = \frac{30}{3}(10,14)^3 + 15 (3,39)(40,5 - 10,14)^2 = 56881,07cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_{ser} \cdot M_{ser}}{I} = \frac{10,14 \times 24,87}{56881,07} = 4,43MPa$$

➤ Contraintes maximale de traction des aciers :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_s, \max(0,5f_s, 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right] = 201,66MPa$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \left( \frac{24,87 \times 10^3}{56881,07} \right) (40,5 - 10,14) = 132,74MPa$$

➤ Vérification de la flèche :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{490} = 0,092 \geq 0,062 \dots \dots cv$$

$$* \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_s}$$

$$\frac{6,03}{30 \times 40,5} \leq \frac{4,2 \times 30 \times 40,5}{400}$$

$$0,0049 \leq 12,75 \dots \dots cv$$

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

$$\frac{45}{490} = 0,092 \geq \frac{70,48}{10 \times 82,92} = 0,084 \dots \dots cv$$

On résulte que les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.3.1.5.4. Calcul de la poutre palière à la torsion :**

$$* \tau_t = \frac{M_{t,max}}{2. \Omega. b_0}$$

$\Omega$  : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$\text{avec: } e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

$$\Omega = (30 - 5)(45 - 5) = 1000\text{cm}^2$$

$$\text{--Le couple de torsion est: } C = V_u \times 0,1 = 95,85 \times 0,1 = 9,585\text{KN}$$

$$\text{--Le moment de torsion est: } M_t = C \frac{L}{2} \Rightarrow M_t = 9,585 \frac{4,9}{2} = 23,48\text{KN.m}$$

$$\tau_t = \frac{23,48}{2 \times 1000 \times 10^{-4} \times 0,30} = 391,38\text{KN/m}^2 = 0,3913\text{MPa}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b d}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{39,14 \times 4,9}{2} = 95,85\text{KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{95,85 \times 10^3}{300 \times 405} = 0,78\text{MPa}$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 \leq \bar{\tau}_u^2$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 = (0,78)^2 + (0,39)^2 = 0,774\text{MPa}$$

$$0,774\text{MPa} \leq 6,25\text{MPa} \dots \dots cv$$

➤ Armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{U \times M_t}{2. \Omega. \sigma_s} = \frac{U \times \tau_t}{\sigma_s}$$

$$\text{Périmètre: } U = 2[(b - e) + (h - e)] = 130\text{cm}$$

$$A_t = \frac{130 \times 24.48 \times 10^5}{2 \times 1000 \times 348} = 4.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte:  $\frac{3\text{HA}16 \text{ cm}^2}{\text{ml}} \Rightarrow A_{\text{adoption}} = 6.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Tenant compte des aciers de flexion:  $A_T = A_t + A_s$

$$A_t = 8.04 + 6.03 = 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} = \frac{24.48 \times 10^3}{2 \times 1000 \times 348} = 0,035$$

Tenant compte des aciers de l'effort tranchant :

$$\frac{A_t}{S_t} = \left[ \frac{A_t}{S_t} \right]_v + \left[ \frac{A_t}{S_t} \right]_t = \left[ \frac{9.24}{15} \right] + [0,035] = 0,651$$

$A_t$  : Section d'armature transversale.

$S_t$  : Le diamètre d'armature.

On adopte un espacement de **15cm**

Donc : on prend **4 HA 8** avec :  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

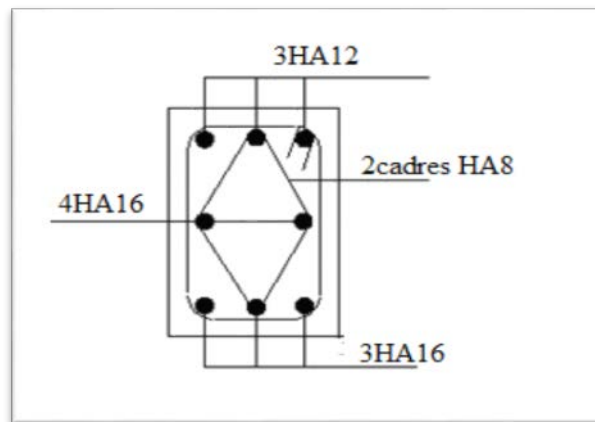


Figure III.18 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

Volée 02 :

III.3.1.6.calcul des sollicitations :

III.3.1.6.a. Combinaison des charges :

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	$q_u = 1,35G + 1,5Q$	$q_s = G + Q$
Paillasse	6,43	2,50	12,43	8,93
Palier	4,87	2,50	10,32	7,37

Tableau III.9 : Les différentes descentes des charges

• La charge équivalente :

$$q_{\text{éq}} = \frac{(q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2)}{(L_1 + L_2)}$$

$q_1$ : la charge du paillasse

$q_2$ : la charge du palier

à -L'ELU:

$$q_{\text{éq}_u} = \frac{(12,43 \times 3,8 + 10,32 \times 1,45)}{(3,8 + 1,45)} = 11,64 \text{KN/ml}$$

à -L'ELS :

$$q_{\text{éq}_{s\text{er}}} = \frac{(8,93 \times 3,8 + 7,37 \times 1,45)}{(3,8 + 1,45)} = 8,35 \text{KN/ml}$$

• Calcul des Moments :

Calcul des moments isostatiques : on prend une bande de 1m.

à -L'ELU :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{11,64 \times 5,25^2}{8} = 40,10 \text{KN.m/ml}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{11,64 \times 5,25}{2} = 30,55 \text{KN/ml}$$

à -L'ELS :

$$M_0 = \frac{q_{s\text{er}} \cdot L^2}{8} = \frac{8,35 \times 5,25^2}{8} = 28,76 \text{KN.m/ml}$$

- Calcul des Moments fléchissant :

-Sur appuis :

à - L'ELU :

$$M_{a_{uL}} = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 40.10 = 12.03KN.m/ml$$

à -L'ELS :

$$M_{a_{sER}} = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 28.76 = 8.63KN.m/ml$$

-En travée :

à -L'ELU :

$$M_{t_{uL}} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 40.10 = 34.08KN.m/ml$$

à -L'ELS :

$$M_{t_{sER}} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 28.76 = 24.45KN.m/ml$$

	$M_0(KNm)$	$M_t(KNm)$	$M_a(KNm)$	$V_u(KNm)$
E.L.U	40.10	34.08	12.03	30.55
E.L.S	28.76	24.45	8.63	/

Tableau III.10 : Calcul des sollicitations

III.3.1.6.b. Calcul du ferrailage : Le calcul se fait à la flexion simple.

à -l'ELU :

	$M_u$ (KNm)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{calcul}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix (ml)	$A_r$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$S_t$ (cm)
Travée	34.08	0,132	0,180	0,929	7.80	1,63	9.24	4HA16	2.01	4HA10	25
Appuis	12.03	0,046	0,059	0,976	2.62	1,63	3.93	4HA16	0,84	4HA10	25

Tableau III.11 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage

III.3.1.6.c. Vérification à 'ELS :

- Vérification des contraintes :

$$\frac{1}{2}bY^2 + \eta A'_s(Y - c') - \eta A_s(d - Y) = 0$$

-Position de l'axe neutre :

$$A'_s = 0, \quad A_s = 9.24 \frac{cm^2}{ml} ; \quad \eta = 15$$

$$\frac{1}{2}bY^2 - \eta A_s(d - Y) = 0$$

$$50Y^2 + 138.6Y - 1871.1 = 0$$

$$\Delta = 393429.96 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 627.23$$

$$Y = 4.88cm$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}bY^3 + 15A_s(d - Y)^2$$

$$I = 14172.4 cm^4$$

$$M_{ser} = 24.25KN.m/ml$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}Y}{I} = 8.35 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 MPa$$

$$8.35 < 15 \dots \dots cv$$

- Vérification de l'effort tranchant :

- La contrainte tangentielle : (art A.5.1, 1. BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{30.55 \times 10^3}{10^3 \times 1350} = 0,0226 MPa$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations préjudiciable, donc :

(BAEL91 artA.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) MPa$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \right) MPa$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 MPa$$

$$\tau_u = 0,0226 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \dots \dots cv$$

III.3.1.6.d. Schéma de ferrailage :

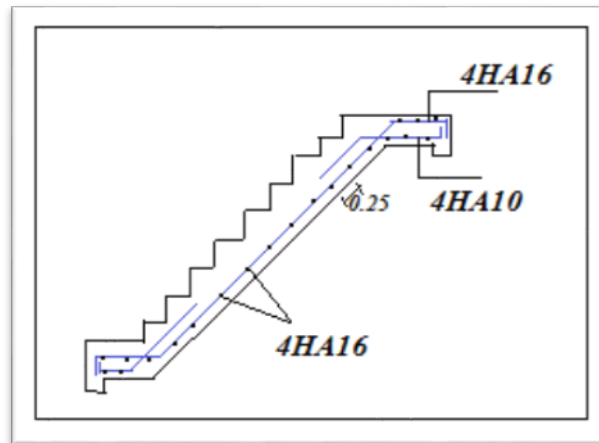


Figure. III.19 : schéma de ferrailage d'escalier l'autres étages type 01 du volée 01

➤ Type 02 et 04

- Pour RDC

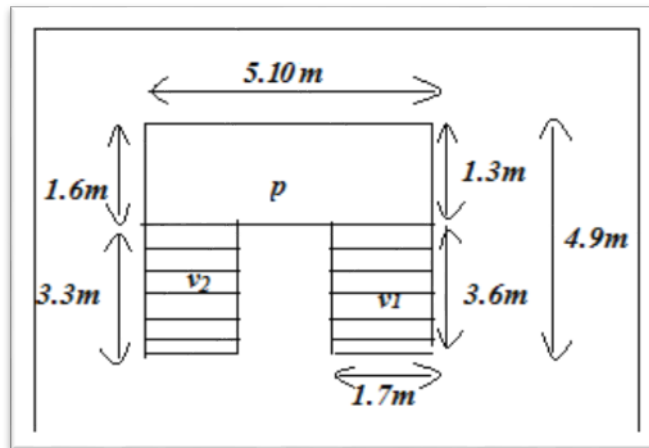


Figure III.20 : vue en plan et coupes d'escalier type 02 et 04

-Volée 01 :

➤ Schéma statique :

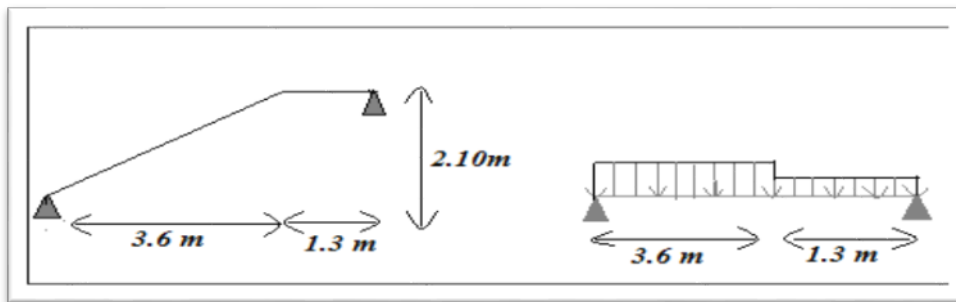


Figure III.21 : Schéma statique de volée 01 type 02 et 04

III.3.2.1.calcul des sollicitations :

III.3.2.1.a. Combinaison des charges :

	$G(KN/ml)$	$Q(KN)$	$q_u = 1,35G + 1,5Q$	$q_{ser} = G + Q$
<b>Paillasse</b>	6,74	2,50	12,86	9,24
<b>Palier</b>	4,87	2,50	10,32	7,37

Tableau III.12 : Les différentes descentes des charges

➤ La charge équivalente :

$$q_{\text{éq}} = \frac{(q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2)}{(L_1 + L_2)}$$

$q_1$ : la charge du paillasse

$q_2$ : la charge du palier

à -L'ELU :

$$q_{\text{éq}_u} = \frac{(12,86 \times 3,6 + 10,32 \times 1,3)}{(3,6 + 1,3)}$$

$$q_{\text{éq}_u} = 12,18KN/ml$$

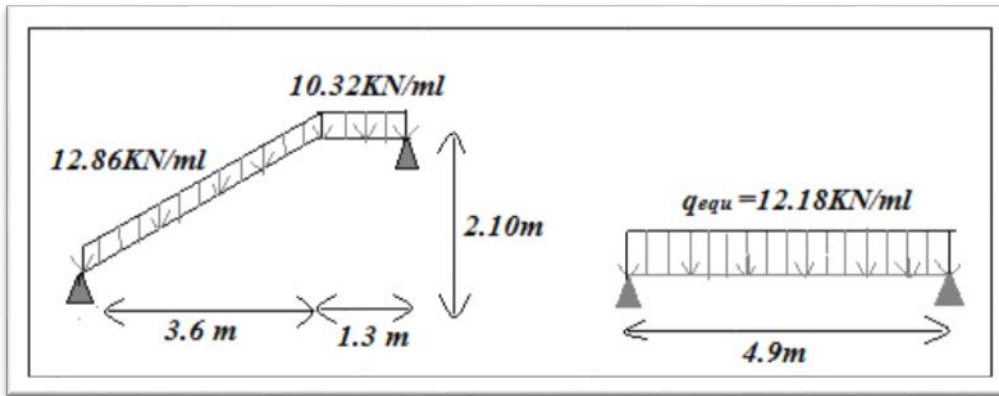


Figure III.22 : Schéma statique des charges équivalentes à ELU de type02 et 04

à -L'ELS :

$$q_{\text{éq,ser}} = \frac{(9,24 \times 3,6 + 7,37 \times 1,3)}{(3,6 + 1,3)} = 8,74 \text{ KN/ml}$$

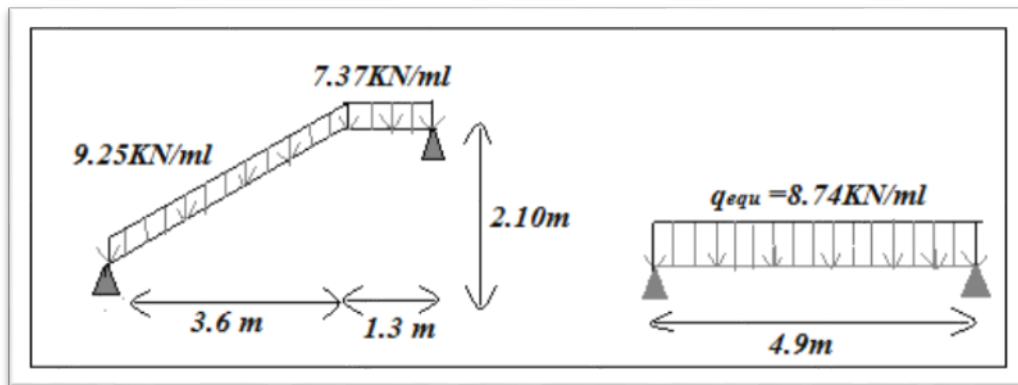


Figure III.23 : Schéma statique des charges équivalentes à ELS de type02 et 04

➤ Calcul des Moments :

Calcul des moments isostatiques : on prend une bande de 1m.

à -L'ELU:

$$M_0 = \frac{q_{\text{uk}} \cdot L^2}{8} = \frac{12,18 \times 4,9^2}{8} = 36,55 \text{ KN.m/ml}$$

$$V_{\text{uk}} = \frac{q_{\text{uk}} \cdot L}{2} = \frac{12,18 \times 4,9}{2} = 29,84 \text{ KN/ml}$$

à -L'ELS :

$$M_0 = \frac{q_{\text{ser}} \cdot L^2}{8} = \frac{8,74 \times 4,9^2}{8} = 26,23 \text{ KN.m/ml}$$

Calcul des Moments fléchissant :

-Sur appuis :

à -L'ELU :

$$M_{\alpha_{uL}} = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 36.55 = 10.96 \text{ kn. m/ml}$$

à -L'ELS :

$$M_{\alpha_{SER}} = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 26.23 = 7.87 \text{ kn. m/ml}$$

-En travée :

à -L'ELU :

$$M_{t_u} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 36.55 = 31.07 \text{ kn. m/ml}$$

à - L'ELS :

$$M_{t_{SER}} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 26.23 = 22.30 \text{ kn. m/ml}$$

	$M_0$ (KNm)	$M_t$ (KNm)	$M_\alpha$ (KNm)	$V_u$ (KNm)
E.L.U	36.55	31.07	10.96	29.84
E.L.S	26.23	22.30	7.87	/

Tableau III.13 : Calcul des sollicitations

III.3.2.1.b. Calcul du ferrailage : Le calcul se fait à la flexion simple.

à- l'ELU :

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{min} = (0,23 \text{ bd } f_{t28}) / f_e \quad , \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

- Vérification de l'espacement des barres :

$$S_t = \min(0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = \min(0,9 \times 13.5; 40 \text{ cm}) = 12.15 \text{ cm}$$

➤ Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4}$$

	$M_u$ (KNm)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{Calcul}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix (ml)	$A_r$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$S_t$ (cm)
Travée	31.07	0,120	0,160	0,94	7.03	1,63	9.24	6HA14	2.31	4HA10	25
Appuis	10.96	0,042	0,054	0,98	2,38	1,63	3,39	6HA14	0,84	4HA10	25

Tableau III.14 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrillage

III.3.2.1.c. Vérification à 'ELS :

➤ Vérification des contraintes :

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}bY^2 + \eta A'_s(Y - c') - \eta A_s(d - Y) = 0$$

$$A'_s = 0, A_s = 9.24 \frac{cm^2}{ml} ; \quad \eta = 15$$

$$\frac{1}{2}bY^2 - \eta A_s(d - Y) = 0$$

$$50bY^2 - 15 \times 9.24(13.5 - Y) = 0$$

$$\Delta = 393379.84 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 627.2$$

$$y = 4.88cm$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}bY^3 + 15A_s(d - Y)^2$$

$$I = 14172.4cm^4$$

$$M_{ser} = 22.30 KN.m/ml$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}Y}{I} = 7.67 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 MPa$$

7.67 < 15 ... .. cv

➤ Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangentielle : (art A.5.1, 1. BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{29.84 \times 10^3}{10^3 \times 1350} = 0,0221 MPa$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations préjudiciable, donc : (art A.5.1, 211, BAEL91)

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) MPa$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \right) MPa$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 MPa$$

$$\tau_u = 0,0221 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \dots \dots cv$$

III.3.2.1.d. Schéma de ferrailage

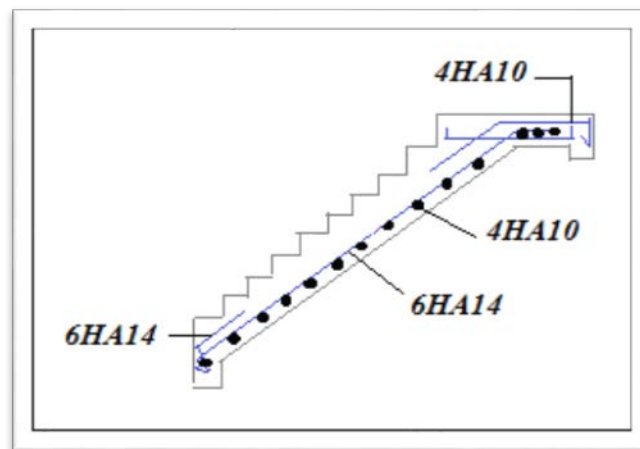


Figure. III.24 : schéma de ferrailage d'escalier RDC type 02 et 04 du volée 01

III.3.2.2.Poutre palière :

- Type2 et 4

III.3.2.2.1.Evaluations des charges :

La poutre de palier est placée noyée à l'extrémité du palier son rôle consisté à prendre

\*poids propre :  $G_{pp} = 0,45 \times 0,30 \times 25 = 3.38 KN/ml$

\*charge ramenée par paillasse (volée) :  $G_v = 6,74 \text{ kn/ml}$

\*charge ramenée Garde-corps :  $G_g = 0,7 \text{ KN /ml}$

\*charge de mur extérieur :  $G_m = 2,76/2 = 1,38 \text{KN/ml}$

$$-G_T = 12.2 \text{KN/ml}$$

$$-Q_T = 2,5 \times 5.1 = 12.75 \text{KN/ml}$$

➤ **Pondérations des charges :**

-à -ELU :

$$Q_u = 1,35G_T + 1,5Q_T = 35.60 \text{KN/ml}$$

-à -ELS :

$$Q_s = G_T + Q_T = 24.95 \text{ KN/ml}$$

**-calcul des moments :** moment statique maximal

-à -ELU :

$$M_{u0} = \frac{Q_u L^2}{8} = \frac{35.60 \times 5.1^2}{8} = 115.74 \text{KN.m/ml}$$

-à -ELS :

$$M_{s0} = \frac{Q_s L^2}{8} = \frac{24.95 \times 5.1^2}{8} = 81.12 \text{KN.m/ml}$$

**-Répartitions des moments :**

-Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_0$$

à -ELU :

$$M_{tu} = 98.38 \text{KN.m/ml}$$

à -ELS :

$$M_{teser} = 68.95 \text{KN.m/ml}$$

-Moment sur appui :

$$M_a = 0,3M_0$$

à -ELU

$$M_{\text{au}} = 34.72 \text{KN.m/ml}$$

à -ELS

$$M_{\text{asser}} = 24.33 \text{KN.m/ml}$$

➤ Calcul des efforts tranchants :

$$V_A = -V_B = \frac{qL}{2} = 90.78 \text{KN/ml}$$

III.3.2.2.2.Ferraillage de la poutre palière :

➤ En travée :

$$u_x = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{98.38 \times 10^{-5}}{0,3(0,405)^2 14,2} = 0,0014$$

$$u_x = 0,0014 < 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_x}) = 0,0018$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 40.5 \text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{98.38 \times 10^3}{405 \times 348} = 6.9 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte : } A_s = \frac{4HA16}{\text{ml}} = 8.04 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\text{au}} \geq A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = (0,23 bd f_{t28}) / f_e \quad , \quad f_{t28} = 2,1 \text{Mpa}$$

$$A_{\text{min}} = (0,23 \times 30 \times 40.5 \times 2,1) / 400 = 1,46 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$8.04 > 1,30 \dots \dots \text{cv}$$

➤ Sur appui :

$$u_x = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{34.72 \times 10^{-5}}{0,3(0,405)^2 14,2} = 0,00049$$

$$u_x = 0,00049 < 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_x}) = 0,00063$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 40.5 \text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{34.72 \times 10^3}{40.5 \times 348} = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte :  $A_s = 3HA12/\text{ml} = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{au} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = (0,23 \text{ bd } f_{t28}) / f_e \quad , \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = (0,23 \times 30 \times 40.5 \times 2,1) / 400 = 1,46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$3,39 > 1,30 \dots \dots cv$$

### III.3.2.2.3. Vérification à l'ELS :

a) En travée :

➤ Vérification des contraintes :

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 - \eta A (d - y) = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 9.24 (40.5 - y) = 0$$

$$15y^2 + 138.6y - 5613.3 = 0$$

$$\Delta = 356007.96 \Rightarrow$$

$$\sqrt{\Delta} = 596.66 \text{ danc: } y = 15.26 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \cdot A (d - y)^2 = \frac{30}{3} 15.26^3 + 15 (9.24) (40.5 - 15.26)^2$$

$$I = 123831.77$$

➤ Vérification des contraintes :

-Contrainte maximale de compression de béton :

$$I = 123831.77 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 68.95 \text{ KN.m/ml}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I} = 8.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$8,5 < 15 \dots \dots cv$$

-Contrainte maximale de traction des aciers :

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \left( \frac{68,95 \times 10^3}{123831,77} \right) (40,5 - 15,26)$$

$$\sigma_s = 140,54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

-sur appui :

➤ Vérification des contraintes :

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 - \eta A (d - y) = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 3,39 (40,5 - y) = 0$$

$$15y^2 + 50,85y - 205,94 = 0$$

$$\Delta = 14942,27 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 122,23 \text{ donc: } y = 2,37 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \cdot A (d - y)^2 = \frac{30}{3} 2,37^3 + 15 (3,39) (40,5 - 2,37)^2$$

$$I = 74063,77 \text{ cm}^4$$

➤ Vérification des contraintes :

-Contraintes maximale de compression de béton :

$$I = 74063,77 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 24,33 \text{ KN.m/ml}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I} = 0,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$0,78 < 15 \dots \dots cv$$

-Contraintes maximale de traction des aciers :

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \left( \frac{24.33 \times 10^3}{74063.77} \right) (40.5 - 2.37)$$

$$\sigma_s = 125.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

➤ Vérification de la flèche :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{510} = 0,088 > 0,062 \dots \dots cv;$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2bd}{f_e} \Rightarrow 0,0076 < 12,76 \dots \dots cv;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{45}{510} = 0,088 > 0,085 \dots \dots cv.$$

On résulte que les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Calcul de la poutre palière à la torsion :

$$* \tau_t = \frac{M_{t,max}}{2. \Omega. b_0}$$

$\Omega$  : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$\text{avec: } e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5)(45 - 5) = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\text{—Le couple de torsion est: } C = V_u \times 0,1 = 90.78 \times 0,1 = 9.078 \text{ KN}$$

$$\text{—Le moment de torsion est: } M_t = C \frac{L}{2} \Rightarrow M_t = 9.078 \frac{5.1}{2} = 23.15 \text{ KN.m}$$

$$\tau_t = \frac{23.15}{2 \times 1000 \times 10^{-4} \times 0,30} = 0,386 \text{ MPa}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{90.78 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,405} \Rightarrow \tau_u = 0,74 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 = (0,74)^2 + (0,386)^2 = 0,70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = (2,5)^2 = 6,25$$

-Armatures longitudinales:

$$A_t = \frac{U \times M_t}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} = \frac{U \times \tau_t}{\sigma_s}$$

Périmètre:  $U = 2[(b - e) + (h - e)] = 130cm$

$$A_t = \frac{130 \times 23.15 \times 10^5}{2 \times 1000 \times 348} = 4.32cm^2/ml$$

On adopte:  $\frac{4HA12cm^2}{ml} \Rightarrow A_{adoption} = 4.52cm^2/ml$

Tenant compte des aciers de flexion:  $A_T = A_t + A_s$

- Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} = \frac{23.15 \times 10^3}{2 \times 1000 \times 348} = 0,033$$

Tenant compte des aciers de l'effort tranchant :

$$\frac{A_t}{S_t} = \left[ \frac{A_t}{S_t} \right]_v + \left[ \frac{A_t}{S_t} \right]_t = \left[ \frac{9,24}{15} \right] + [0,033] = 0,649$$

$A_t$  : Section d'armature transversale.

$S_t$  : Le diamètre d'armature.

On adopte un espacement de  $20cm$

Donc : on prend  $4HA 8$  avec :  $A_t = 2.01 cm^2$

#### III.3.2.2.4. Schéma de ferrailage

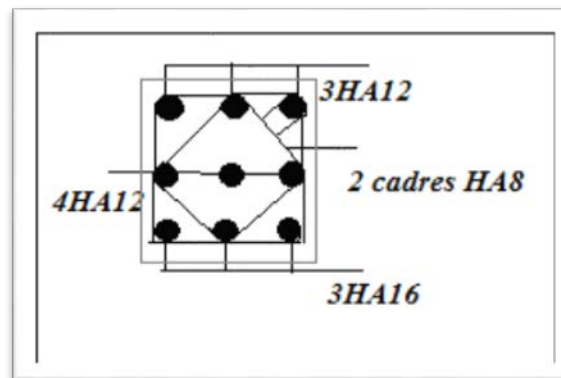


Figure III.25 : Schéma de ferrailage de poutre palière type 02 et 04

- Volée 02 :

#### III.3.2.3.a. calcul des sollicitations :

-Poids propre :

$$G = 0,15 \times 3,3 \times 25 + \frac{2(0,3 \times 0,17)}{2} \times 3,3 \times 25 = 19,64 \text{ KN/ml}$$

-Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2,5 \text{ KN/ml}$$

- Combinaison des charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 30,26 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 22,14 \text{ KN/ml}$$

- Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} \Rightarrow M_u = \frac{30,26 \times 1^2}{8} = 3,78 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} \Rightarrow M_s = \frac{22,14 \times 1^2}{8} = 2,76 \text{ KN.m/ml}$$

III.3.1.3.b. Calcul du ferrailage à l'ELU :

$$u_u = \frac{M_u}{bd^2 F_{bc}} = \frac{3,78 \times 10^3}{10^2 (13,5)^2 14,2} = 0,015$$

$$u_u = < 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_u}) = 0,018$$

$$\Rightarrow \beta_u = 1 - 0,4\alpha_u = 0,9926$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{3,78 \times 10^3}{0,9926 \times 13,5 \times 348} = 0,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte : } A_s = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soite : } S_t = 25 \text{ cm}$$

-l'espacement :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots cv$$

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte : } A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit:  $s_t = 25cm$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23bdF_{t28}}{F_s}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 10^2 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63cm^2/ml$$

### III.3.2.3.c. Vérification à l'ELS :

Le calcul se fait selon les règles de *CBA 93* et *BAEL91* la fissuration est considérée comme préjudiciable.

- Vérification des contraintes :

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta A(d - y) = 0$$

$$\frac{100}{2}y^2 - 15 \times 3,14(13,5 - y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0$$

$$\Delta = 127171 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 356,61 \text{ donc: } y = 3,09cm$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta \cdot A(d - y)^2 = \frac{100}{3}3,09^3 + 15(3,14)(13,5 - 3,09)^2$$

$$I = 6092,47cm^4$$

-Les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{yM_{ser}}{I} = \frac{3,09 \times 2,76 \times 10^3}{6092,47} = 1,39MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1,39MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots cv$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \left( \frac{2,76 \times 10^3}{6092,47} \right) (13,5 - 3,09)$$

$$\sigma_s = 70,73 < \bar{\sigma}_s = 201,6MPa \dots \dots cv$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,15F_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b d}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{30.26 \times 5,1}{2} = 77.16KN/ml$$

$$\tau_u = \frac{77.16 \times 10^3}{10^3 \times 135}$$

$$\tau_u = 0,57 Mpa \leq \bar{\tau}_u = 2,5 Mpa \dots \dots cv$$

III.3.2.3.d. Schéma de ferrailage :

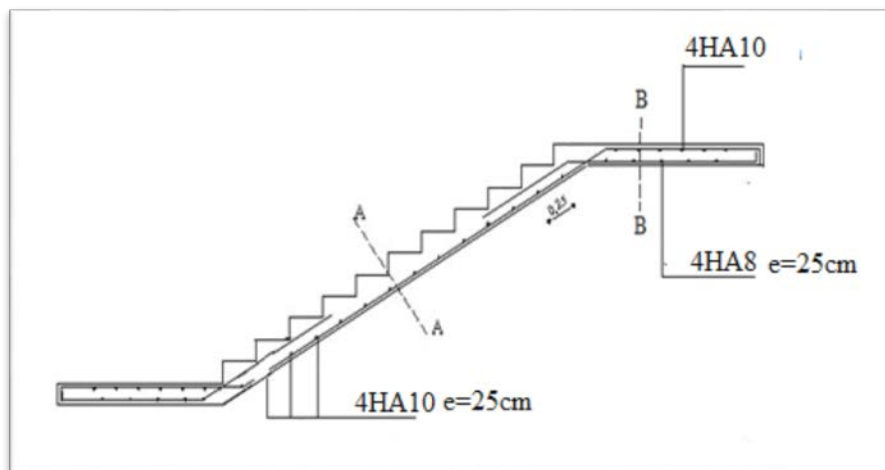


Figure. III.26 : schéma de ferrailage d'escalier type 02 et 04 du volée 02

➤ Type 03

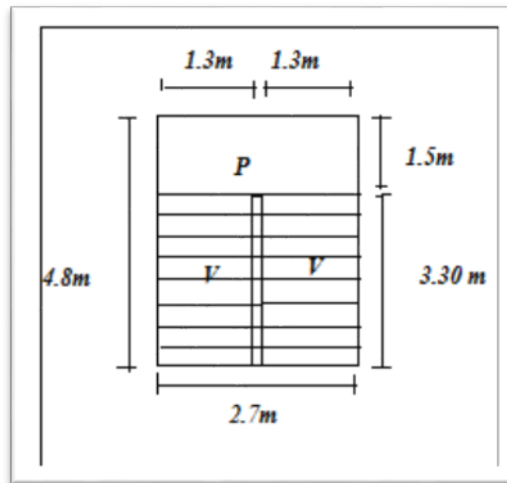


Figure III.27 : vue en plan et coupes d'escalier type 03

-Volée 01 :

➤ Schéma statique :

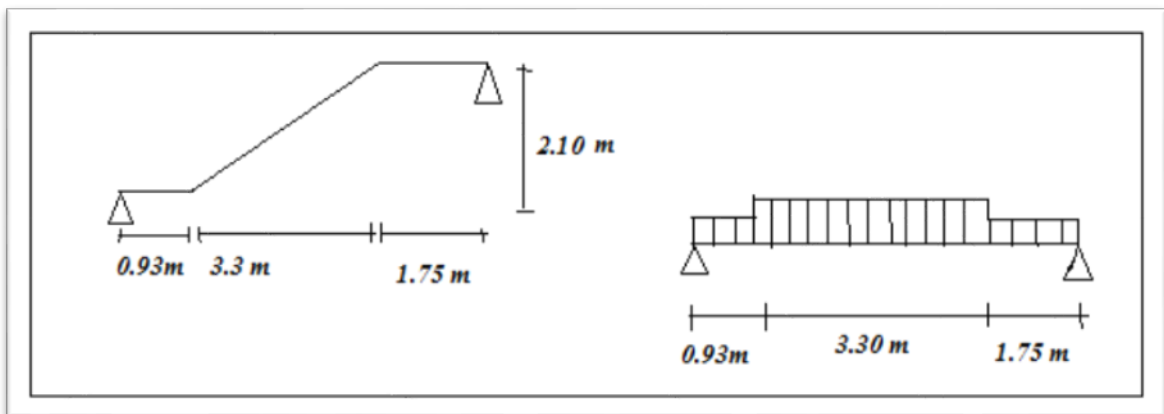


Figure III.28 : Schéma statique de volée 01 type 03

III.3.3.1.a. calcul des sollicitations :

➤ Combinaison des charges :

	$G(KN)$	$Q(KN)$	$q_{ul} = 1,35G + 1,5Q$	$q_{ser} = G + Q$
<b>Paillasse</b>	6,71	2,50	12,80	9,21
<b>Palier</b>	4,87	2,50	10,32	7,37

Tableau III.15 : Les différentes descentes des charges

➤ La charge équivalente :

$$q_{\text{éq}} = \frac{(q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2 + q_3 \cdot L_3)}{(L_1 + L_2 + L_3)}$$

$q_2$ : la charge du paillasse

$q_1, q_3$ : la charge du palier

à - L'ELU:

$$q_{\text{éq}_{\text{UL}}} = \frac{(10,32 \times 1,75 + 12,80 \times 3,3 + 10,32 \times 0,93)}{(1,75 + 3,3 + 0,93)}$$

$$q_{\text{éq}_{\text{UL}}} = 11,68 \text{ kn/ml}$$

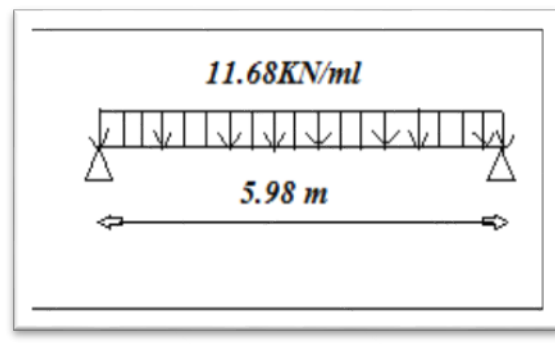


Figure III.29. Schéma statique des charges équivalentes à ELU de type 03

à - L'ELS :

$$q_{\text{éq}_{\text{SEL}}} = \frac{(7,37 \times 1,75 + 9,21 \times 3,3 + 7,37 \times 0,93)}{(1,75 + 3,3 + 0,93)}$$

$$q_{\text{éq}_{\text{SEL}}} = 8,38 \text{ kn/ml}$$

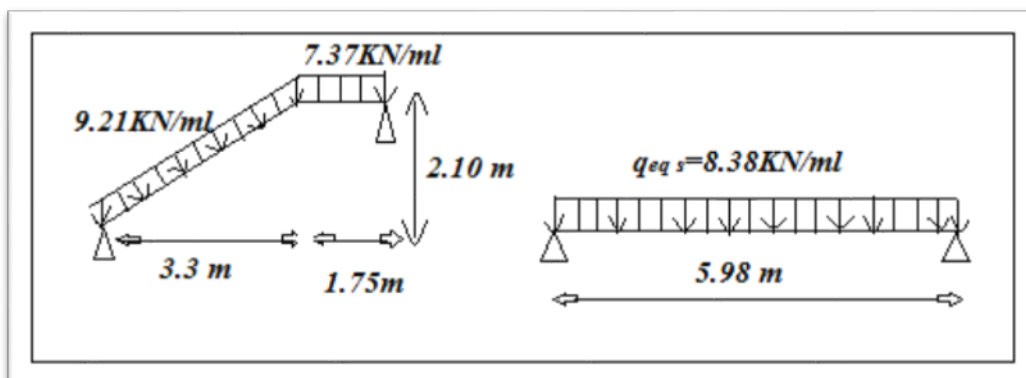


Figure III.30 : Schéma statique des charges équivalentes à ELS de type 03

➤ Calcul des Moments :

Calcul des moments isostatiques : on prend une bande de 1m.

à- L'ELU:

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{11,68 \times 5,98^2}{8} = 52,21 \text{KN.m/ml}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{11,68 \times 5,98}{2} = 34,92 \text{KN}$$

à -L'ELS :

$$M_0 = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{8} = \frac{8,38 \times 5,98^2}{8} = 37,45 \text{KN.m/ml}$$

➤ Calcul des Moments fléchissant :

-Sur appuis :

à -L'ELU :

$$M_{\alpha_u} = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 52,21 = 15,66 \text{KN.m/ml}$$

à -L'ELS :

$$M_{\alpha_{ser}} = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 37,45 = 11,23 \text{KN.m/ml}$$

-En travée :

à -L'ELU :

$$M_{t_u} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 52,21 = 44,37 \text{KN.m/ml}$$

à- L'ELS :

$$M_{t_{ser}} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 37,45 = 31,83 \text{kn.m/ml}$$

	$M_0$ (KNm)	$M_t$ (KNm)	$M_\alpha$ (KNm)	$V_u$ (KNm)
E.L.U	52.21	44.37	15.66	34.92
E.L.S	37.45	31.83	11.23	/

Tableau III.16 : Calcul des sollicitations

III.3.3.2.b. Calcul du ferrailage : Le calcul se fait à la flexion simple.

à- l'ELU :

	$M_u$ (KNm)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{calcul}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix (ml)	$A_r$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$S_t$ (cm)
Travée	44.37	0,171	0.236	0,905	10.43	1,63	10.78	7HA14	2.69	4HA10	20
Appuis	15.66	0,060	0,078	0,97	3.44	1,63	4.52	7HA14	1.13	4HA10	33,33

Tableau III.17 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage

III.3.3.2.c. Vérification à 'ELS :

➤ Vérification des contraintes :

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}bY^2 + \eta A'_s(Y - c') - \eta A_s(d - Y) = 0$$

$$A'_s = 0, A_s = 10.78 \frac{cm^2}{ml} ; \quad \eta = 15$$

$$\frac{1}{2}bY^2 - \eta A_s(d - Y) = 0$$

$$50bY^2 + 161.7Y - 2182.92 = 0$$

$$\Delta = 462736.89$$

$$\sqrt{\Delta} = 680.24$$

$$Y = 5.18cm$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}bY^3 + 15A_s(d - Y)^2$$

$$I = 15825.85cm^4$$

$$M_{ser} = 31.83 KN.m/ml$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}Y}{I} = 10.41 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 MPa$$

$$10.41 < 15 \dots \dots cv$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

-La contrainte tangente : (art A.5.1, 1. BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{34.92 \times 10^3}{10^3 \times 1350} = 0,025 MPa$$

-Les armatures d'âme sont droites et les fissurations préjudiciable, donc :(artA.5.1, 211. BAEL91)

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right) MPa$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5}, 4 \right) MPa$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 MPa$$

$$\tau_u = 0,025 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \dots \dots cv$$

III.3.3.2.d. Schéma de ferrailage :

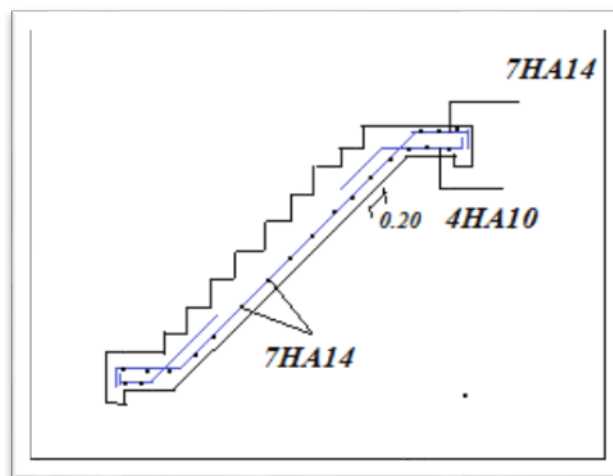


Figure. III.31. schéma de ferrailage type 03

III.3.3.3. Poutre palière :

- Type3

III.3.3.3.1. Evaluations des charges :

La poutre de palier est placée noyée à l'extrémité du palier son rôle consiste à prendre

\*poids propre :  $G_{pp} = 0,45 \times 0,30 \times 25 = 3.38 KN/ml$

\*charge ramenée par paillasse (volée) :  $G_v = 6,71 \text{ kn/ml}$

\*charge ramenée Garde-corps :  $G_g = 0,7 \text{ KN /ml}$

\*charge de mur extérieur :  $G_m = 2,76/2 = 1,38 \text{KN/ml}$

$$-G_T = 12.17 \text{KN/ml}$$

$$-Q_T = 2,5 \times 2.7 = 6.75 \text{KN/ml}$$

➤ **Pondérations des charges :**

-à -ELU :

$$Q_u = 1,35G_T + 1,5Q_T = 26.55 \text{KN/ml}$$

-à -ELS :

$$Q_s = G_T + Q_T = 18.92 \text{ KN/ml}$$

**-calcul des moments :** moment statique maximal

-à -ELU :

$$M_{u0} = \frac{Q_u L^2}{8} = \frac{26.55 \times 2.7^2}{8} = 24.19 \text{KN.m/ml}$$

-à -ELS :

$$M_{s0} = \frac{Q_s L^2}{8} = \frac{18.92 \times 2.7^2}{8} = 17.24 \text{KN.m/ml}$$

**-Répartitions des moments :**

-Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_0$$

à -ELU :

$$M_{tu} = 20.56 \text{KN.m/ml}$$

à -ELS :

$$M_{teser} = 14.65 \text{KN.m/ml}$$

-Moment sur appui :

$$M_a = 0,3M_0$$

à -ELU

$$M_{\text{au}} = 7.25 \text{KN.m/ml}$$

à -ELS

$$M_{\text{asser}} = 5.17 \text{KN.m/ml}$$

➤ Calcul des efforts tranchants :

$$V_A = -V_B = \frac{qL}{2} = 32.65 \text{KN/ml}$$

III.3.3.3.2.Ferraillage de la poutre palière :

➤ En travée :

$$u_x = \frac{M_x}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20.56 \times 10^{-5}}{0,3(0,405)^2 14,2} = 0,00029$$

$$u_x = 0,00029 < 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_x}) = 0,00036$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 40.5 \text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_x}{Z \sigma_s} = \frac{20.56 \times 10^3}{405 \times 348} = 1.4 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte : } A_s = \frac{4HAB}{\text{ml}} = 2.01 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\text{au}} \geq A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = (0,23 bd f_{t28}) / f_e \quad , \quad f_{t28} = 2,1 \text{Mpa}$$

$$A_{\text{min}} = (0,23 \times 30 \times 40.5 \times 2,1) / 400 = 1,46 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$2.01 > 1,46 \dots \dots \text{cv}$$

➤ Sur appui :

$$u_x = \frac{M_x}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5.17 \times 10^{-5}}{0,3(0,405)^2 14,2} = 0,000074$$

$$u_x = 0,000074 < 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_x}) = 0,00009$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 40.5 \text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{5.17 \times 10^3}{405 \times 348} = 0.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $A_s = \frac{3HAB}{ml} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{au} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = (0,23 \text{ bd } f_{t28})/f_e \quad , \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = (0,23 \times 30 \times 40.5 \times 2,1)/400 = 1.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$1.51 > 1,46 \dots \dots \text{ cv}$$

### III.3.3.3. Vérification à l'ELS :

a) En travée :

➤ Vérification des contraintes :

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 - \eta A (d - y) = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 2.01 (40.5 - y) = 0$$

$$15y^2 + 30.15y - 1221.075 = 0$$

$$\Delta = 74173.52 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 272.35 \text{ dans: } y = 8.07 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \cdot A (d - y)^2 = \frac{30}{3} 8.07^3 + 15 (2.01)(40.5 - 8.07)^2$$

$$I = 36970.87 \text{ cm}^4$$

➤ Vérification des contraintes :

-Contrainte maximale de compression de béton :

$$I = 36970.87 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 14.65 \text{ KN.m/ml}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I} = 3.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$3.17 < 15 \dots \dots cv$$

-Contrainte maximale de traction des aciers :

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \left( \frac{14.65 \times 10^3}{36970.87} \right) (40.5 - 8.07)$$

$$\sigma_s = 192.75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

-sur appui :

➤ Vérification des contraintes :

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta A(d - y) = 0$$

$$\frac{30}{2}y^2 - 15 \times 1.51(40.5 - y) = 0$$

$$15y^2 + 22.65y - 197.33 = 0$$

$$\Delta = 12352.82 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 111.14 \text{ donc: } y = 2,95 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta \cdot A (d - y)^2 = \frac{30}{3}2,95^3 + 15 (1.51)(40.5 - 2,95)^2$$

$$I = 32193.22 \text{ cm}^4$$

➤ Vérification des contraintes :

-Contraintes maximale de compression de béton :

$$I = 32193.22 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 5.17 \text{ KN.m/ml}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I} = 0,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$0,47 < 15 \dots \dots cv$$

-Contraintes maximale de traction des aciers :

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \left( \frac{5.17 \times 10^3}{32193.22} \right) (40.5 - 2.95)$$

$$\sigma_s = 90.45 MPa < \bar{\sigma}_s = 201,6 MPa \dots \dots cv$$

➤ Vérification de la flèche :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{270} = 0,16 > 0,062 \dots \dots cv;$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2bd}{f_e} \Rightarrow 0,0012 < 12.75 \dots \dots cv;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{45}{270} = 0,16 > 0,084 \dots \dots cv.$$

On résulte que les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Calcul de la poutre palière à la torsion :

$$* \tau_t = \frac{M_{t,max}}{2. \Omega. b_0}$$

$\Omega$  : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$\text{avec: } e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5cm$$

$$\Omega = (30 - 5)(45 - 5) = 1000cm^2$$

$$-\text{Le couple de torsion est: } C = V_u \times 0,1 = 32.65 \times 0,1 = 3.265KN$$

$$-\text{Le moment de torsion est: } M_t = C \frac{L}{2} \Rightarrow M_t = 3.265 \frac{2.7}{2} = 4.40KN.m$$

$$\tau_t = \frac{4.40}{2 \times 1000 \times 10^{-4} \times 0,30} = 0,073MPa$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right\} = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{32.65 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,405} \Rightarrow \tau_u = 0,26MPa$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 = (0,26)^2 + (0,073)^2 = 0,072MPa < \bar{\tau}_u^2 = (2,5)^2 = 6,25$$

-Armatures longitudinales :

$$A_t = \frac{U \times M_t}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} = \frac{U \times \tau_t}{\sigma_s}$$

Périmètre:  $U = 2[(b - e) + (h - e)] = 130cm$

$$A_t = \frac{130 \times 4.40 \times 10^5}{2 \times 1000 \times 348} = 0.82cm^2/ml$$

On adopte:  $\frac{3HA8cm^2}{ml} \Rightarrow A_{adaptation} = 1.51cm^2/ml$

Tenant compte des aciers de flexion:  $A_T = A_t + A_s$

$$A_T = 1.51 + 1.51$$

- Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{4.40 \times 10^3}{2 \times 1000 \times 348} = 0,0063$$

Tenant compte des aciers de l'effort tranchant :

$$\frac{A_t}{S_t} = \left[ \frac{A_t}{S_t} \right]_V + \left[ \frac{A_t}{S_t} \right]_t \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \left[ \frac{1.51}{20} \right] + [0,0063] = 0,082cm^2$$

$A_t$  : Section d'armature transversale.

$S_t$  : Le diamètre d'armature.

On adopte un espacement de **20cm**

Donc : on prend 4 **HA 8** avec :  $A_t = 1,13 cm^2$

#### III.3.3.3.4.

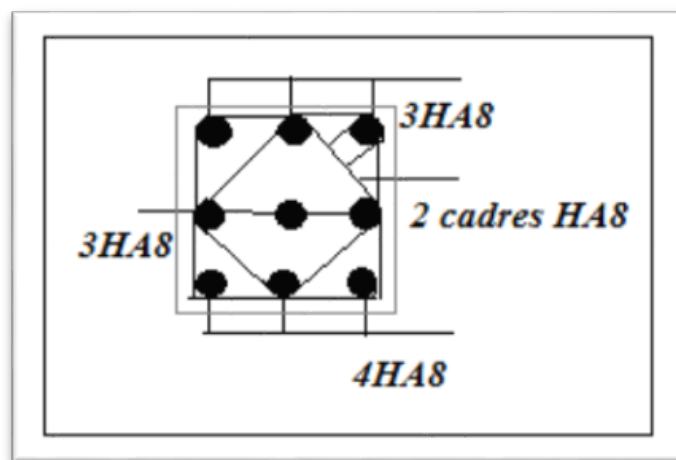


Figure III.32 : Schéma de ferrailage de poutre palière type03

III.3.3.4 Volée 2 :

➤ Schéma statique :

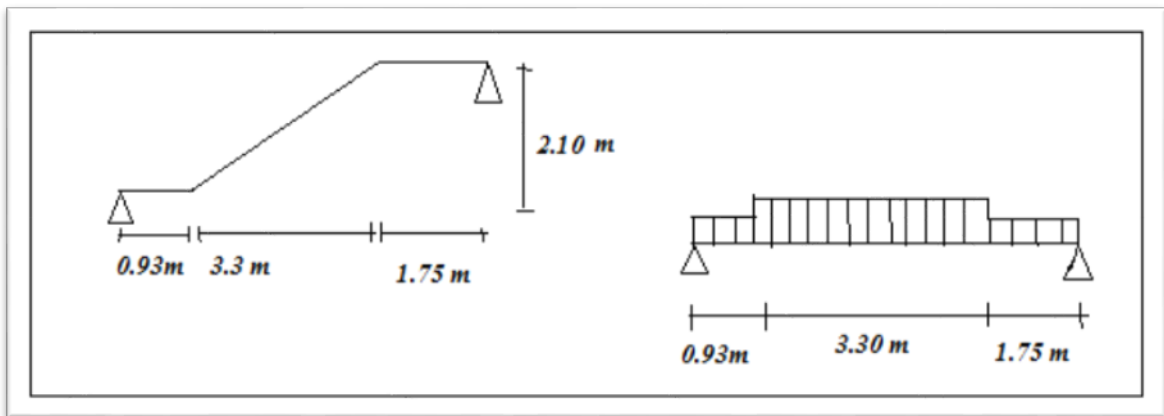


Figure III.33 : Schéma statique de volée 02 type 03

III.3.3.4.a. calcul des sollicitations :

➤ Combinaison des charges :

	G(KN)	Q(KN)	$q_u = 1,35G + 1,5Q$	$q_{ser} = G + Q$
Paillasse	6,71	2,50	12,80	9,21
Palier	4,87	2,50	10,32	7,37

Tableau III.18 : Les différentes descentes des charges

➤ La charge équivalente :

$$q_{\hat{e}q} = \frac{(q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2 + q_3 \cdot L_3)}{(L_1 + L_2 + L_3)}$$

$q_2$ : la charge du paillasse

$q_1, q_3$ : la charge du palier

à - L'ELU:

$$q_{\hat{e}q_u} = \frac{(10,32 \times 1,75 + 12,80 \times 3,3 + 10,32 \times 0,93)}{(1,75 + 3,3 + 0,93)}$$

$$q_{\hat{e}q_u} = 11,68 \text{ kn/ml}$$

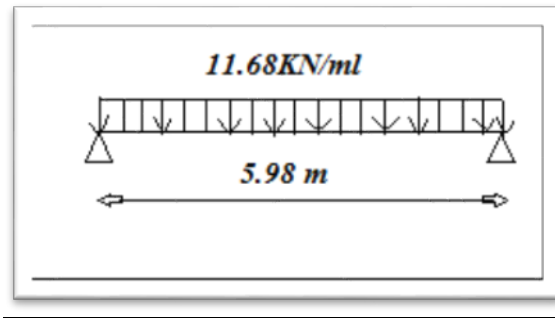


Figure III.34. Schéma statique des charges équivalentes à ELU de type 03

à -L'ELS :

$$q_{\text{éq,ser}} = \frac{(7,37 \times 1,75 + 9,21 \times 3,3 + 7,37 \times 0,93)}{(1,75 + 3,3 + 0,93)}$$

$$q_{\text{éq,ser}} = 8,38 \text{ kN/ml}$$

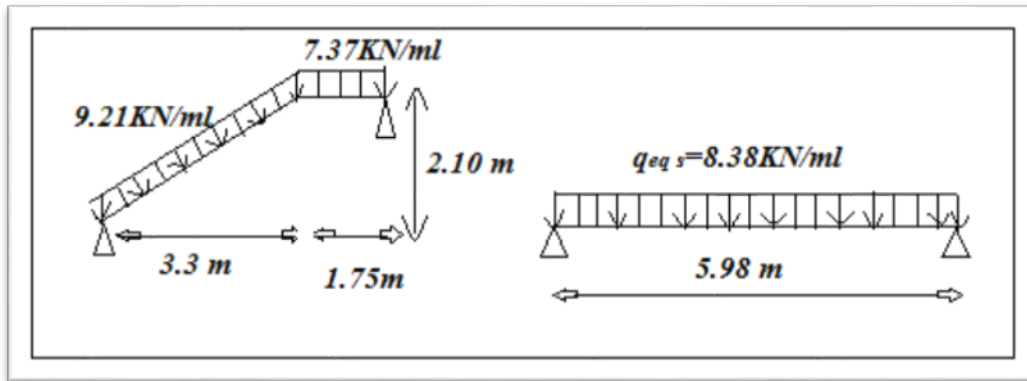


Figure III.35 : Schéma statique des charges équivalentes à ELS de type 03

➤ **Calcul des Moments :**

Calcul des moments isostatiques : on prend une bande de 1m.

à- L'ELU:

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{11,68 \times 5,98^2}{8} = 52,21 \text{ KN.m/ml}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{11,68 \times 5,98}{2} = 34,92 \text{ KN}$$

à -L'ELS :

$$M_0 = \frac{q_{\text{ser}} \cdot L^2}{8} = \frac{8,38 \times 5,98^2}{8} = 37,45 \text{ KN.m/ml}$$

➤ Calcul des Moments fléchissant :

-Sur appuis :

à -L'ELU :

$$M_{\alpha_{ELU}} = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 52.21 = 15.66KN.m/ml$$

à -L'ELS :

$$M_{\alpha_{SER}} = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 37.45 = 11.23KN.m/ml$$

-En travée :

à -L'ELU :

$$M_{\alpha_{ELU}} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 52.21 = 44.37KN.m/ml$$

à- L'ELS :

$$M_{\alpha_{SER}} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 37.45 = 31.83kn.m/ml$$

	$M_0(KNm)$	$M_t(KNm)$	$M_{\alpha}(KNm)$	$V_u(KNm)$
E.L.U	52.21	44.37	15.66	34.92
E.L.S	37.45	31.83	11.23	/

Tableau III.19 : Calcul des sollicitations

III.3.3.4.b. Calcul du ferrailage : Le calcul se fait à la flexion simple.

à- l'ELU :

	$M_u$ (KNm)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{calcul}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix (ml)	$A_r$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$S_t$ (cm)
Travée	44.37	0,171	0,236	0,905	10.43	1,63	10.78	7HA14	2.69	4HA10	20
Appuis	15.66	0,060	0,078	0,97	3.44	1,63	4.52	7HA14	1.13	4HA10	33,33

Tableau III.20 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage

III.3.3.4.c. Vérification à 'ELS :

➤ Vérification des contraintes :

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}bY^2 + \eta A'_s(Y - c') - \eta A_s(d - Y) = 0$$

$$A'_s = 0, A_s = 10.78 \frac{cm^2}{ml} ; \quad \eta = 15$$

$$\frac{1}{2}bY^2 - \eta A_s(d - Y) = 0$$

$$50bY^2 + 161.7Y - 2182.92 = 0$$

$$\Delta = 462736.89$$

$$\sqrt{\Delta} = 680.24$$

$$Y = 5.18cm$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}bY^3 + 15A_s(d - Y)^2$$

$$I = 15825.85cm^4$$

$$M_{ser} = 31.83 KN.m/ml$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}Y}{I} = 10.41 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 MPa$$

$$10.41 < 15 \dots \dots cv$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

-La contrainte tangente : (art A.5.1, 1. BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{34.92 \times 10^3}{10^3 \times 1350} = 0,025MPa$$

-Les armatures d'âme sont droites et les fissurations préjudiciable, donc :(artA.5.1, 211.

BAEL91)

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right) MPa$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5}, 4 \right) MPa$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 MPa$$

$$\tau_u = 0,025 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \dots \dots cv$$

**III.3.3.4.b. Schéma de ferrailage :**

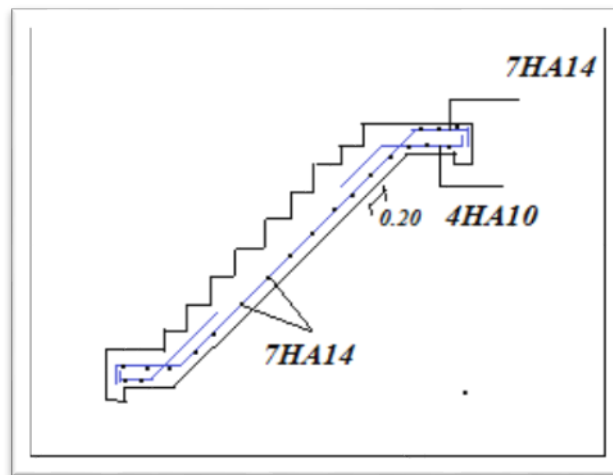


Figure. III.36.schéma de ferrailage type 03

**III.4.Les planchers :**

Pour tout construction Les planchers est une structure horizontaux qui supportera les surcharges d'exploitation et les charges permanentes, généralement sont réalisés par :

- ❖ Dalles pleines ;
- ❖ Corps – creux.

Deux fonctions principales sont :

**\*Fonction résistance :** les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.

**\*Fonction d'isolation :** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

**III.4.1. Méthode de calcul :**

On utilisé généralement dans les calculs de béton armé la méthode simplifiée (méthode à charges d'exploitation modérée) ou méthode de RDM par exemple (méthode de trois moment –

Caquot) dans notre cas nous avons utilisé pour des calculs des poutrelles la méthode à charge d'exploitation modérée (forfaitaire).

**III.4.1.1.Méthode forfaitaire :**

Les conditions d'application des méthodes forfaitaire :

- $Q < (2G; 5KN/m^2) \Rightarrow 1KN/m^2 < (2 \times 6,93); (5KN/m^2) \dots \dots cv$
- Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées ...cv
- Les rapports portés successives des travées sont dans un rapport entre 0,8 et 1,25 :

$$0,8 \leq \frac{6.00}{6.00} \leq 1,25 \Leftrightarrow 0,8 < 1 < 1,25 \dots \dots cv$$

$$0,8 \leq \frac{6.00}{6.00} \leq 1,25 \Leftrightarrow 0,8 < 1 < 1,25 \dots \dots cv$$

- la fissuration est considère comme non préjudiciable on peut pour les dalles évaluées les valeurs maximales des moments fléchissent ( $M_0$ ) dans la travée indépendante de même portée que la travée considère est soumise au même charge...cv.

**III.4.2.Principe de la méthode forfaitaire :**

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées  $M_t$  et des moments sur appuis  $M_e$  et  $M_w$ . Si on note par :

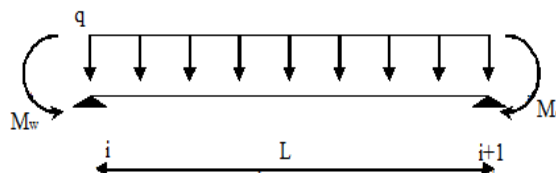
$M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$M_w; M_e$  : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée. (Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes en valeur non pondérée).

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

On prend pour les appuis une valeur absolue du moment au moins égale à :

- $0,6M_w$ : Dans les cas des appuis intermédiaire d'une poutre à deux travées.
- $0,5M_w$ : Dans les cas des appuis voisins des rives d'une poutre à plus de trois travées.
- $0,4M_w$ : Dans les cas des appuis intermédiaire d'une poutre à plus de trois travées.



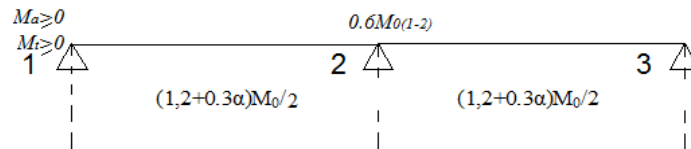
D'après les règles de BAEL91 les valeurs de  $M_w; M_e; M_e$  et  $M_t$  doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0,3 \alpha)M_0; 1,05M_0]$$

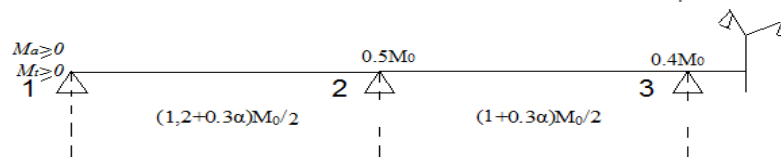
➤ Les valeurs minimales des moments :

-Cas d'une poutre à deux travées :

$$M_{0(1-2)} = \max(M_{01}; M_{02})$$



-Cas d'une poutre à plusieurs travées :



➤ L'effort tranchant :

La valeur des efforts tranchants pour l'appui de gauche ( $T_w$ ) et pour l'appui droit ( $T_e$ ) est donné par les expressions suivantes :

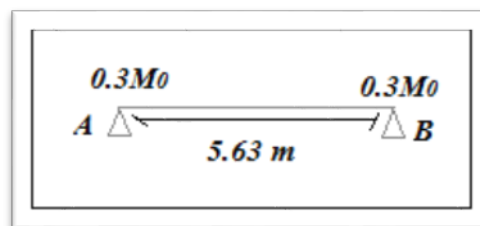
$$\begin{cases} T_w = T_0 + (M_w - M_e)/L \\ T_e = -T_0 + (M_w - M_e)/L \end{cases}$$

avec  $T_0 = \frac{ql}{2} \Rightarrow$  destine l'effort tranchant et L la longueur de la portée considéré.

### III.4.3. Les différents types des nervures :

➤ Plancher terrasse :

-Type 1 :



➤ Evaluation des charges :

planche	$G (KN/m^2)$	$Q (KN/m^2)$	$q_{ux} = 0,65(1,35G + 1,5Q)$	$q_s = 0,65(G + Q)$	$\alpha$
terrasse	6,93	1	7,06	5,15	0,126

Tableau III.21 : Les différentes descentes des charges (terrasse)

➤ Le moment statique :

$$M_0 = \frac{QL^2}{8}$$

Plancher (terrasse)	E L U		
	travée	L(m)	Mo(KN.m)
1	A-B	5.63	28.17

Tableau III.22 : Tableaux récapitulatif des sollicitations

➤ Le moment sur appui :

$M_a$ (KN.m/ml)	A	B	$M_a (max)$ (KN.m/ml)
E.L.U	8.45	8.45	8.45
E.L.S	6.15	6.15	6.15

Tableau III.23 : le moment sur appui a ELU et ELS

➤ Le moment en travée :

$M_t$ (KN.m5 :0/ml)	A-B
	17.43

Tableau III.24 : le moment en travée

➤ Calcul les efforts tranchants :

$$\begin{cases} T_g = \left(\frac{Q_u \times L}{2}\right) + \left(\frac{M_g - M_d}{L}\right) \\ T_d = -\left(\frac{Q_u \times L}{2}\right) + \left(\frac{M_g - M_d}{L}\right) \end{cases}$$

A-B	
$T_g$	$T_d$
19.94	-19.94

Tableau III.25 : les efforts tranchants ( $T_g; T_d$ )

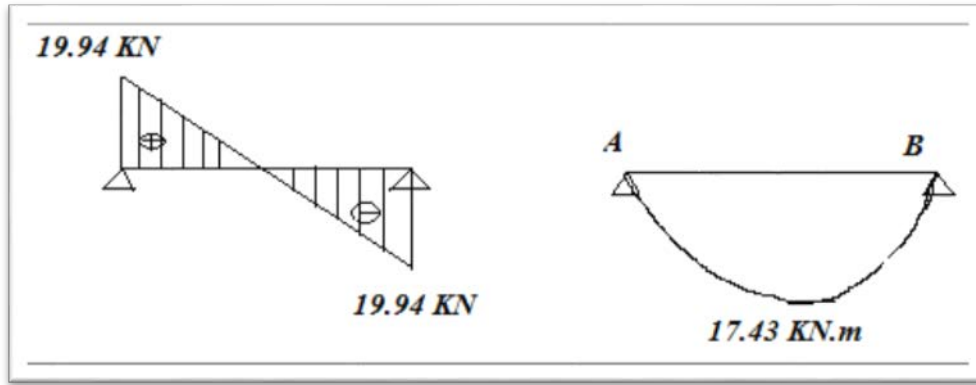
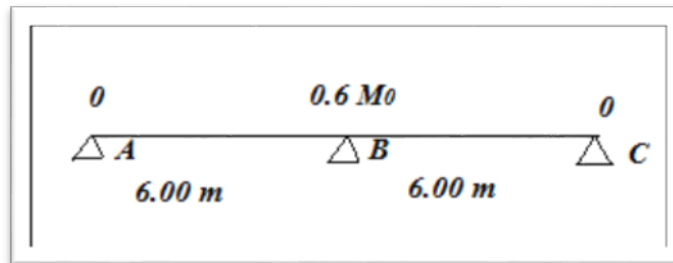


Figure III. 37 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type 1 terrasse inaccessible

-Type 2 :



➤ Evaluation des charges :

planche	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	$q_{ux} = 0,65(1,35G + 1,5Q)$	$q_s = 0,65(G + Q)$	$\alpha$
terrasse	6,93	1	7,06	5,15	0,126

Tableau III.26 : Les différentes descentes des charges (terrasse)

➤ Le moment statique :

$$M_0 = \frac{QL^2}{8}$$

Plancher (terrasse)	E L U		
	travée	L(m)	Mo(KN.m)
2	A-B	6.00	31.77
	B-C	6.00	31.77

Tableau III.27 : Tableaux récapitulatif des sollicitations

➤ Le moment sur appui :

$M_a$ (KN.m/ml)	A	B	C	$M_a (max)$ (KN.m/ml)
E.L.U	0	19.06	0	19.06
E.L.S	0	13.90	0	13.90

Tableau III.28 : le moment sur appui a ELU et ELS

➤ Le moment en travée :

$M_t$ (KN.m5 :0/ml)	A-B	B-C
	19.66	19.66

Tableau III.29 : le moment en travée

➤ Calcul les efforts tranchants :

$$\begin{cases} T_g = \left(\frac{Q_U \times L}{2}\right) + \left(\frac{M_g - M_d}{L}\right) \\ T_d = -\left(\frac{Q_U \times L}{2}\right) + \left(\frac{M_g - M_d}{L}\right) \end{cases}$$

A-B		B-C	
$T_g$	$T_d$	$T_g$	$T_d$
18.00	-24.34	18.00	-24.34

Tableau III.30 : les efforts tranchants ( $T_g$ ;  $T_d$ )

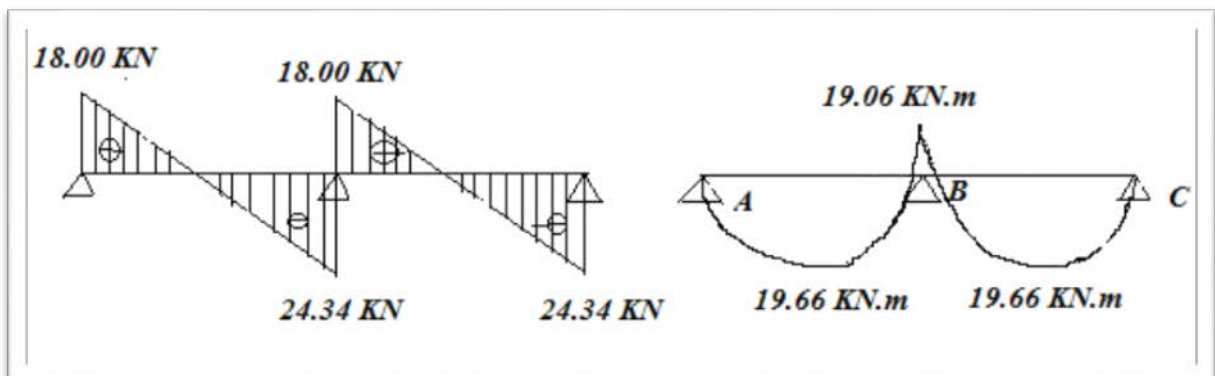
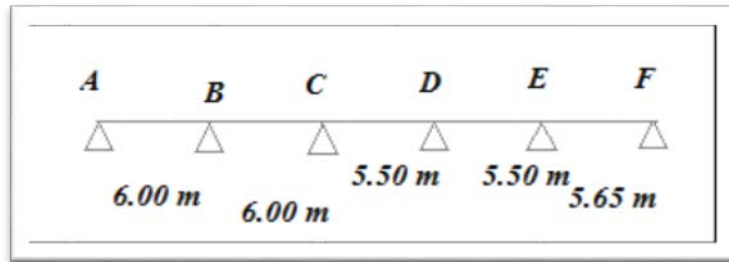


Figure III. 38 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type 02 terrasse inaccessible

➤ Plancher étage : 1<sup>er</sup> .2<sup>eme</sup> .3<sup>eme</sup> .4<sup>eme</sup>

-Type 3



➤ Evaluation des charges :

planche	$G(KN/m^2)$	$Q$ ( $KN/m^2$ )	$\alpha$	$q_u = 0,65 (1,35G + 1,5Q)$	$q_s = 0,65 (G + Q)$
Etage 2	4,6	1,5	0,24	5,49	3,96
		2,5	0,35	6,47	4,61

Tableau III.31 : Les différentes descentes des charges (étage2)

➤ Le moment statique :

Plancher (étage)	E L U		
Type	travée	L(m)	Mo(KN.m)
3	A-B	6,00	29,11
	B-C	6,00	29,11
	C-D	5,50	24,46
	D-E	5,50	24,46
	E-F	5,63	25,81

Tableau III.32 : les moments statique (étage2)

➤ Le moment sur appui :

$M_a (KN.m/ml)$	Type2
A	0
B	14,55
C	11,64
D	9,78
E	12,23
F	0

➤ Le moment en travée :

$M_i(KN.m/ml)$	Type3
A-B	18.01
B-C	15.10
C-D	12.69
D-E	12.69
E-F	15.97

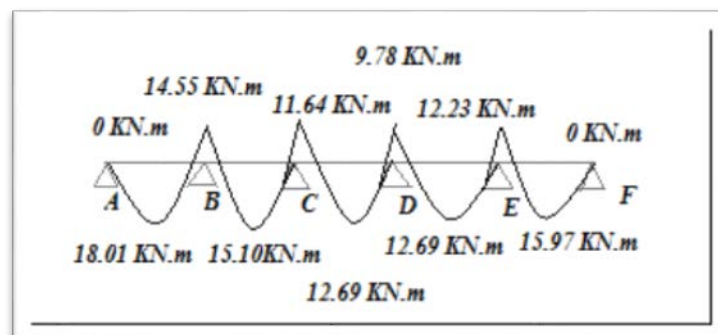
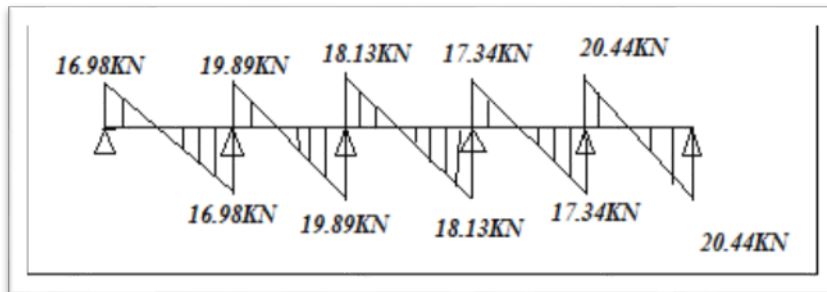
Tableau III.33 : le moment en travée (étage2)

➤ Calcul les efforts tranchants :

$M_i(KN.m/ml)$		A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
Type 3	$T_g$	16.98	19.89	18.13	17.34	20.44
	$T_d$	-16.98	-19.89	-18.13	-17.34	-20.44

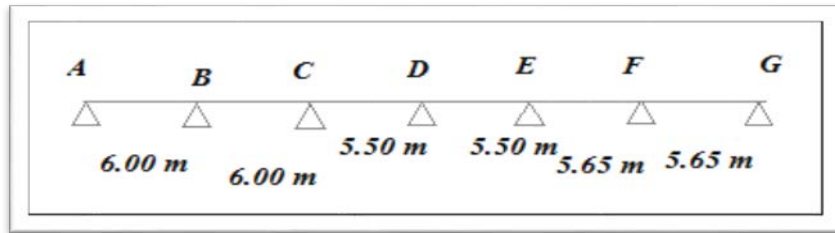
Tableau III.34 : les efforts tranchants (étage2)

-Type 3 :



➤ Plancher étage (RDC+S-SOL) :

-Type 4 :



➤ Evaluation des charges :

planche	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	$\alpha$	$q_u=0.65 (1.35G+1.5Q)$	$q_s=0.65 (G+Q)$
(RDC+S-SOL)	4,6	2,5	0,35	6,47	4,61

Tableau III.35 : Les différentes descentes des charges (RDC ; S-sol)

➤ Le moment statique :

Plancher (étage)		ELU	
type	travée	L(m)	Mo(KN.m)
	A-B	6.00	29.11
	B-C	6.00	29.11
	C-D	5.50	24.46
	D-E	5.50	24.46
	E-F	5,63	25,81
	F-G	5,63	25.81

Tableau III.36 : les moments statique (RDC, S-sol)

➤ Le moment sur appui :

$M_a(N.m/ml)$	Type4
A	0
B	17.46
C	12.23
D	9.78
E	12.23
F	15.46
G	0

Tableau III.37 : les moments sur appui (RDC ; S-sol)

➤ Le moment en travée :

$M_t$ (KN.m/ml)	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
Type 4	18.99	16.08	13.51	13.51	14.26	16.84

Tableau III.38 : les moments en travée ( $E_1$  ; RDC ; S-sol)

➤ Calcul les efforts tranchants :

$M_t$ (KN.m/ml)		A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
Type 4	$T_g$	16.5	20.28	18.23	17.34	17.70	21.01
	$T_d$	-16.5	-20.28	-18.23	-17.34	-17.70	-21.01

Tableau III.39 : les efforts tranchants ( $E_1$  ; RDC ; S-sol)

-Type 4

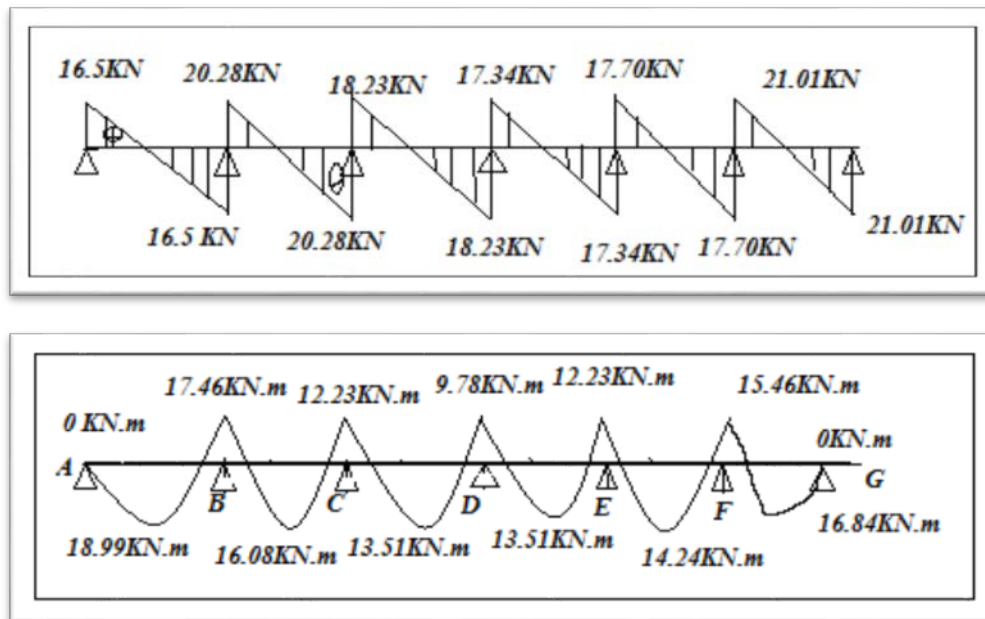


Figure III .39 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type 4,plancher étage

➤ ELU :

étage	type	travée	$M_0$	$M_g$	$M_d$	$M_t$	$T_g$	$T_d$	$M_{a\ max}$ (KN.m)	$M_{t\ max}$ (KN.m)	$T_{\ max}$ (KN)
Etage 5	1-1	A-B	28.17	8.45	8.45	17.43	19.94	19.94	8.45	17.43	19.94
		A-B	31.77	0	19.06	19.66	18.00	24.34	19.06	19.66	24.34
	B-C	31.77	19.06	0	19.66	18.00	24.34				
étage 4 .3.2.1	2	A-B	29.11	0	14.55	18.01	16.98	16.98	14.55	18.01	20.44
		B-C	29.11	14.55	11.64	15.10	19.89	19.89			
	C-D	24.46	11.64	9.78	12.69	18.13	18.13				
	2	D-E	24.46	9.78	12.23	12.69	17.34	17.34			
		E-F	25.81	12.23	0	15.97	20.44	20.44			
(Etage RDC.S -sol)	3	A-B	29.11	0	17.46	18.99	16.5	16.5	17.46	18.99	21.01
		B-C	29.11	17.46	12.23	16.08	20.28	20,28			
	C-D	24.46	12.23	9.78	13.51	18.23	18.23				
	3-3	D-E	24.46	9.78	12.23	13.51	17.34	17.34			
		E-F	25,81	12.23	15.46	14,26	17.70	17,70			
		F-G	25.81	15.46	0	16.84	21.01	21.01			

Tableau .III.40 : Tableaux récapitulatif des moments a-ELU-

➤ ELS :

étage	type	travée	$M_0$	$M_g$	$M_d$	$M_t$	$M_{a\ max}$ (KN.m)	$M_{t\ max}$ (KN.m)
		A-B	20.55	6.15	6.15	12.71	6.15	12.71
étage 5	1-1	A-B	23.17	0	13.90	14.33	13.90	14.33
		B-C	23.17	13.90	0	14.33		
étage 4.3.2.1	2	A-B	20.75	0	10.37	13.53	10.37	11.99
		B-C	20.75	10.37	8.30	11.46		
	C-D	17.43	8.3	6.97	9.63			
	2	D-E	17.43	6.97	8.71	9.63		
		E-F	18.39	8.71	0	11.99		
Etage (RDC .S-sol)	3-1	A-B	20.75	0	10.37	13.53	11.03	13.53
		B-C	20.75	10.37	8.30	11.46		
	C-D	17.43	8.30	6.97	9.63			
	3-3	D-E	17.43	6.97	8.71	9.63		
		E-F	18,07	8.71	11.03	9,98		
		F-G	18.39	11.03	0	11.99		

Tableaux .III .41 : Tableaux récapitulatif des moments a-ELS-

$$M_{au(max)} = 19.06KN.m , M_{aser(max)} = 13.90KN.m$$

$$M_{tu(max)} = 19.66KN.m , M_{tser(max)} = 14.33KN.m$$

$$T_{\ max} = 24.34KN.$$

III.4.5.Calcul de ferrailage :

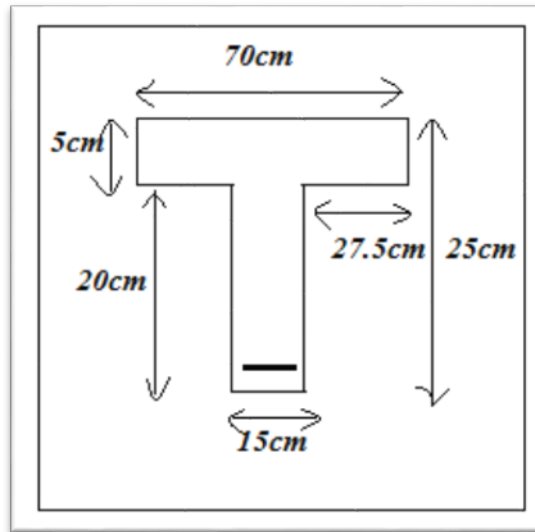


Figure. III.40 : Section théorique pour le ferrailage du plancher

Le ferrailage se fait d'après les valeurs maximales des moments en Travée et sur appuis

On a:

$$d = h - 2.5 = 22.5 \text{ cm} \quad ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ; \theta = 1$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,20 \text{ MPa} .$$

➤ Sur appuis :

Le moment est équilibré par la table seule et la section en T est calculée comme

Une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (15 × 25) cm<sup>2</sup>

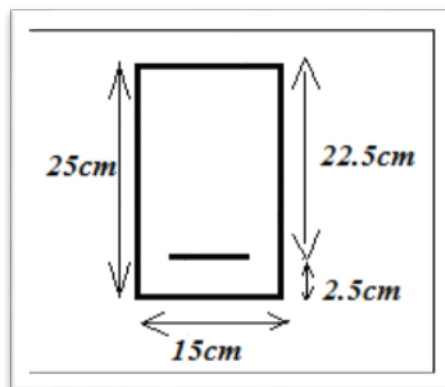


Figure. III.41 : Section théorique pour le ferrailage du plancher (sur appui)

$$\mu = \frac{M_{amax}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\beta = 1 - 0,4 ; A_s = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

➤ En travée :

$$M_{tmax} = 19.66KN.m$$

$$M_{table} = b \times h_0 \times f_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 70 \times 5 \times 14,20 \left( 22,5 - \frac{5}{2} \right)$$

$$M_{table} = 99400N.m = 99.4KN.m$$

$$M_{table} > M_{tmax}$$

Le moment est équilibré par la table seule et la section en T est calculée comme

Une section rectangulaire  $(b \times h) = (70 \times 25) \text{ cm}^2$

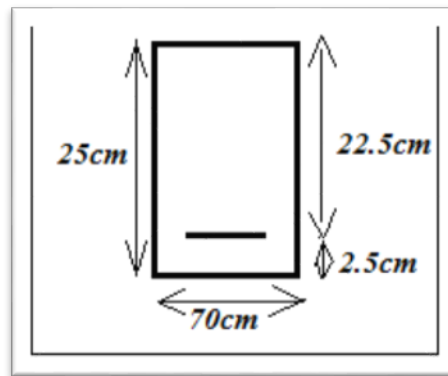


Figure. III.42 : Section théorique pour le ferrailage du plancher (en travée)

$$\mu = \frac{M_{t,max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} ; \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} ; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$A_{min}$ : Selon la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{ft28}{f_e}$$

Les calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Section	b (cm)	d (cm)	Mu KN.m	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{scal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sadopts}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix (ml)
appui	15	22,5	19.06	0,176	0,24	0,90	2,70	0,40	3,08	2HA14
travée	70	22,5	19.66	0,039	0,049	0,98	2,56	1,9	3,39	3HA12

Tableau III.42 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage

**III.4.6.Vérification à l'ELS :**

Dans notre cas : On a :

La fissuration est peu préjudiciable, l'acier de nuance Fe 400 et la section est rectangulaire et le calcul est à la flexion simple.

Donc la vérification à l'E.L.S ne sera pas nécessaire si la condition

Suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{Mu}{Mser}$$

En travée :  $\gamma = \frac{19.66}{14.33} = 1,37$

$$\alpha = 0,049 \leq \frac{1,13 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \dots \dots cv$$

Sur appuis :  $\gamma = \frac{19.06}{13.90} = 1,37$

$$\alpha = 0,24 \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \dots \dots cv$$

➤ **Vérification :**

-Influence de l'effort tranchant :

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

On a:

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Tu}{b.d}$$

$$\tau_{ux} = \frac{24.34 \times 10^3}{150 \times 225} = 0.72 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_{ux} = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \text{cv}$$

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

$$\frac{by^2}{2} - nA(d - y)^2 = 0$$

- Moment d'inertie :

$$I_{/AN} = \frac{b}{3}y^3 + nA(d - y)^2$$

- La contrainte maximale de compression de béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

- La contrainte maximale de traction des aciers :

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) ; \bar{\sigma}_s = f_e \Rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

	$y_1$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifie
En travée	5.03	18488.9	3.89	203.10	15	400	cv
En appuis	9.08	12063.52	10.46	231.94			cv

Tableau III.43: Tableau récapitulatif des résultats de justification en travée et en appuis.

➤ Vérification de la flèche :

$$f = \frac{M_{ser \max} \times L^2}{10EI} \text{ (BAEL 91.modifié 99)}$$

Avec :

Après calcul : y = 5.03cm

-Calcul du moment d'inertie par rapport à l'axe neutre de la section totale

$$I = 18488.9 \text{ cm}^4$$

$$E = 2,10^5 \text{ Mpa}$$

$$M_{ser \max} = 14.33 \text{KN.m}$$

**-Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{14.33 \times 6000^2}{2 \times 18488.9 \times 10^4} = 1,39mm = 0,00139m$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{6.00}{500} = 12mm = 0,012 m$$

$$f < \bar{f} \Rightarrow \dots\dots\dots cv.$$

➤ **Calcul des armatures transversal :**

Si  $\bar{\tau}_u > \tau_u$  : on a besoin des armatures transversales pour reprendre l'effort tranchant, on prévoit des armatures de construction.

**-Choix du diamètre de l'armature transversale :**

D'après le (art.5.1.23. BAEL91):

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ \left( \frac{25}{35} \right); \left( \frac{15}{10} \right) \right\} \dots\dots \phi_t \leq \min(0,71;1.5)$$

On adopte :  $\phi_t = 0,8cm$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  Les armatures transversales on a besoin on adopte au minimum

**-Espacement minimale d'armatures d'âmes :**

$$S_t \leq (A_t \times f_s \times 0,9 / \gamma_s \times b_0 (\tau_u - 0,3 f_{tj}))$$

$$S_t \leq (0,72 \times 235 \times 0,9) / 1,15 \times 15 \times (0,72 - 0,3 \times 2,1) = 30,4cm$$

$$S_t \leq \min(0,9d; 40cm^2)$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times 22,55; 40cm^2) = 20,25cm$$

$$S_t \leq (A_t \times f_s / 0,4 \times b_0)$$

$$S_t \leq \left( 0,72 \times \frac{235}{0,4} \times 15 \right) = 28,2cm$$

On adopte:  $S_t = 20cm$

**III.4.7.Ferrailage de la table de compression :**

➤ **Les armatures perpendiculaires aux nervures :**

$L_n = 70cm$  ; C'est l'entraxe des poutrelles.

$$L_n \leq 80cm \Rightarrow A_t = 200/f_s$$

$$50cm \leq L_n \leq 80cm \Rightarrow A_t = (4L_n/f_s)$$

$$A_t = 4 \times \frac{70}{400} = 0,7cm^2$$

Soit :  $A_t = 3HA8 = 1,51cm^2$

$S_t \leq 20cm$  Donc on adopte l'espacement  $S_t = 20cm$ .

➤ Les armatures parallèles aux nervures :

$$A \geq \frac{A_t}{2} = \frac{1,51}{2} = 0,75cm^2$$

Soit :  $A = 3HA8 = 1,51cm^2$

L'espacement  $S_t \leq 30cm$  donc on adopte  $S_t = 20cm$ .

Pour le ferrailage de la dalle de compression, On adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

**III.4.8.Ferrailage de la table de compression :**

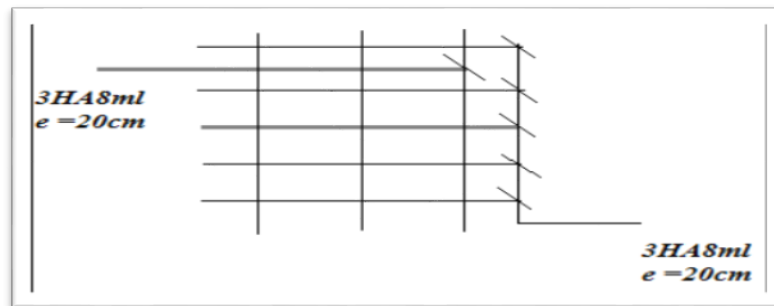


Figure. III.43 : Schéma de ferrailage de la table de compression

**III.4.9.Schéma de ferrailage de plancher :**

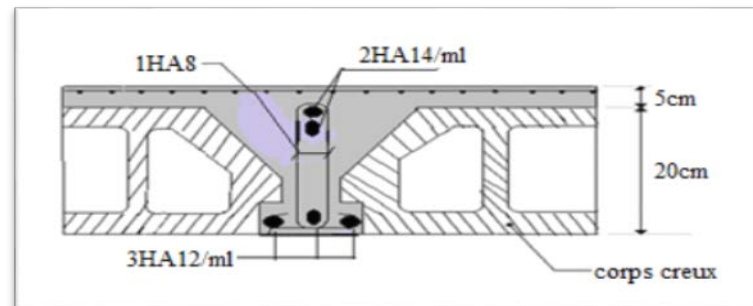


Figure. III.44 : Schéma de ferrailage de plancher

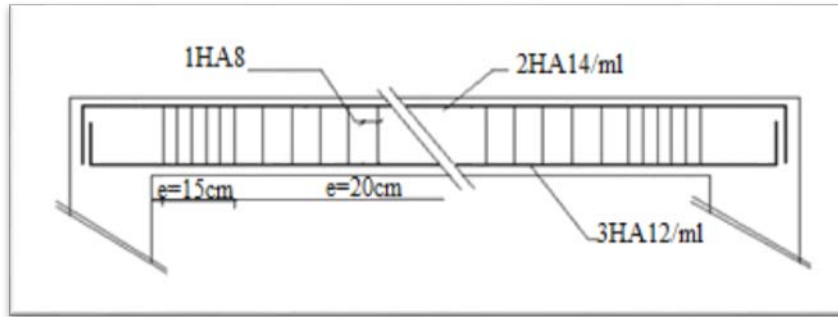


Figure III.45 : Ferrailage de nervures

**III.5.conclusion :**

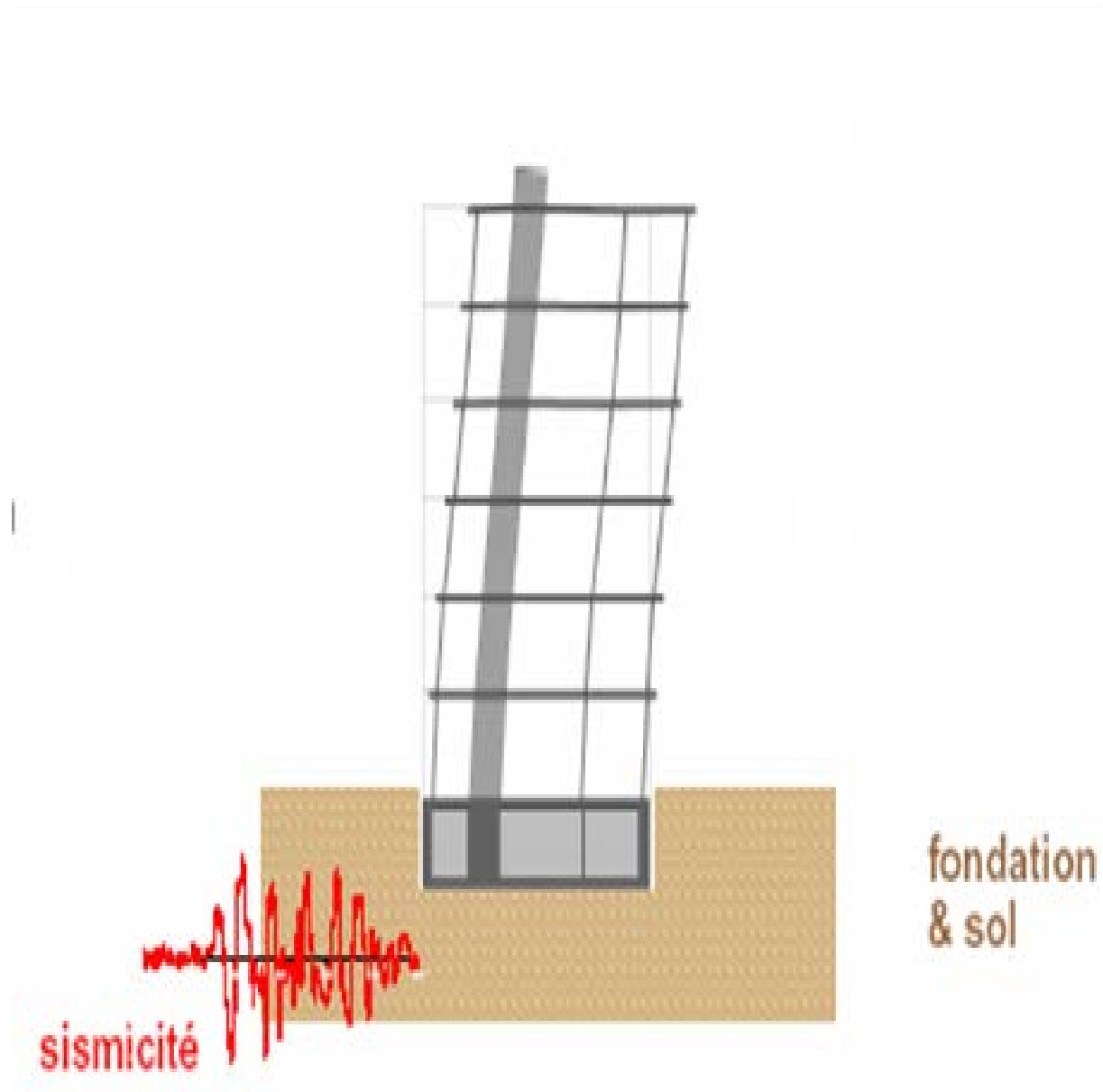
Après les calculs et les vérifications nécessaires des différents types des éléments secondaires, on résume les résultats dans les tableaux suivants :

Elément	ferrailage	
	travée	appuis
Escaliers type 01	6HA10/ml	4HA14/ml
Poutre palière	4HA16/ml	3HA12/ml
Escaliers type 02+04	6HA14/ml	4HA10/ml
Poutre palière	4HA12/ml	3HA16/ml
Escalier type 03	7HA14/ml	4HA10/ml
Poutre palière	3HA8/ml	3HA8/ml
Balcon	5HA10/ml	4HA8/ml
Nervures	3HA8/ml	3HA8/ml
Plancher	3HA12/ml	2HA14/ml
Dalle de compression	3HA8/ml	
L'acrotère	4HA8/ml	

Tableau III.44. Tableau récapitulatif des éléments secondaires

# CHAPITRE IV

## Etude Sismique



### IV.1. Introduction :

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitable de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète a un risque potentiel permanent

Dans les régions sismiques, nous devons réaliser des constructions dites parasismique afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées. Cette étude sismique nous permettra de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes. Toute en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception que sont : la résistance. L'aspect architectural et l'économie

### 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 elle 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. Modélisation de la structure étudiée :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ✓ Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d .d .l.) par nœud.
- ✓ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- ✓ Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

### IV.4. Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

Ultime, service, accidentel.

**BAEL :**

-ELU :  $1,35G + 1.5Q$  ;

-ELS :  $G + Q$ .

**RPA99/version 2003 : [62]**

$$-G Q E_x : G + Q \mp E_x ;$$

$$-G Q E_y : G + Q \mp E_y ;$$

$$-0.8 G E_x : 0,8G \mp E_x ;$$

$$-0.8 G E_y : 0,8G \mp E_y.$$

**Avec :**

**G :** Ensembles des charges permanentes ;

**Q :** Ensembles des charges d'exploitation ;

**E<sub>x</sub> :** Action sismique affectée à la structure en tant que spectre de réponse de calcul dans le Sens X-X ;

**E<sub>y</sub> :** Action sismique affectée à la structure en tant que spectre de réponse de calcul dans le Sens-Y-Y.

#### **IV.5. Méthodes de calculs : [63]**

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Méthode statique équivalente.
- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

##### **IV.5.1 Méthode statique équivalente : [64]**

###### **• Principe de la méthode : [65]**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement

suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

• **Conditions d’application de la méthode statique équivalente : [66]**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec Une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II.

b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les Conditions de hauteur énoncées en a), la condition complémentaire suivante : zone II : Groupe d’usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale 7 niveaux ou 23m.

Notre bâtiment présente une régularité en élévation, avec une hauteur qui ne dépasse pas excessivement **65 m**, donc selon RPA 99, on peut appliquer la Méthode statique équivalente.

✓ **Calcul de l’action sismique :**

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

• **Caractéristiques Dynamique de la structure**

-Zone I A : sismicité faible ;

-Groupe d’usage : B1 ;

-**A** : coefficient d’accélération de zone, **A = 0.10** ; [67]

-**Q** : Facteur de qualité : [68]

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum P_q$

• Valeurs des pénalités  $P_q$  :

Critère « q »	Sans X-X	Sans Y-Y
1. Condition minimales sur les files de contreventement	Observé $P_q=0$	Observé $P_q=0$
2. Redondance en plan	Observé $P_q=0$	Observé $P_q=0$
3. Régularité en plan	Observé $P_q=0$	Observé $P_q=0$

4. Régularité en élévation	Non Observé Pq=0.05	Non Observé Pq=0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non Observé Pq=0.05	Non Observé Pq=0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé Pq=0	Observé Pq=0

Tableau IV.1 : Valeurs des facteurs de qualités.

$$Q = 1 + P \Rightarrow Q = 1 + 0.1 \Rightarrow Q = 1.1$$

-**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, de facteur -de correction d'amortissement ( $\eta$ ), et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ) ;[69]

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (T_2 / 3.0)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

- **$\eta$**  : Facteur de correction d'amortissement :[70]

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}}$$

-Amortissement :  $\xi = 7\%$  ;[71]

Donc :

$$\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0.8 > 0.7$$

• **Estimation de la période fondamentale de la structure** :[72]

Avant tout, il faut calcul la période fondamentale du bâtiment en utilisant deux formules empirique suivant :

-**Estimation empirique avec la formule 1** :

$$T_{emp} = C_t \times h_N^{3/4}$$

$C_t$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage ;[73]

Pour noter cas  $C_t$  est le même dans deux direction

$$C_{tx} = C_{ty} = 0.05$$

$h_N$  : hauteur totale de la structure

$$\text{Donc : } T_y = T_x = 0.55 \text{ sec}$$

-**Estimation empirique avec la formule 2** :

$$T=0.09h_N/\sqrt{L}$$

L :la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

$$L_x=34.7m$$

$$L_y=29.1m$$

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 24.6}{\sqrt{34.7}} = 0.37 \text{ sec} \Rightarrow T_x = 0.37 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 24.6}{\sqrt{29.1}} = 0.41 \text{ sec} \Rightarrow T_y = 0.41 \text{ sec}$$

Condition sur la période fondamentale du bâtiment retenir dans chaque direction considère

La plus petite des 2 valeur données. Par la formule empirique :[74]

$$T=0.55\text{sec}$$

$$T_x=0.37 \text{ sec}$$

$$T_y=0.41\text{sec}$$

Tableau.4.7 RPA99 p34 (valeurs de T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub>) :

Site S 3 : T 1 = 0.15 sec et T 2 =0.50 sec. [75]

T<sub>2</sub> : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

T : période fondamentale de la structure

$$0 \leq T \leq T_2 \rightarrow \left. \begin{array}{l} 0 \leq T_x \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0.37 \leq 0.5 \\ 2,5 \eta \\ 0 \leq T_y \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0.41 \leq 0.5 \end{array} \right\}$$

Alor : D<sub>x</sub>=D<sub>y</sub>=2.5×0.8=2

-R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système De contreventement.[76]

✓ Sens X-X : R<sub>x</sub>=5 ; Sens-Y-Y : R<sub>y</sub>=5.

Sens	A	D	R	Q	W(KN)	V <sub>staq</sub>
Longitudinal	0.10	2	5	1.1	46165.25	2031.27
Transversal	0.10	2	5	1.1	46165.25	2031.27

Tableau IV. 2: Caractéristique dynamique de la structure.

• Modélisation des masses : [77]

✓ Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est Plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés,

✓ La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

✓ Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

- **La résultante de force sismique : [78]**

La résultante de force sismique à la base  $V_t$ , obtenue par combinaison de valeurs modales ne doit pas être inférieure à «80% »de la résultante des forces sismique déterminé par la méthode statique équivalente  $V$  par une valeur du période fondamental donne par la formule empirique appropriée, Si ( $V_d > 0,8V_s$ ).

### IV.5.2. Méthodes dynamiques : [79]

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

#### IV. 5.2.1. Méthode dynamique spectrale modale :

- **Principe de la méthode : [80]**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Pour offrir plus de performance, de capacité de calcul de vitesse d'exécution et de précision pour l'analyse dynamique ; on utilise le logiciel « **ROBOT** ».

- **Nombre de modes à considérer : [81]**

**a-**Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a 90% au moins de la masse totale de la structure,

- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

**b-**Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de

L'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$\mathbf{K} = 3 (\mathbf{N})^{1/2} \quad \text{et} \quad \mathbf{T}_K < 0,20$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T<sub>k</sub> la période du mode K.

• **Spectre de réponse : [82]**

$$S_a/g = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \times \left( 2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases}$$

Pour cette étude on a utilisé le logiciel *Autodesk ROBOT Structural Analysis 2014*

• **Présentation du logiciel de calcul :**

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette analyse, et le progiciel (groupe de logiciels) *ROBOT structural Analysait Professional 2014*

C'est une application collaborative, polyvalente et rapide, capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage EF automatique puissant, des algorithmes non- linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception international (BAEL, RPA, ...).

Ce progiciel appartient à la catégorie CAO/DAO destiné à modéliser, analyse, et dimensionner les différents types de structures, la dernière étape générée par **Robot** est la création des documents pour la structure calculée et dimensionnée (les notes de calcul et les plans d'exécution).

Les principales caractéristiques du progiciel **Robot** sont les suivantes :

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu pour cet effet,
- La possibilité d'importer la géométrie de la structure définie dans un autre logiciel

CAO/DAO,

La possibilité de présentation graphique sur la structure étudiée ou par des tableaux les différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, contraintes, etc.).

**IV.5.2.2. Modélisation de la structure :**

**IV.5.2.2.1. Analyse statique et dynamique :**

L'analyse statique et dynamique est utilisée pour déterminer la réponse de la structure soumise aux différents types de chargements.

**a) Analyse statique :**

Elle implique la résolution de l'équation  $[K] \times \{U\} = \{R\}$

Avec :  $[K]$ : Matrice de rigidité

$\{U\}$  : Vecteur de déplacement

$\{R\}$  : Vecteur de chargement

Pour chaque cas de chargement défini, le programme crée automatiquement le vecteur charge  $\{R\}$  et calcul de déplacement  $\{U\}$ .

Chaque cas de chargement inclus :

- Le poids propre de l'élément poutre ou poteau
- Les chargements concentrés ou répartis sur les éléments de portique
- Les charges uniformes sur les éléments plaques.

**b) Analyse par le spectre de réponse :**

L'équation d'équilibre dynamique d'une structure soumise à une excitation sismique est la suivante :

$$[K] \times \{U\} + [C] \times \{\dot{U}\} + [M] \times \{\ddot{U}\} = [M] \times \{\ddot{U}_s\}$$

Avec :

$[C]$  : Matrice d'amortissement

$\{\ddot{U}_s\}$  : Accélération du sol.

$\{U\}, \{\dot{U}\}, \{\ddot{U}\}$  : sont les déplacements, la vitesse et l'accélération la structure.

Les données précédemment calculés nous donnent un spectre d'accélération sismique, qui se présente comme le montre la figure suivante :

**IV.5.2.2.2. Poids total de la structure "W" :**

-**W** : poids de la structure qui est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) par la formule :

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes

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

B : coefficient de pondération donné par le  $\rightarrow \beta=0.6$ . [83]

<i>Niveau</i>	<i>W<sub>étage</sub> (KN)</i>
<i>RDC</i>	<i>6159.60</i>
<i>1<sup>er</sup> étage</i>	<i>6159.60</i>
<i>2<sup>émé</sup> étage</i>	<i>6159.60</i>
<i>3<sup>émé</sup> étage</i>	<i>6159.60</i>
<i>4<sup>émé</sup> étage</i>	<i>6159.60</i>
<i>5<sup>émé</sup> étage</i>	<i>7603.57</i>
<i>6<sup>émé</sup> étage</i>	<i>268.78</i>

*Tableau IV. 3 : Poids de chaque étage.*

**IV.5.2.2.3. Les données géométriques :**

On calcule les données géométriques de notre structure par rapport au repère (OX, OY) comme le montre la figure suivante :

**IV.5.2.2.3.1. Centre de masse :**

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, Plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.), Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

**Avec :**

**M<sub>i</sub>** : la masse de l'élément i.

**X<sub>i</sub>, Y<sub>i</sub>** : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

**IV.5.2.2.3.2. Centre de torsion :**

**Les coordonnées du centre des rigidités peuvent être déterminé par les formules ci-après**

**Avec :**

$$X_{cj} = \sum I_{jy} X_j / I_{jy}$$

$$Y_{cj} = \sum I_{jx} Y_j / I_{jx}$$

Avec :

$I_{yi}$  : Inertie de l'élément i dans le sens y ;

$X_i$  : Abscisse de l'élément  $I_{yi}$  ;

$I_{xi}$  : Inertie de l'élément i dans le sens x ;

$Y_i$  : Ordonnée de l'élément  $I_{xi}$ .

**-L'excentricité théorique :**

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de gravité et de rigidité:

Etage	Position de center de masse		Position du center de torsion		Excentricité	
	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$X_{CR}$	$Y_{CR}$	$e_{xt}$	$e_{yt}$
<b>RDC</b>	7.15	14.94	7.14	15.27	0.01	0.32
<b>1</b>	7.15	14.26	7.14	15.27	0.01	1.00
<b>2</b>	7.15	14.26	7.14	15.27	0.01	1.00
<b>3</b>	7.15	14.26	7.14	15.27	0.01	1.00
<b>4</b>	7.15	14.26	7.14	15.27	0.01	1.00
<b>5</b>	7.02	14.12	7.14	15.27	0.12	1.14
<b>6</b>	0.26	18.48	11.34	15.31	11.08	3.17

*Tableau IV.4 : Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau.*

**IV.5.2.2.3.3. L'excentricité accidentelle :[84]**

$$e_{xa} = \max(5\%L_{X_{max}} ; e_{xt})$$

$$e_{ya} = \max(5\%L_{max} ; e_{yt})$$

$L_{i\max}$  : variable pour tout le niveau.

Niveau	$L_x$	$L_y$	$e_{xa}$	$e_{ya}$
<b>RDC</b>	34.24	29.90	1.71	1.50
<b>1</b>	34.24	31.55	1.71	1.58
<b>2</b>	34.24	31.55	1.71	1.58
<b>3</b>	34.24	31.55	1.71	1.58
<b>4</b>	34.24	31.55	1.71	1.58
<b>5</b>	34.24	31.55	1.71	1.58
<b>6</b>	22.26	16.98	1.11	0.85

Tableau IV.5 : Valeurs des excentricités accidentelles de chaque niveau.

#### IV.6. Résultats de calcul (ROBOT) :

##### IV.6.1. Périodes et facteurs de participation modale :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Nature	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0.97	<b>1.03</b>	0.18	64.86	<b>Translation</b>	0.18	<b>64.86</b>
2	1.17	0.86	43.00	66.23	<b>Translation</b>	<b>42.82</b>	1.37
3	1.32	0.76	66.73	66.89	<b>Torsion</b>	23.72	0.67
4	3.56	0.28	66.73	79.49	/	0.01	12.59
5	4.52	0.22	74.56	79.65	/	7.82	0.16
6	5.17	0.19	82.28	79.79	/	7.72	0.15
7	6.82	0.15	82.28	81.70	/	0.00	1.91
8	7.15	0.14	82.28	81.71	/	0.00	0.01
9	7.23	0.14	<b>82.29</b>	81.73	/	0.01	0.02
10	7.42	0.13	82.29	<b>81.97</b>	/	0.00	0.24

*Tableau IV.6: Périodes et facteurs de participation modale.*

**IV.6.2. Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement :**

**IV.7. Distribution verticale de la force sismique :**

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante : [85]

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} F_t = 0.07 TV & \text{si } T > 0.7 \text{ s} \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0.7 \text{ s} \end{cases}$$

On a :  $T = s < 0.7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau (i) est donnée par la formule suivante : [86]

$$F_i = \frac{(v - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

$F_i$  : force horizontale au niveau j.

$H_i$  : niveau de plancher.

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure.

$W_i$  : poids de l'étage.

<b>Niveau</b>	<b>V (KN)</b>	<b>h (m)</b>	<b>W (KN)</b>	<b>W.h (KN.m)</b>	<b>Σ W.h (KN.m)</b>	<b>F (KN)</b>
RDC	2031.27	4.20	6159.60	25870.32	575129.43	91.37
1 <sup>er</sup> étage		8.28	6159.60	51001.50		180.13
2 <sup>ème</sup> étage		12.36	6159.60	76132.66		268.88
3 <sup>ème</sup> étage		16.44	6159.60	101263.82		357.65
4 <sup>ème</sup> étage		20.52	6159.60	126394.99		446.40
5 <sup>ème</sup> étage		24.60	7603.57	187047.82		660.62
6 <sup>ème</sup> étage		27.6	268.78	7418.32		26.20
<b>Σ F<sub>i</sub> = 2031.27</b>						

*Tableau IV.7 : Les valeurs des efforts.*

**IV.8. Vérification des méthodes :**

**IV.8.1. Vérification de la période :[87]**

Les valeurs de T, calculées à partir de méthodes numériques ne doivent pas dépasser  
Celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% :

$$T_{\text{dynamique}} < 1.3 \times T_{\text{empirique}}$$

- La période donnée par **ROBOT** est :  $T_{\text{ROBOT}} = 1.03s$
- La période de la méthode statique équivalente est :  $T_{\text{MSE}} = 0.37s$

$$1.3 \times 0.37 = 0.48s \text{ VG}$$

$$T_{\text{ROBOT}} = 1.03 > 1.3 \times T_{\text{MSE}} = 0.48s \dots\dots\dots \text{cv}$$

**IV.8.2. Vérification de l'effort tranchant à la base :**

<i>Sens</i>	$V_{dy}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	<i>Observation</i>
<i>x-x</i>	1953.01	2031.27	1625.016	<i>Observé</i>
<i>y-y</i>	1953.01	2031.27	1625.016	<i>Observé</i>

*Tableau IV.8 : L'effort tranchant à la base.*

**IV.9. Calcul des déplacements : [88]**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :  $\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$

R : Coefficient de comportement ( $R=5$ )

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\Delta_k < 1\%h_K$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent Ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Étage :

Niveau	Sens x-x					Observation
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_K$ (cm)	$\Delta_k / h_K$ (%)	
6 <sup>er</sup> étage	6.6	33	1.5	300	0.005	Observé
5 <sup>er</sup> étage	6.3	31.5	5	408	0.012	Observé
4 <sup>er</sup> étage	5.3	26.5	5.5	408	0.013	Observé
3 <sup>er</sup> étage	4.2	21	6	408	0.014	Observé
2 <sup>er</sup> étage	3.0	15	5.5	408	0.013	Observé
1 <sup>er</sup> étage	1.9	9.5	5	408	0.012	Observé
RDC	0.9	4.5	4	420	0.009	Observé

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements dans le sens x-x.

Niveau	Sens y-y					Observation
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_K$ (cm)	$\Delta_k / h_K$ (%)	
6 <sup>er</sup> étage	1.9	9.5	0	300	0	Observé
5 <sup>er</sup> étage	1.9	9.5	1.5	408	0.003	Observé
4 <sup>er</sup> étage	1.6	8	1.5	408	0.003	Observé
3 <sup>er</sup> étage	1.3	6.5	2	408	0.005	Observé
2 <sup>er</sup> étage	0.9	4.5	1.5	408	0.003	Observé
1 <sup>er</sup> étage	0.6	3	2	408	0.005	Observé
RDC	0.2	1	1	420	0.002	Observé

Tableau IV.10 : Vérification des déplacements dans le sens y-y.

**IV.10. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P-Δ : [89]**

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

Avec :

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

$$P_k = \sum W_G(i) + \beta.W_Q(i) \quad i = k, \dots, n ;$$

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

$h_k$  : Hauteur d'étage du niveau (k) ;

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

Si :

$-0.10 < \Theta_k \leq 0.20$  : Les effets (P- $\Delta$ ) peuvent être pris en compte de manière approximative

En amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1 / (1 - \Theta)$ .

-Si  $0.20 > \Theta_k$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Niveau	Sens x-x					
	$h_K$ (cm)	$P_K$ (KN)	$\Delta_K$ (cm)	$V_K$ (KN)	$\Theta_k$	Observation
6 <sup>er</sup> étage	300	268.78	1.5	26.20	0.05	Observé
5 <sup>er</sup> étage	408	7872.34	5	686.84	0.14	Observé
4 <sup>er</sup> étage	408	14031.94	5.5	1133.24	0.16	Observé
3 <sup>er</sup> étage	408	20191.54	6	1490.89	0.19	Observé
2 <sup>er</sup> étage	408	26351.14	5.5	1759.77	0.20	Observé
1 <sup>er</sup> étage	408	32510.74	5	1939.9	0.20	Observé
RDC	420	38670.34	4	2031.27	0.18	Observé

*Tableau IV.11 : Vérification des effets (P- $\Delta$ ) sans x-x.*

Niveau	Sens y-y					
	$h_K$ (cm)	$P_K$ (KN)	$\Delta_K$ (cm)	$V_K$ (KN)	$\Theta_k$	Observation
6 <sup>er</sup> étage	300	268.78	0	26.20	0	Observé
5 <sup>er</sup> étage	408	7872.34	1.5	686.84	0.042	Observé
4 <sup>er</sup> étage	408	14031.94	1.5	1133.24	0.045	Observé
3 <sup>er</sup> étage	408	20191.54	2	1490.89	0.062	Observé
2 <sup>er</sup> étage	408	26351.14	1.5	1759.77	0.055	Observé
1 <sup>er</sup> étage	408	32510.74	2	1939.9	0.082	Observé

RDC	420	38670.34	<i>l</i>	2031.27	0.045	Observé
-----	-----	----------	----------	---------	-------	---------

Tableau IV.12 : Vérification des effets (P-Δ) sans y-y.

**IV.11.Vérification au renversement :**

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que : **Moment résistant/moment de renversement ≥ 1.5**

**Sans X-X :**

$$M_{resi} = W \times l/2$$

$$M_{renv} = \sum F_i \cdot Z_i$$

$$\frac{M_{Résist}}{M_{Re nver}} = \frac{800967.08}{54844.29} = 14.60 > 1.5 \dots\dots cv$$

**Sans Y-Y :**

$$M_{resi} = W \times l/2$$

$$M_{renv} = \sum F_i \cdot Z_i$$

$$\frac{M_{Résist}}{M_{Re nver}} = \frac{671704.38}{54844.29} = 12.24 \geq 1.5 \dots\dots cv$$

**IV.12.Conclusion**

Les étapes de vérification suivie pour définir le modèle finale étaient de:

Déterminer les modes propres de telle sorte que 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> translation, le 3<sup>ème</sup> torsion pour avoir plus de sécurité.

La vérification de l'effort tranchant a la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal a la base ( $=0.8*VMSE$ ), avec l'implication de ce obtenu par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent si inférieur.

-Vérifié les déplacements inter-étage qui a pour but rigidité latérale imposé par **RPA99V2003**

-Vérifie l'effet P- $\Delta$  pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2<sup>ème</sup> ordre.

-Vérifié les pourcentages donné par le **RPA99version 2003** pour justifier le choix de coefficient de comportement.

Ces critères sont vérifiés au fur et à mesure qu'on charge le modèle, donc on adopte cette disposition des voile concernant le contreventement de la structure

# *CHAPITRE V*

## FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURERS



**Etude Des Eléments Principaux****V .1. Introduction :**

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

**V .2. Etude des poutres :**

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 les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel " **Autodesk Robot Structural Analysis 2014** ", qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/2003 et BAEL91 qui sont :

$$-GQEx : G + Q \mp Ex ;$$

$$-GQEy : G + Q \mp Ey ;$$

$$-0.8GEx : 0,8G \mp Ex ;$$

$$-0.8GEy : 0,8G \mp Ey ;$$

$$-ELU : 1,35G + 1.5Q ;$$

$$-ELS : G + Q.$$

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- ✓ Poutres principales (60×40) ;
- ✓ Poutres secondaires (50× 35).

**V .2.1.Recommandation du RPA99 /2003 :****✓ Armatures longitudinales : [90]**

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la

Poutre est de 0.5% en toute section.  $A_{t,min} = 0,005 \cdot S \cdot b$  ;

- 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 I.

✓ **Armatures transversales : [91]**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec :

b : largeur de la poutre.

$S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

–  $S_t \leq \min (h/4 ; 12\Phi_1^{\min})$  en zone nodale,

–  $S_t \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre

$\Phi_1$  : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales 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 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues. [92]}$$

### V .2.2. Sollicitations de calculs :

Niveau	Combinaisons	Les sollicitations	Poutre principale		Poutre secondaire	
			Appuis	Travée	Appuis	Travée
Etage	ELU	$M_{\max} [kN.m]$	320.05	154.65	126.58	90.15
	ELS	$M_{\max} [kN.m]$	229.45	110.68	91.57	65.15
	Accidentelle	$M_{\max} [KN.m]$	307.57	110.06	136.59	60.65
	$Effort\ tranchant\ T [kN]$		268.83		168.40	
terrasse	ELU	$M_{\max} [kN.m]$	275.73	133.42	95.29	4.94
	ELS	$M_{\max} [kN.m]$	200.78	97.74	69.10	29.97
	Accidentelle	$M_{\max} [KN.m]$	256.60	95.28	129.59	29.60
	$Effort\ tranchant\ T [kN]$		210.96		67.77	

**Tableau V.1 :** Sollicitations des poutres.

V.2. 3. Exemple de calcul :

- **Armatures longitudinales :**

Suivant le RPA :

-Poutres principales :  $A'_{\min} = 0.005 \times 60 \times 40 = 12 \text{ cm}^2$

-Poutres secondaires :  $A'_{\min} = 0.005 \times 50 \times 35 = 8.75 \text{ cm}^2$

Suivant le BAEL :

- Poutres principales :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 40 \times 57 = 2.75 \text{ cm}^2$$

- Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 47.5 \times 35 = 2.00 \text{ cm}^2$$

- ✓ **En travée :**

- **ELU**

**$M_{u,t} = 133.42 \text{ KN.m}$**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{133.42 \times 10^3}{14.2 \cdot 40 \cdot (57)^2} = 0.07$$

$$\mu = 0.07 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.09$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.962$$

$$A_{\text{cal}}^t = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{133.42 \times 10^3}{348 \times 0.962 \times 57} = 6.99 \text{ cm}^2$$

- **ELA :**

**$M_{acc,t} = 95.28 \text{ KN.m}$**

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{95.28 \cdot 10^3}{18.5 \cdot 40 \cdot (57)^2} = 0.039$$

$$\mu = 0.039 < \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.051$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.979$$

$$A_t^{\text{acc}} = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{95.28 \times 10^3}{348 \times 0.979 \times 57} = 4.90 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{acc}}; A_{\min}) = 12 \text{ cm}^2$$

On adopts:  $A_{st}=6HA16 =12.06cm^2$

✓ *Sur appuis :*

▪ *ELU*

$M_{u.t} = 275.73KN.m$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{275.73 \times 10^3}{14.2 \times 40 \times (57)^2} = 0.149$$

$$\mu = 0.149 < \mu_l = 0.932 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.202$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.918$$

$$A_{cal}^t = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{275.73 \times 10^3}{348 \times 0.918 \times 57} = 15.14cm^2$$

▪ *ELA*

$M_{acc.t} = 256.60KN.m$

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{256.60 \times 10^3}{18.5 \times 40 \times (57)^2} = 0.106$$

$$\mu = 0.106 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.141$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.943$$

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{256.60 \times 10^3}{348 \times 0.943 \times 57} = 13.71cm^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) = 15.14cm^2$$

*On adopts:  $A_t = 3HA16 + 3HA20 = 15.45cm^2$*

▪ *ELS*

-La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .

- - la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	$\alpha$	$M_u$	$M_{ser}$	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	Condition
<i>Travée</i>	0.09	133.42	97.74	1.37	0.435	CV
<i>Appui</i>	0.202	275.73	200.78	1.37	0.435	CV

*Tableau V.2: Récapitulatif de vérification.*

**-Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

✓ **On doit vérifier que :**

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

$$A_l = 16.08 \text{cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left( 210.96 + \frac{133.41}{51.3} \right) = 0.613 \text{cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

**-Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{210.96}{40 \times 57} = 0.09 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{Mpa} \right\} = 2.5 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0.09 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

**-Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  :**

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

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

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{60}{35}; \frac{40}{10}; 1.2 \right) = 1.2 \text{cm}$$

**On prend :  $\phi_t = 8 \text{mm}$  de nuance d'acier FeE400**

$$4\phi_8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{cm}^2$$

**- L'espace des armatures transversales :**

\* **Zone nodale :**  $\delta_{t4} \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12 \cdot \phi \right) = \min \left( \frac{60}{4}; 12 \times 1.2 \right) = 14.4 \text{cm} \Rightarrow \delta_t = 14.4 \text{cm}$

\* **Zone courante :**

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{60}{2} \Rightarrow \delta_t = 30 \text{cm} \Rightarrow \delta_t = 30 \text{cm}$$

**Donc :**

-  $\delta_t = 25 \text{cm}$  en zone courante

-  $\delta_t = 15 \text{cm}$  en zone nodale

➤ *Vérification des armatures transversales :*

\* *Zone nodale :*

$$A_{tmin} = 0.003 \cdot 40 \cdot 15 = 1.8 \text{ cm}^2$$

\* *Zone courante :*

$$A_{tmin} = 0.003 \cdot 40 \cdot 30 = 3.6 \text{ cm}^2$$

➤ *Les longueurs de recouvrement :*

$L_r > 40\phi$  en Zone I

$\phi = 14 \text{ mm}$   $L_r > 40 \times 14 = 56 \text{ cm}$  on adopte  $L_r = 60 \text{ cm}$

$\phi = 16 \text{ mm}$   $L_r > 40 \times 16 = 64 \text{ cm}$  on adopte  $L_r = 65 \text{ cm}$

**Remarque :** étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferraillage sont les mêmes que celle déjà montrée ci-dessus ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferraillage.

**Tableau Récapitulatif :**

➤ **ELU :**

Type des poutres		$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]		$A_{cal}$ [cm <sup>2</sup> ]		Barres choisies		$A_{cor}$ [cm <sup>2</sup> ]		$L_r$ cm
		BAEL	RPA	Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	
Poutres principales	Travée	2.75	12	6.99	8.15	6HA14	6HA14	12.02	12.02	56
	Appui	2.75	12	15.14	17.80	3HA16+ 3HA20	6HA20	15.45	18.35	56
Poutres secondaires	Travée	2.00	8.75	4.40	5.69	6HA14	6HA14	9.24	9.24	56
	Appui	2.00	8.75	6.03	8.13	6HA16	6HA14	9.24	9.24	56

Tableau V. 3 : Les barres choisies pour les poutres.

Type des poutres		$\alpha$	$M_u$		$M_{ser}$		$\bar{\alpha}$		Condition	
			Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	Terrasse	Etage		
Poutres principales	Travée	0.09	0.109	133.42	154.65	97.74	110.68	0.435	0.448	CV
	Appui	0.202	0.234	275.73	320.05	200.78	229.45	0.435	0.448	CV
Poutres secondaires	Travée	0.00056	0.104	4.94	90.15	29.97	65.15	0.667	0.441	CV
	Appui	0.111	0.148	95.29	126.58	69.10	91.57	0.439	0.441	CV

Tableau V.4 : Récapitulatif de vérification à ELS.

V.2.4. Schéma de ferrailage structure (Terrasse& Etage):

\* Poutres Principales :

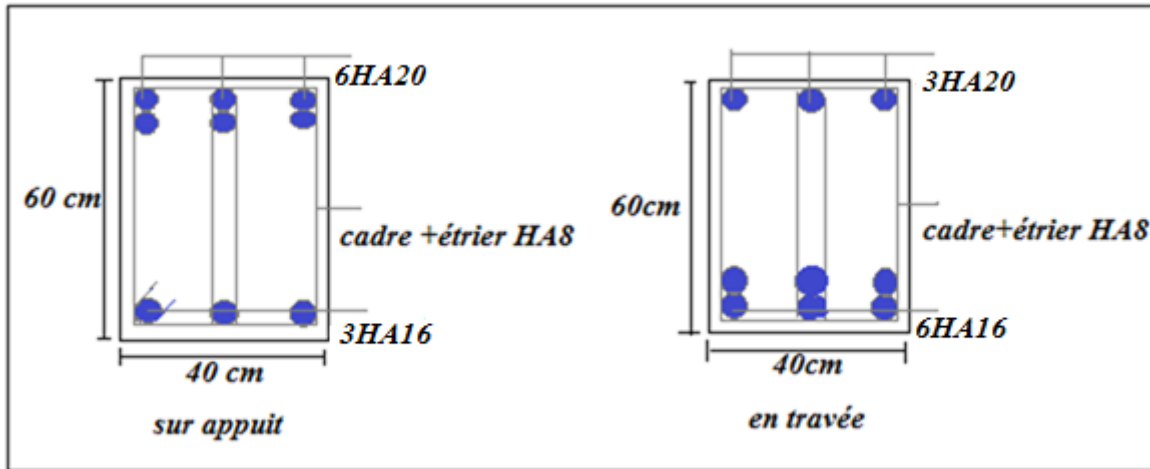


Figure V.1 : Ferrailage de poutre principale étage

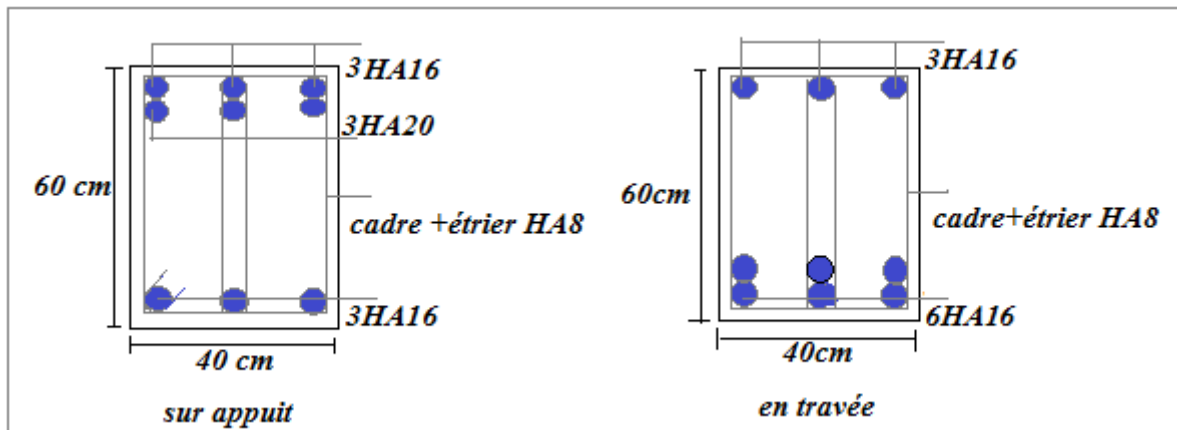


Figure V.2 : Ferrailage de poutre principale pour terrasse

❖ Poutres secondaires :

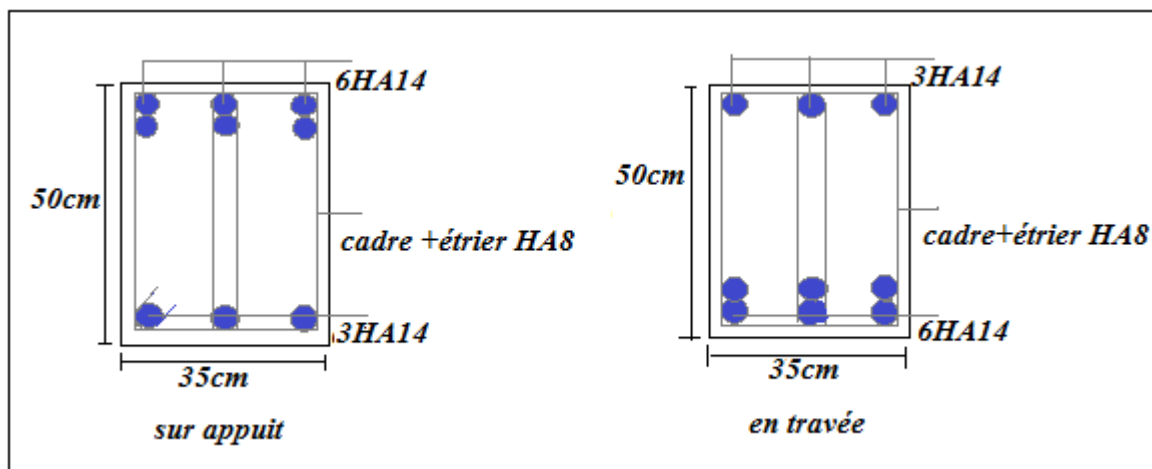


Figure V.3 : Ferrailage de poutre secondaire pour terrasse et étage

## V.3. Etude des poteaux :

### V.3. 1.Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal (N) par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant (M) dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composé peut être l'un des trois cas suivant :

- Section entièrement tendue **SET**
- Section entièrement comprimée **SEC**
- Section partialement comprimée **SPC**

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L E) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

#### a-Situation durable :

- Béton :  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$  ;  $\bar{\sigma}_b = 14,2\text{MPa}$  ;  $\gamma_b=1.5$  ;
- acier :  $\gamma_s=1.15$  ; Nuance FeE400 ;  $\sigma_s = 348\text{MPa}$  ;

#### b-Situation accidentelle :

- Béton :  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$  ;  $\gamma_b=1.5$  ;  $\bar{\sigma}_b = 18.48 \text{ MPa}$
- acier :  $\gamma_s=1.00$  ; Nuance FeE400 ;  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

### V. 3.2. Aspect réglementaire :

- **Les combinaisons accidentelles :**

Suivant le RPA :

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

E.L.A :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

- **Les combinaisons fondamentales :**

Suivant le BAEL :

E.L.U :  $1,35G + 1,5 Q$

E.L.S :  $G + Q$

Les poteaux seront calculés à la flexion composée en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter ; à savoir :

- 1<sup>ère</sup> cas :  $N_{\max} \rightarrow (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$
- 2<sup>ème</sup> cas :  $M_{Z_{\max}} \rightarrow N_{corr}$  ;
- 3<sup>ème</sup> cas :  $M_{Y_{\max}} \rightarrow N_{corr}$  ;
- 4<sup>ème</sup> cas :  $N_{\min} \rightarrow (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$ .

- **Armatures longitudinales : [93]**

Les armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets avec un diamètre minimum de **12mm**.

\* Armatures minimales : 0.7% en zone I ;

\* Armatures maximales :  $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$

Avec :

B : Section du poteau

\* Longueur de recouvrement est de  $40\phi$  en zone I ;

\* Le recouvrement se fait, si possible, à l'extérieur de la zone nodale ;

\* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

- **Armatures transversales : [94]**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{\delta_t} = \frac{P_a \cdot V_u}{h_L \cdot f_e}$$

Avec :

- $V_u$  : effort tranchant de calcul ;

- $h_L$  : hauteur totale de la section brute ;

- $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

- $P_a$  : est le coefficient correcteur qui tient compte de l'élançement géométrique des poteaux -dans la direction considérée  $P_a = 2,5$  si  $\lambda_g \geq 5$  et à  $3,75$  dans le cas contraire.

-  $\delta_t$  : l'espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\delta_t \leq \min(10 \cdot \phi_L; 15cm) \text{ En zone I}$$

Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15 \cdot \phi_{L \min}$$

$\phi_{L \min}$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

\* la quantité d'armatures transversales minimales est :

$\frac{A_t}{\delta_t \cdot b}$  En % et est donnée comme suit :

- Si  $\lambda_g \geq 5$  : 0.3%

- Si  $\lambda_g \leq 3$  : 0.8%

- Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limitent précédentes

$\lambda_g$  : est l'élançement géométrique du poteau

Avec :

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{h} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

**h** 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.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \cdot \phi_l$  minimum.

**V.3.3. Les sollicitations :**

CAS	efforts	ELU	ELA	ELS
<b>Cas 1</b>	$N_{max} [KN]$	4019.44 23	3930.4218	2895.31 23
	$M_{Ycor} [KN.m]$	2.88	83.92	13.09
	$M_{Zcor} [KN.m]$	18.28	83.64	2.06
<b>Cas 2</b>	$M_{Zmax} [KN.m]$	165.60 695	260.42674	118.90 235
	$M_{Ycor} [KN.m]$	154.20	107.72	28.49
	$N_{cor} [KN]$	226.54	1348.70	225.59
<b>Cas 3</b>	$M_{Ymax} [KN.m]$	154.20 235	168.22 695	111.81 695
	$M_{Zcor} [KN.m]$	165.60	111.81	67.87
	$N_{cor} [KN]$	308.57	238.71	166.34
<b>Cas 4</b>	$N_{min} [KN]$	93.06	8.51	66.85
	$M_{Zcor} [KN.m]$	9.84	0.59	7.12
	$M_{Ycor} [KN.m]$	7.90	14.43	5.67

*V.5 : Sollicitations des poteaux.*

**V.3.4. Exemple de calcul :**

➤ **Etat Limite De Stabilité De Forme :**

Les sections soumises à des efforts normaux de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du **BAEL91** en adoptant une excentricité totale de calcul :  $e = e_1 + e_a + e_2$ .

**Avec :**

$e_1$  : excentricité du premier ordre.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

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

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right)$$

$e_2$  : excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de structure.

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec :

L : longueur du poteau.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

$\alpha$  : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}}\right)$$

Le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$\phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi :  $N_u$  inchangé ,  $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$ .

**1<sup>er</sup> cas: 1,35G+1,5Q**

$$N_{max} = 4019.4423 \text{ KN} ; M_{corr} = 2.88 \text{ KN.m} ; M_{ser} = 13.09 \text{ KN.m}$$

\* Calcul de L'excentricité :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{2.88}{4019.4423} = 0.0007 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{420}{250}\right) = \max(2, 1.68)$$

$$e_a = 2\text{cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}}\right) = 10 \left(1 - \frac{2.88}{1.5 \times 13.09}\right)$$

$$\alpha = 0.85;$$

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\varphi) = \frac{3 \times (0,7 \times 4,20)^2}{10000 \times 0,5} (2 + 0,85 \times 2)$$

$$e_2 = 0,019$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0,039m$$

\* Calcul de coefficient de remplissage  $\psi$  :

$$\Psi_1 = \frac{Nu}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}} = \frac{4019,4423 \times 10^3}{500 \times 500 \times 14,2} = 0,113$$

$$\text{Donc : } \Psi_1 \leq 0,81$$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

\* Calcul l'excentricité critique relative  $\zeta$  :

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,66}}{16} = 0,163$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0,163 \times 0,50 = 0,081$$

$$e = 0,039m < e_{Nc} = 0,081 \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$e < e_{Nc}$  : Section entièrement comprimée.

$A'_{s,min} = 4cm^2$  x périmètre de la section

$$A'_{s,min} = 4 \times [(0,50 + 0,50) \times 2] = 8 \text{ cm}^2$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{s,min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, B \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s,min} \geq \max \left\{ \frac{50 \times 50}{1000}; 50 \times 50 \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{s,min} \geq \max \{ 2,5cm^2; 13,12cm^2 \}$$

$$A_{s,min} \geq 13,12cm^2$$

Suivant le RPA :

• **Armatures maximales :**

\* en zone courante :

$$A_s \leq A_{max} = 4\% b \cdot h$$

$$A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$$

\* en zone de recouvrement :

$$A_s \leq A_{\max} = 6\% b \cdot h$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum :  $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$ .

• **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0.8\% \times (b \cdot h) = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

\* **Choix des armatures :**

$$A_s \geq A_{s\min} = 20 \text{ cm}^2$$

On adopte:  $A_s = 6HA16 + 6HA14 = 21.3 \text{ cm}^2$

• **Vérification vis -à vis de l'état limite de service :**

– **Contrainte maximale de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{28}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,0045$$

$$S = bh + 15A_{totale} = 50 \times 50 + 15 \times 21.3 \Rightarrow S = 2819.5 \text{ cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_s + A'_s)} \Rightarrow X_G = -0.2 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[ A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right] = 688602.88 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{sup} = 10.52 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

(De la fibre supérieure).

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{inf} = 10.26 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

(De la fibre inf.)

$$\text{Max}(\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) = 10.52 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

– **Contrainte maximale de traction des aciers**

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$V_2 = h - v_1$$

$$\sigma_s^1 = 15 \left[ \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_{ser} \cdot (V_1 - C_1)}{I} \right] = 174.8 MPa$$

$$\sigma_s^2 = 15 \left[ \frac{N_{ser}}{B_0} - \frac{M_{ser} \cdot (V_2 - C_2)}{I} \right] = 173.05 MPa$$

$$\text{Max} (\sigma_s^1, \sigma_s^2) = 174.8 MPa \leq \overline{\sigma_s} = 201.66 MPa \dots\dots\dots cv$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$L_f = 0,7 \times 4.20 = 2.94 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{294}{50} = 5.88$$

$$\text{donc : } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2,50$$

– Suivant le BAEL :

$$t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40cm; b + 10cm)$$

$$\phi_L^{\min} = 12mm$$

$$t \leq \min(18; 40cm; 60cm)$$

$$t \leq 18cm \Rightarrow t = 15cm$$

– Suivant le RPA :

**\* Zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15cm)$$

$$\phi_L^{\min} = 12mm$$

$$t \leq \min(12; 15cm)$$

$$t \leq 12cm \Rightarrow t = 10cm$$

**\* Zone courante :**

$$t' \leq 15\phi_L^{\min}$$

$$t' \leq 18cm \Rightarrow t' = 15cm$$

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L,max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ cm}$$

Donc on prendra **HA 08**

➤ **Détermination de la section des Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_c} = \frac{2,5 \times 198,7 \times 0,1}{50 \times 400} \times 10^{-2} = 2,48 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{420}{50} = 8,4 > 5$$

On a :  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = 0,3\% \Leftrightarrow A_{t,\min} = 0,3\% t \cdot b_1$

$$A_{t,\min} = 0,3\% t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 8HA8 = 4,02 \text{ cm}^2 > A_{t,\min} = 1,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi_t$

**V.3.4.1. Calcul récapitulatif des sections des armatures des poteaux :**

CAS	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min \text{ RPA}} \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix	$A_{adopté}$	Longueur de Rec (cm)
CAS1	8	20	4HA20+4HA16	20.61	HA20 : (85 cm) HA16 : (75 cm)
CAS2	7.76	20	4HA20+4HA16	20.61	HA20 : (85 cm) HA16 : (75 cm)
CAS3	7.82	20	4HA20+4HA16	20.61	HA20 : (85 cm) HA16 : (75 cm)
CAS4	0	20	4HA20+4HA16	20.61	HA20 : (85 cm) HA16 : (75 cm)

Tableau V.6 : Calcul et choix des sections d'armatures.

Cas	N ser	M ser	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$
1	2895.31	13.09	10.28	15	174.8	201.66
2	226.54	28.49	9.56	15	155.49	201.66
3	308.57	111.81	8.08	15	139.02	201.66
4	93.06	5.67	6.47	15	86.28	201.66

Tableau V.7 : Vérification des contraintes.

Vérification à l'ELS :

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{83.28}{0.4 \times 0.37} = 0.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_U \dots\dots\dots \text{cv}$$

➤ Vérification de l'effort normal :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

$$v = \frac{977.46}{1600 \times 25} = 0.24 \leq 0.30$$

V.3.5. Schéma de ferraillage :

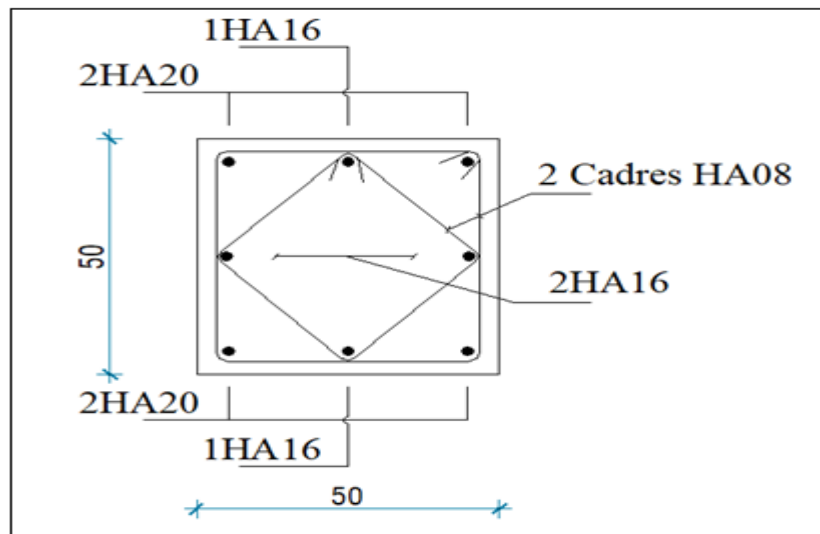


Figure V.4 : Ferraillage de poteaux

V.4. Les voiles :

V.4.1. Introduction :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée. Auxquels on réservera le nom de murs
- En béton armée ou non armée, et appelés voiles

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche et un outil de coffrage de grande surface.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales (au plus 20%), les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Pour cela l'avantage que présente l'utilisation des voiles est la réduction considérable Des dommages sismiques des éléments non structuraux et du bâtiment en générale, et cela Grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

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.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

- ✓ Pour éviter les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- ✓ Pour éviter le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

### V.4.2.Recommandation du RPA99/2003 :

#### a. Armatures verticales : [98]

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

**Avec :**

$l_t$  : Longueur de la zone tendue ;  $e$  : Épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement :  $S_t < e$  ( $e$  : épaisseur de voile).

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

**b. Les armatures horizontales : [99]**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ .

**c. Les armatures transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingle par  $1m^2$  au moins.

**d. Les armatures de coutures :**

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = I \cdot IV / f_e$$

**e. Règles communes (armatures verticales et horizontales) : [100]**

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales)

$A_{\min} = 0.15\%(b \times h) \rightarrow$  Globalement dans la section du voile ;

$A_{\min} = 0.10\%(b \times h) \rightarrow$  En zone courante.

**❖ L'espacement :**

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingle par  $m^2$ .

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

**❖ Longueurs de recouvrement :**

-  $40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible ;

-  $20\phi$  : Pour les barres situées dans.

**V.4. 3. Les sollicitations :**

Les voiles seront calculés à la flexion composée un axiale en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter ; à savoir :

- **Cas 1** : N min – M correspondant
- **Cas 2** : N max – M correspondant
- **Cas 3** : M max – N correspondant

- On a deux types de voile

1-1<sup>er</sup> type pour infrastructure (e=25 cm)

Sens X-X							
Les voiles	N max – M corr.		N min – M corr.		M max – N corr		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	
V1	1297.12	676.85	322.62	136.42	1297.12	676.85	366.45
V2	1494.02	325.16	245.93	42.86	1494.02	325.16	409.59
V3	1515.47	329.70	246.74	179.19	1515.47	329.70	421.87
V4	1538.04	347.21	247.61	32.67	1538.04	347.21	423.35
V5	1552.35	310.45	237.99	34.91	1552.35	310.45	421.00
V6	1360.98	711.07	320.55	138.53	1360.98	711.07	389.17

Tableau. V. 8. Sollicitations maximales de calcul des voiles dans le sens X-X

Sens Y-Y							
Les voiles	N max – M corr		N min – M corr		M max – N corr		V (KN)
	N(KN)	M(KN)	N(KN)	M(KN)	N(KN)	M(KN)	
V7	2355.66	1501.63	210.13	290.19	2355.66	1501.63	910.82
V8	1305.93	441.25	230.67	110.80	1305.93	441.25	419.25
V9	1420.33	347.67	219.20	27.91	1420.33	347.67	477.38
V10	1353.75	317.17	233.69	74.44	1353.75	317.17	450.62
V11	2273.12	741.83	150.84	40.92	2273.12	741.83	1154.12

Tableau . V.9 .Sollicitations maximales de calcul des voiles dans le sens Y-Y.

V.4. 4.Exemple de calcul d'un voile plein (25cm)

Détermination des sollicitations :

➤ ELU :

$$M = 329.70 \text{ KN.m}$$

$$N = 1515.47 \text{ KN}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.25 \times 4.2^3}{12} = 1.54 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0.25 \times 4.20 = 1.05 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{L}{2} = \frac{4.2}{2} = 2.1 \text{ m}$$

Avec :

I : Inertie du voile.

$\Omega$  : Surface en plan du voile.

$\nu$  : La position de l'axe neutre.

• Armatures verticales

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times \nu$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times \nu$$

$$\sigma_1 = 3549.53 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 2602.62 \text{ KN/m}^2$$

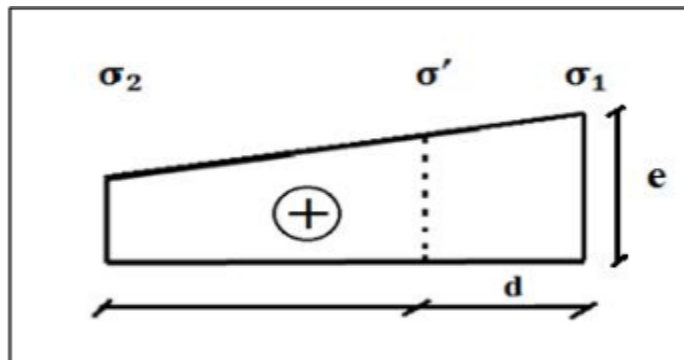


Figure V.5 : Diagramme d'une section entièrement comprimée.

Si :  $\sigma_1$  et  $\sigma_2 > 0$  → la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

$$L = 0 \text{ cm} \Rightarrow A_{min} = 0.20\% \times a \times L = 0.002 \times 20 \times 0 = 0 \text{ cm}$$

Permet de découper la zone comprimée en bande dont la largeur **d** est tel que :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 2.1$$

On adopte : **d=2.0m**

$h_e$  : Hauteur d'étage.

$L_c$  : Longueur de la zone comprimée.

D'après le RPA 99 on a :

✓ **La section globale :**

$$A \geq 0.15\% \times e \times L$$

$$A \geq 0.0015 \times 25 \times 420 = 15.75\text{cm}$$

✓ En zone courante :

$$0.10 \% \times e \times L = 0.001 \times 25 \times 420 = 10.5\text{cm}$$

On adopte : AS=7HA14

➤ ELA :

$$M = 675.88\text{KN.m}$$

$$N = 664.82\text{KN}$$

• Armatures verticales

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_1 = 2251.29\text{N/m}^2$$

$$\sigma_2 = 408.02\text{KN/m}^2$$

Calcul de  $L_c$  :

$$L_c = L \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 3.55\text{m.}$$

$$L_t = L - L_c = 4.2 - 3.55 = 0.65\text{m}$$

$$d \leq \min \left( \frac{4.2}{2}, \frac{2 \times 3.55}{3} \right) = 2.1\text{m}$$

soit :  $d = 2.0\text{m}$

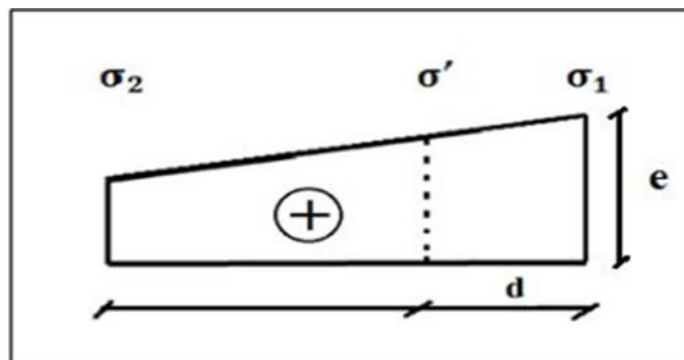


Figure V. 6 : diagramme d'une section partiellement comprimée.

$L < d \Rightarrow$  on utilise la longueur de la partie tendue ( $L_t$ ) pour le calcul de ferraillage.

De traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \sigma_2 \times e \times L_t = 408.02 \times 0.25 \times 0.65 = 66.30\text{ KN}$$

$$A_s = T / (f_e / \gamma_b) = 3.05\text{ cm}^2$$

**Le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003) :**

$$L = 65 \text{ cm} \Rightarrow A_{\min} = 0.20\% \times e \times L = 0.002 \times 25 \times 65 = 3.25 \text{ cm}$$

Donc on prend dans la zone tendue :  $A = \max (A_s ; A_{\min}) = \max (3.25 ; 3.05)$

$$A_s = 3.25 \text{ cm}^2$$

**Globalement dans la section du voile :**

$$A_s \geq 0.15\% \times a \times L = 0.0015 \times 25 \times 420 = 15.75 \text{ cm}^2$$

✓ **En zone courante :**

$$h' = h - 2L_t = 4.20 - 2 \times 0.65 = 2.9 \text{ m}$$

$$A \geq 0.10\% \times e \times h' = 0.0010 \times 25 \times 290 = 7.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \min (1.5e ; 30 \text{ cm}) = \min (1.5 \times 25 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$L_2 = L - 2L_1 = 420 - (2 \times 42) = 336 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow N (\text{espacements}) : L_2/S_t = 336/25 = 13.44$$

$$\text{On prend : } N (\text{espacements}) = 17$$

$$\Rightarrow N (\text{barres}) = N (\text{espacements}) + 1 = 17 + 1 = 18$$

✓ **La zone d'about :**

$$S_t/2 = 12.5 \text{ cm}$$

$$L_1 = L/10 = 42 \text{ cm}$$

$$N (\text{espacements}) = L_1/S_t = 42/25 = 1.68$$

$$\text{On prend : } N (\text{espacements}) = 4$$

$$\Rightarrow N (\text{barres}) = N (\text{espacements}) + 1 = 4 + 1 = 5$$

✓ **Le diamètre :**

$$\emptyset \leq a/10 = 20 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte : } \emptyset = 12 \text{ mm}$$

✓ **Zone courante :**

$$A_s = 24 \text{ HA}10 = 18.96 \text{ cm}^2$$

**La zone d'about :**

$$A_s = 8 \text{ HA}10 = 6.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{tot}} = 2A_{\text{tend}} + A_{\text{comp}} = 2 \times 6.32 + 18.96 = 31.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{tot}} = 30.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} (\text{globale}) = 15.75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

➤ **Ferraillage horizontal à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance au cisaillement se fait en majorant la contrainte de cisaillement de 40%.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1,4 V / b_0 d \leq 0,2 f_{c28} = 5MPa$$

Avec :

$$\tau = 0.56MPa < 5MPa. \text{ (Pas de risque de cisaillement)}$$

La section d'armatures est déterminée par le BAEL comme suit :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$k = 0$  (Pour prendre en compte la reprise de bétonnage)

$$\alpha = 90^\circ, S_t \leq (1,5e, 30cm) \text{ donc : } S_t = 30cm$$

$$A_t \geq 2.8 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures**

On adopte : = 5HA10/ml=3.93 cm<sup>2</sup>

Soit : St=20 cm.

• **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 30cm \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33cm \dots \dots \dots cv$$

• **Le pourcentage minimum d'armatures:**

D' autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferraillage

Qui est.de l'ordre de :

0.25% de la section du voile considérée si:

$$A_{t,min}(RPA) = 0.25\% \times b \times S_t = 2.52 \text{ cm}^2$$

**V.4.5.Schéma de ferraillage :**

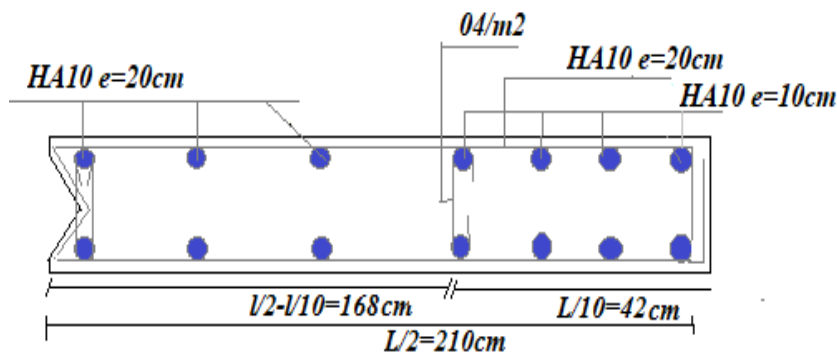


Figure V.7 : Schéma de ferraillage du voile.

-2<sup>eme</sup> type pour super structure (e=20)

Sens X-X							
Les voiles	N max – M corr.		N min – M corr.		M max – N corr		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	
V1	5181.97	499.92	378.20	44.29	5181.97	499.92	151.02
V2	4740.49	442.40	306.63	17.45	4740.49	442.40	303.47
V3	3947.88	311.05	258.35	16.52	3947.88	311.05	329.85
V4	3115.78	332.01	200.14	86.16	3115.78	332.01	345.60
V5	2264.43	289.05	141.04	43.67	2264.43	289.05	362.84
V6	1402.18	315.84	29.84	20.43	1402.18	315.84	355.98
V7	579.80	200.57	94.87	13.22	579.80	200.57	259.62
V8	2250.31	265.80	273.66	39.16	2250.31	265.80	145.28
V9	1884.70	199.37	184.73	36.14	1884.70	199.37	223.42
V10	1566.99	230.39	188.84	28.58	1566.99	230.39	253.83
V11	1229.71	266.26	191.12	41.71	1229.71	266.26	278.32
V12	881.57	294.25	188.55	54.36	881.57	294.25	307.32
V13	565.61	303.84	170.95	59.99	565.61	303.84	441.38
V14	198.21	196.09	17.05	22.19	198.21	196.09	117.07

Tableau. V. 10. Sollicitations maximales de calcul des voiles dans le sens X-X

Sens Y-Y							
Les voiles	N max – M corr		N min – M corr		M max – N corr		V (KN)
	N(KN)	M(KN)	N(KN)	M(KN)	N(KN)	M(KN)	
V15	1967.63	226.38	229.49	62.10	1967.63	226.38	98.87
V16	1700.44	92.88	135.75	42.80	1700.44	92.88	157.38
V17	1440.96	113.01	114.03	33.75	1440.96	113.01	198.18
V18	1128.51	104.92	91.58	35.54	1128.51	104.92	235.98
V19	802.84	115.00	70.73	32.29	802.84	115.00	263.24
V20	477.24	324.27	48.68	11.57	477.24	324.68	304.09
V21	304.07	256.09	72.85	36.07	304.07	256.09	166.73

Tableau . V.11 .Sollicitations maximales de calcul des voiles dans le sens Y-Y.

V.4. 6.Exemple de calcul d'un voile plein (20cm)

Détermination des sollicitations:

➤ ELU :

$$M = 499.92 \text{KN.m}$$

$$N = 5181.97 \text{KN}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.20 \times 4.2^3}{12} = 1.23 \text{m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0.20 \times 4.20 = 0.84 \text{m}^2$$

$$v = \frac{L}{2} = \frac{4.2}{2} = 2.1 \text{m}$$

Avec :

I : Inertie du voile.

$\Omega$  : Surface en plan du voile.

$v$  : La position de l'axe neutre.

• Armatures verticales

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_1 = 13808.44 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 12101.40 \text{KN/m}^2$$

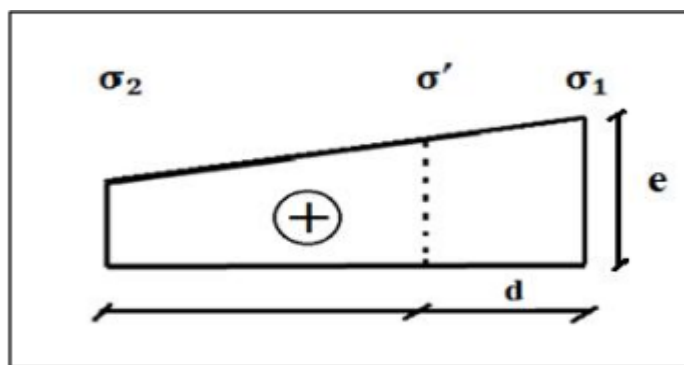


Figure V.8 : Diagramme d'une section entièrement comprimée.

Si :  $\sigma_1$  et  $\sigma_2 > 0$  → la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

$$L = 0 \text{ cm} \Rightarrow A_{min} = 0.20\% \times a \times L = 0.002 \times 20 \times 0 = 0 \text{ cm}$$

Permet de découper la zone comprimée en bande dont la largeur  $d$  est tel que :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_C \right) = 2.1$$

On adopte :  $d=2.0m$

$h_e$  : Hauteur d'étage.

$L_C$  : Longueur de la zone comprimée.

D'après le RPA 99 on a :

✓ **La section globale :**

$$A \geq 0.15\% \times e \times L$$

$$A \geq 0.0015 \times 20 \times 420 = 12.6cm$$

✓ **En zone courante :**

$$0.10\% \times e \times L = 0.001 \times 20 \times 420 = 8.4 cm$$

On adopte : AS=6HA14

➤ **ELA :**

$$M = 6232.51KN.m$$

$$N = 2169.92KN$$

• **Armatures verticales**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_1 = 16065.67N/m^2$$

$$\sigma_2 = -5216.07KN/m^2$$

Calcul de  $L'$  :

$$L_C = L \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 3.17m.$$

$$L_t = L - L_C = 4.2 - 3.17 = 1.03m$$

$$d \leq \min \left( \frac{4.2}{2}, \frac{2 \times 3.17}{3} \right) = 2.10m$$

soit :  $d = 2.00m$

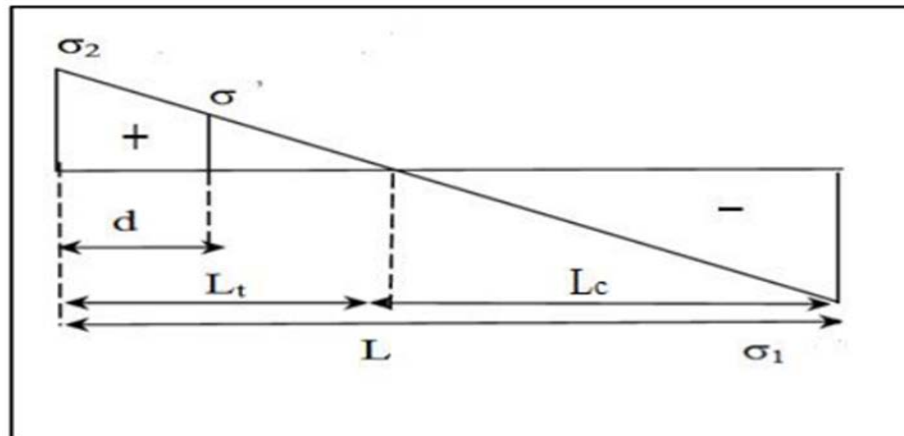


Figure V. 9 : diagramme d'une section partiellement comprimée.

$L < d \Rightarrow$  on utilise la longueur de la partie tendue ( $L_t$ ) pour le calcul de ferrailage.

De traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \sigma_2 \times e \times L_t = 5216.07 \times 0.20 \times 1.03 = 1074.51 \text{ KN}$$

$$A_s = T / (f_e / \gamma_b) = 3.08 \text{ cm}^2$$

**Le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003) :**

$$L = 103 \text{ cm} \Rightarrow A_{\min} = 0.20\% \times e \times L = 0.002 \times 20 \times 103 = 4.12 \text{ cm}$$

Donc on prend dans la zone tendue :  $A = \max (A_s ; A_{\min}) = \max (3.08 ; 4.12)$

$$A_s = 4.12 \text{ cm}^2$$

**Globalement dans la section du voile :**

$$A_s \geq 0.15\% \times a \times L = 0.0015 \times 20 \times 420 = 12.6 \text{ cm}$$

✓ **En zone courante :**

$$h' = h - 2L_t = 4.20 - 2 \times 1.03 = 2.14 \text{ m}$$

$$A \geq 0.10\% \times e \times h' = 0.0010 \times 20 \times 214 = 4.28 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \min (1.5e ; 30 \text{ cm}) = \min (1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$L_2 = L - 2L_1 = 420 - (2 \times 42) = 336 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow N (\text{espacements}) : L_2 / S_t = 336 / 20 = 16.8 \approx 17$$

On prend :  $N (\text{espacements}) = 17$

$$\Rightarrow N (\text{barres}) = N (\text{espacements}) + 1 = 17 + 1 = 18$$

✓ **La zone d'about :**

$$S_t / 2 = 10 \text{ cm}$$

$$L_1 = L / 10 = 42 \text{ cm}$$

$$N (\text{espacements}) = L_1 / S_t = 4.2$$

On prend :  $N (\text{espacements}) = 5$

$\Rightarrow N \text{ (barres)} = N \text{ (espacements)} + 1 = 5 + 1 = 6$

✓ **Le diamètre :**

$\emptyset \leq a/10 = 20\text{mm}$

On adopte :  $\emptyset = 12\text{mm}$

✓ **Zone courante :**

$A_s = 7\text{HA}20 = 21.99 \text{ cm}^2$

**La zone d'about :**

$A_s = 6 \text{ HA } 12 = 6.79 \text{ cm}^2$

$A_{s,\text{tot}} = 2A_{\text{tend}} + A_{\text{comp}} = 2 \times 6.79 + 21.99 = 35.57\text{cm}$

$A_{s,\text{tot}} = 35.57 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} \text{ (globale)} = 12.8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{cv}$

➤ **Ferraillage horizontal à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance au cisaillement se fait en majorant la contrainte de cisaillement de 40%.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$\tau = 1,4 V / b_0 d \leq 0,2 f_{c28} = 5\text{MPa}$

Avec :

$\tau = 0.25\text{MPa} < 5\text{MPa}$ . (Pas de risque de cisaillement)

La section d'armatures est déterminée par le BAEL comme suit :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$k = 0$  (Pour prendre en compte la reprise de bétonnage)

$\alpha = 90^\circ$ ,  $S_t \leq (1,5e, 30\text{cm})$  donc :  **$S_t = 30\text{cm}$**

**$A_t \geq 2.98 \text{ cm}^2$**

• **Choix des armatures**

On adopte :  **$= 6\text{HA}8/\text{ml} = 3.02 \text{ cm}^2$**

Soit :  **$S_t = 30 \text{ cm}$** .

• **Vérification de l'espacement :**

$S_t = 30\text{cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{cv}$

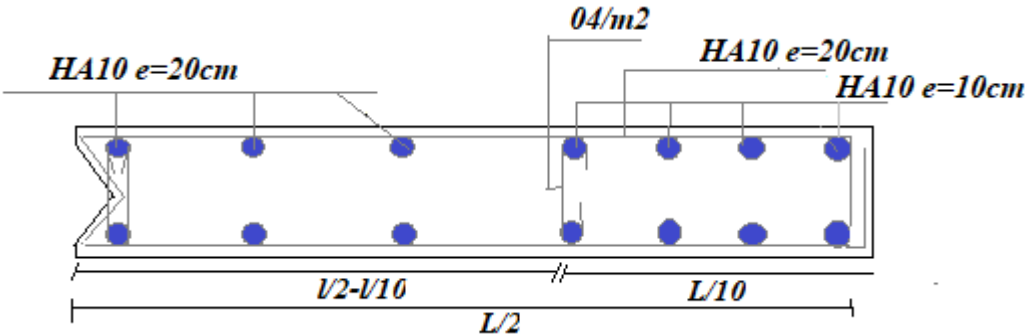
• **Le pourcentage minimum d'armatures:**

D' autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferraillage qui est de l'ordre de :

0.25% de la section du voile considérée si:

**$A_{t,\text{min}}(RPA) = 0.25\% \times b \times S_t = 1.5\text{cm}^2$**

V.4.8.Schéma de ferraillage :



**V.5.Conclusion :**

Après les calculs et les vérifications nécessaires des différents types des éléments structuraux, on résume les résultats dans les tableaux suivants :

➤ Poutres :

	Eléments	ferraillage	
		travée	appuis
<b>Terrasse</b>	poutre principales	6HA14/ml	3HA16/ml+3HA20/ml
	poutre secondaires	6HA14/ml	6HA16/ml
<b>Etage</b>	poutre principales	6HA14/ml	6HA20/ml
	poutre secondaires	6HA14/ml	6HA14/ml

**Tableau V.12.**Tableau récapitulatif des poutres

➤ Poteaux

Eléments	Ferraillage
poteau (50*50)	4HA20/ml+4HA16/ml

**Tableau V.13.**Tableau récapitulatif des poteaux

➤ Voile :

Eléments	Ferraillage
voile infrastructure (e=25 cm)	24HA10/ml
voile super structure (e=20 cm)	7HA20/ml

**Tableau V.14.**Tableau récapitulatif des voiles

*Figure V.10 : Schéma de ferraillage du voile.*

# CHAPITRE VI

## Etude de l'Infrastructure



## VI.1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour rôle le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles Posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux, Fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

## VI.2. Le choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend du :

- ❖ Type d'ouvrage à construire ;
- ❖ La nature et l'homogénéité du sol ;
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation ;
- ❖ La charge totale transmise au sol ;
- ❖ La raison économique ;
- ❖ La facilité de réalisation.

En effet une méthode rapide et simplifiée permet de déterminer si une solution par semelle continue est possible ou s'il faut prévoir un radier général.

- si  $S_0 > S$  : la fondation par semelles isolées est possible ;
- si  $S > S_0$  : la solution de fondation superficielle n'est pas possible ;
- si  $S \approx S_0$  : c'est une solution par radier général qu'il faut adopter.

Tel que :

$S_0$  : L'emprise de la structure (surface de Bâtiment) ;

$S$  : La surface totale minimale d'assise de fondation ;

$\overline{\sigma}_s$  : La contrainte admissible pour le sol de fondation.

Cependant une vérification dans l'ordre suivant est requise : les semelles isolées, les semelles filantes et enfin le radier général et on opte pour le choix qui convient.

$$S_0 = 1009.77 \text{ m}^2$$

$$N_{\max} = 28136.08 \text{ KN (Robot)}$$

$$S = \frac{N_{\max}}{\overline{\sigma}_s} = \frac{28136.08}{200} = 140.68 \text{ m}^2$$

### ➤ Vérification:

- $S / S_0 = 140.68 / 1009.77 = 13.9\%$
- $S / S_0 = 13.9\% < 50\%$

**VI. 3. Combinaisons d'actions à considérer :**

D'après le RPA99 version 2003 les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓  $G + Q \pm E$
- ✓  $0.8 \times G \pm E$

**VI.4. Calcul des semelles :**

**VI.4.1. Calcul de la semelle isolée :**

**VI.4.1.1. Semelle sous poteau intermédiaire :**

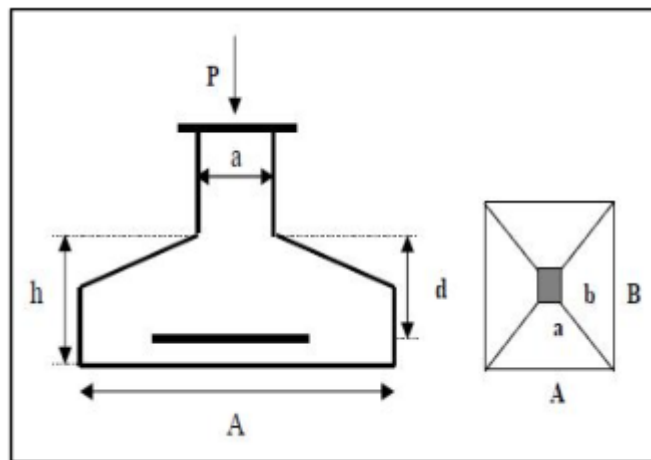


Figure VI.1 : Semelle isolée.

- **Condition d'homogénéité :**

$a = 50 \text{ cm}, b = 50 \text{ cm}$

$A/B = a/b = 1$

On a :

Donc le pré-dimensionnement se fera à l'ELS

$\sigma_{sol} \prec \bar{\sigma}_{sol}$

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} = \frac{N_s}{A \times B} = \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times B}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{2895.31}{200}}$$

$B \geq 3.8 \text{ m}$

$B = A = 3.8 \text{ m}$

Donc finalement on choisit une semelle de (4.0m×4.0m)

- Détermination de "d" et "ht" :

D'après la condition de rigidité (méthode des bielles)

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \Rightarrow 4 - 0.50 \geq d \geq \frac{4 - 0.50}{4}$$

$$3.5 \geq d \geq 0.87$$

On adopte :  $d = 90\text{cm}$

D'où :  $h = d + 5\text{ cm} \rightarrow h = 95\text{ cm}$

- Vérification des conditions de stabilité :

$$N_{ser} = 2895.31\text{ KN}; M_{ser} = 13.09\text{KN.m}$$

$$N_u = 4019.44\text{ KN}; M_u = 2.88\text{KN.m}$$

Selon le BAEL on a :

$$e_0 = \max [e_{0,u}; e_{0,s}]$$

$$e_{0,s} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{13.09}{2895.31} = 0.0045\text{ m}$$

$$e_{0,u} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.88}{4019.44} = 0.00071\text{ m}$$

$$e_0 = 0.0045\text{ m} \leq \frac{A}{6} = \frac{4}{6} = 0.66 \dots\dots\dots\text{cv}$$

Selon on a :

$$e_0 = 0.0045\text{ m} \leq \frac{A}{4} = \frac{4}{4} = 1 \dots\dots\dots\text{cv}$$

- Vérification des conditions de rigidité :

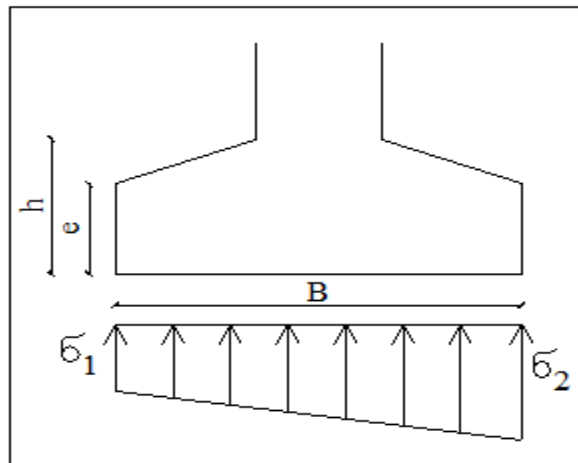


Figure VI.2. Schéma équivalent d'une semelle isolée.

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A \cdot B} = 182.17 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A \cdot B} = 179.73 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = 181.56 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 181.56 \text{KN} / \text{m}^2 \leq 200 \text{KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

- Calcul du ferrailage :

– Poids propre de la semelle :

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{\text{suml}} = 0.95 \times (4) \times (4) \times 25 = 380 \text{KN}$$

– Poids de remblai :

$$P_r = 18 (4 \times 4 - 0.5 \times 0.5) (2 - 0.95)$$

$$P_r = 264.6 \text{KN}$$

$$N_{ts} = N_s + P_s + P_r$$

$$N_{ts} = 2895.31 + 380 + 264.6 = 3539.91 \text{KN}.$$

$$N_{tu} = N_u + 1.35 (P_s + P_r)$$

$$N_{tu} = 2895.31 + 1.35(380 + 264.6) = 3765.52 \text{KN}.$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

➤ Sens X-X :

$$\eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.1 \text{MPa} ; \sigma_s = 348 \text{MPa}$$

$$N_s' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_s = 2905.08 \text{KN} ;$$

$$A_{xst} = \frac{N_s'(A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{2905.08(4 - 0.50)}{8 \times 0.95 \times 348} = 38.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{xat} = A_{ys} = 38.44 \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 5.4 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{min} ; A_u\} = 38.44 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_s = 8 \text{HA}25 = 39.27 \text{ cm}^2$

Soit :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

- La longueur de scellement :

$$L_s = 50\Phi = 70 \text{ cm}$$

$B/8 \leq 60 \text{ cm} \leq B/4 ; 50 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm} \leq 100 \text{ cm} \rightarrow$  Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

**VII.4.1.2. Vérification du non poinçonnement de la semelle :**

$$\begin{cases} a_1 = a + h = 4 + 0.95 = 4.95 \text{ m} \\ b_1 = b + h = 4 + 0.95 = 4.94 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_2 = a + 2h = 4 + (2 \times 0.95) = 5.9 \text{ m} \\ b_2 = b + 2h = 4 + (2 \times 0.95) = 5.9 \text{ m} \end{cases}$$

$$u_c = 2(a_1 + b_1) = 2(4.95 + 4.95) = 19.8 \text{ m}$$

$$P_u' = (P_s + 1.35 \times G_o) [1 - (a_2 \times b_2 / AB)] = 6374.79$$

$$P_u' = 6374.79 \text{ KN} \leq 0.045 \times u_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 133650 \text{ KN}$$

VI.4.1.3. Schéma de ferrailage :

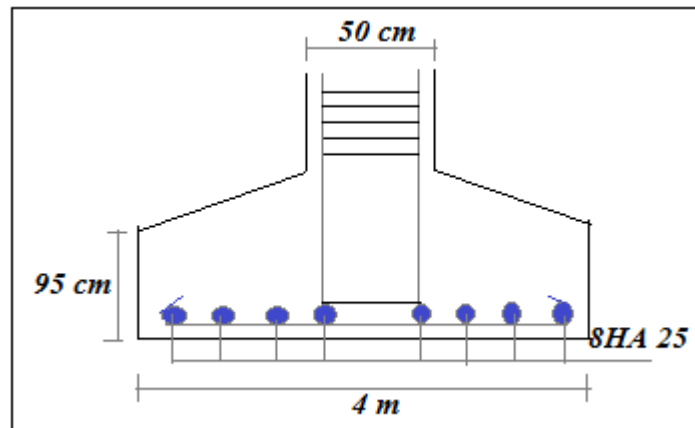


Figure VI.3. Ferrailage de la semelle intermédiaire.

VI.4.2. Calcul de la semelle filante sous voile :

VI.4.2.1. Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 25 cm (X-X) :

Avec :  $L = 5.10 \text{ m}$

➤ Calcul des sollicitations :

$$N_{ser} = 187.66 \text{ KN}; M_{ser} = 1249.24 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 260.89 \text{ KN}; M_u = 1723.88 \text{ KN.m}$$

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{260.89}{5.1} = 51.15 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{1723.88}{5.1} = 338.02 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{187.66}{5.1} = 44.68 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{1249.24}{5.1} = 244.94 \text{ KN.m/ml}$$

➤ Vérification :

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 2.42 \text{ m}^2 > \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 1.99 \text{ m}^2$$

Donc le Pré-dimensionnement se fera à l'ELS

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{44.68}{224.94} = 0.20 \text{ m}$$

Il est vraisemblablement que :

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0 = 1.2 \text{ m}$$

Il faut que :

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0.2}{1.2}\right) \frac{44.68}{200} = 3.6m$$

Donc on adopte : **B=4m**

$$B=4m \Rightarrow \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0.2}{4}\right) \frac{44.68}{4} = 128.45 \text{ KN/m}^2$$

**128.45 KN/m<sup>2</sup> < 200KN/m<sup>2</sup> .....cv**

$$d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow d = 87.5cm \quad \text{et} \quad h = d + 5 = 92.5cm$$

➤ **Le ferrailage :**

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{N_s}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3 \times e_{0u}}{B}\right) (B - b) = \frac{44.68}{8 \times 87.5 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 0.2}{4}\right) (4 - 0.50) = 7.4 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 3.01 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{A_{min} ; A_u\} = 7.4 \text{ cm}^2$$

On adopte : **A<sub>s</sub>=7HA12=7.92cm<sup>2</sup>**

- **L'espacement :**

Soit : **S<sub>t</sub>=30cm.**

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 30cm \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33cm \dots \dots \dots cv$$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

**Soit : A<sub>rep</sub>=4HA8=2.01cm<sup>2</sup>/ml**

Soit : **S<sub>t</sub>=25cm.**

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 25cm \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33cm \dots \dots \dots cv.$$

➤ **La longueur de scellement :**

$$L_s = 50\Phi = 60cm$$

$$B/8 \leq 60 \text{ cm} \leq B/4 ; \quad 50cm \leq 60cm \leq 100cm$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

**VI.4.2.2. Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 25 cm (sens y-y) :**

Avec  $L= 5.1m$

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$N_u=195.90KN; M_u=1195.72 KN.m$$

$$N_{ser}=301.05 KN; M_{ser}=1553.96 KN.m$$

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{195.90}{5.1} = 38.41 KN/ml$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{1195.72}{5.1} = 234.45KN.m/ml$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{301.05}{5.1} = 59.03 KN/ml$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{1553.96}{5.1} = 304.69 KN.m/ml$$

• **Vérification :**

$$\frac{N_{Ser}}{\sigma_{ser}} = 3.2 m^2 > \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 1.5 m^2$$

Donc le Pré-dimensionnement se fera à l'ELU

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{59.03}{304.69} = 0.19m$$

Il est vraisemblablement que :

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0 = 1.17m$$

Il faut que :

$$B \geq (1 + \frac{3e_0}{B}) \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = (1 + \frac{3 \times 0.19}{1.17}) \frac{59.03}{200} = 4.42 m$$

Donc on adopte : **B=5m**

$$B=5m \Rightarrow (1 + \frac{3e_0}{B}) \frac{N_s}{A \times B} = (1 + \frac{3 \times 0.19}{5}) \frac{59.03}{1 \times 5} = 131.5KN/m^2$$

$$131.5 KN/m^2 < 200KN/m^2 \dots\dots\dots cv$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow d = 112.5cm \quad \text{et} \quad h = d + 5 = 117.5cm$$

➤ **Le ferrailage :**

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{N_s}{8 \times d \times \sigma_s} \left( 1 + \frac{3 \times e_{ou}}{B} \right) (B - b) = \frac{59.03}{8 \times 112.5 \times 348} \left( 1 + \frac{3 \times 0.19}{3} \right) (3 - 0.20) = 12.16 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 3.01 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{ A_{min} ; A_u \} = 12.16 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_s = 8HA14 = 12.32 \text{ cm}^2$

- **L'espacement :**

Soit :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

\* **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{12.32}{4} = 3.08 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{rep} = 5HA10/ml = 3.93 \text{ cm}^2/ml$

Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **La longueur de scellement :**

$$L_s = 50\Phi = 70 \text{ cm}$$

$$B/8 \leq 70 \text{ cm} \leq B/4 ; \quad 62.5 \text{ cm} \leq 70 \text{ cm} \leq 125 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

**VI.4.2.3. Schéma de ferrailage :**

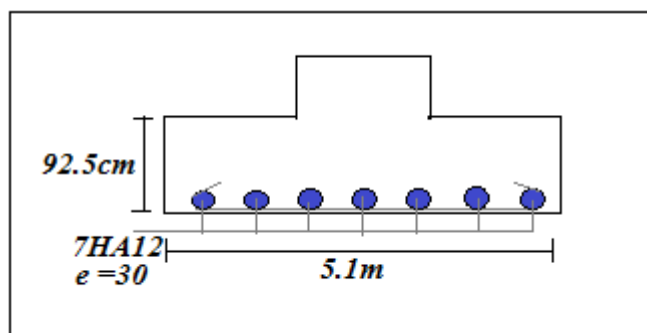


Figure VI.4 : Ferrailage de semelle filante sens x-x.

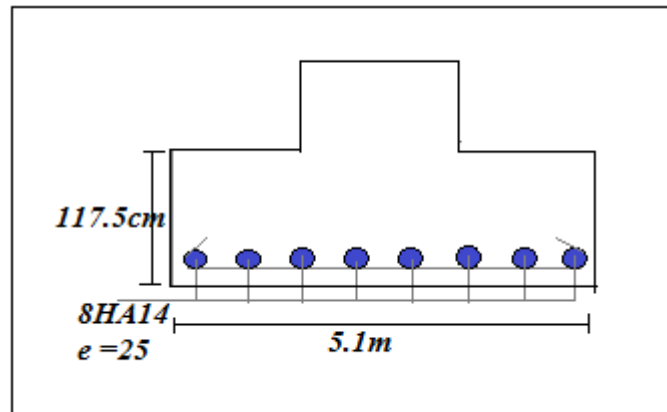


Figure VI.5: Ferrailage de semelle filante sens y-y.

## VI.5. Les longrines :

### VI.5.1.Introduction :

D'après (RPA99version 2003) Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d'appui dans le plan horizontal.

### VI.5.2 .Pré-dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie ( $S_2$ ) , les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) cm<sup>2</sup>.

On adopte (b x h) = (30 x 30) cm<sup>2</sup>.

### VI.5.3.Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force

" F " égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N : effort à la base du poteau le plus sollicité.

$\alpha$  : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

(dans notre cas  $\alpha = 12$ )

## VI.5.4. Ferrailage de longrines :

### A) A l'état limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u \geq \frac{N}{15\sigma_s} \quad [1]$$

On à:  $N_u = 4019.56 \text{ KN}$

$$\text{Alors : } A_u \geq \frac{4019.56 \cdot 10^3}{348 \times 12} = 9.6 \text{ cm}^2$$

### B) Etat limite de service : (CBA 93)

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ti}} \right] = 201.66 \text{ MPa}$$

$N_{ser} = 2895.01 \text{ KN}$

$$\text{Alors : } A_{ser} \geq \frac{2895.01}{12 \times 201.66} = 11.96 \text{ cm}^2$$

### C) Section minimale donnée par le RPA 99 :

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15  $\phi$ ).

$$\text{Alors : } A_r \geq 0.6 \% \times (30 \times 30) \Rightarrow A_r = 5.4 \text{ cm}^2$$

### D) Résultats :

$$A = \max [A_u ; A_{ser} ; A_r] = 11.96 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A = 6 \text{ HA } 16 = 12.06 \text{ cm}^2$

### E) Espacement :

$$S_t = \min [20 \text{ cm} ; 15 \phi_1] = \min [20 \text{ cm} ; 18 \text{ cm}]$$

On adopte  $S_t = 18 \text{ cm}$ .

### F) Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

On adopte  $\varphi_t = 8\text{mm}$

VI.5.5. Schéma de ferrailage

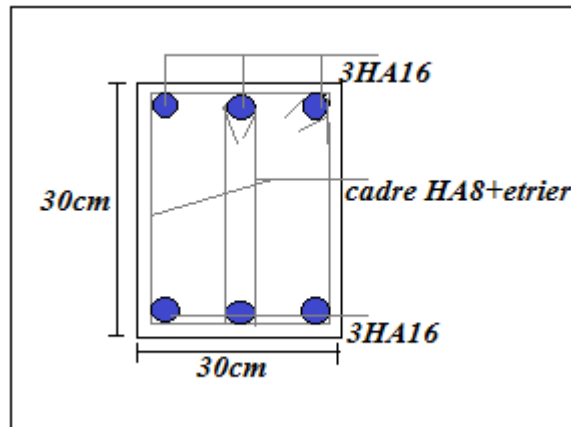


Figure .VI. 6: schéma de Ferrailage des longrines.

VI.6. Conclusion :

Le calcul des fondations est une étape importante et indispensable pour le calcul des structures, d'autre part c'est la première étape dans la réalisation.

# Conclusion

### **Conclusion:**

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même l'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil travaille en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Et pour la réalisation d'une construction dans une zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel même.

# Liste des Références

### Liste des Références

1. Règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003 ;(Document technique).
2. BAEL 91modifié 99, DTU associés, par Jean pierre Mougin ,deuxième Edition eyrolles 2000
3. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93

# **Annexes**



## TABLEAU DES SECTIONS DES ARMATURES

*Section en "cm<sup>2</sup>", diamètre  $\square$  en "mm"*

$\square$	T5	T6	T8	T10	T12	T14	T16	T20	T25	T32	T40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	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	58,90	96,51	150,80
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	226,19
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