

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila

Institut des Sciences et de Technologie

Département de Génie Civil et Hydraulique



N°Ref :

Projet de Fin d'Etude préparé en vue de l'obtention du diplôme

de MASTER

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Simulation numérique et calcul d'un bâtiment d'habitation à étages multiples

Réalisé par :

- BOUCHEKOUF Ghada

- ZAHRI Chahinaz

Soutenu devant le jury :

Mme BOUKOUR Salima

Mme ABADA Rofia

Mme DROUNA Karima

Présidente

Examinatrice

Promotrice

Année universitaire : 2023/2024



Dédicace

Dieu merci avant et après tout Je dédie ce modeste travail aux
personnes les plus chères au monde :

A Mes chers parents * Papa Zahri Badaoui ; Mama Messleme
Noura * que dieu les garde et préserve.

A mes sœurs et mon frère

A mon binôme et ma meilleure amie « Bouchekouf Ghada »,

A tous mes amis sans exception.

A toute la famille Zahri et Messleme.

A tous mes collègues de Génie Civil.

A tous mes collègues de l'université.

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

Chahinaz

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A l'esprit de mon père

A ma mère

A mes frères MONCEF et YOUNES

A ma sœur NADINE

A mon encadreur bien sûr : " Dr. DROUNA KARIMA "

A Tous mes enseignants

Mon binôme ZAHRI CHAHINEZ et tous mes amis

Enfin, A toute la promos de génie civil 2024

GHADA

Remerciements

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadrant Dr. DROUNA KARIMA pour son soutien, ces conseils judicieux et ces grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier tous les membres du jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce mémoire.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Sommaire

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

<i>I-1</i>	<i>Introduction :</i>	<i>1</i>
<i>I-2</i>	<i>Implantation de l'ouvrage :</i>	<i>1</i>
<i>I-3</i>	<i>Présentation du bâtiment :</i>	<i>1</i>
<i>I-3-1</i>	<i>Caractéristique géométrique :</i>	<i>1</i>
<i>I-3-2</i>	<i>Données du site :</i>	<i>1</i>
<i>I-4</i>	<i>Conception de la structure :</i>	<i>6</i>
<i>I-4-1</i>	<i>Ossature de l'ouvrage :</i>	<i>6</i>
<i>I-4-2</i>	<i>Plancher :</i>	<i>6</i>
<i>I-4-3</i>	<i>Escaliers :</i>	<i>7</i>
<i>I-4-4</i>	<i>Maçonnerie :</i>	<i>7</i>
<i>I-4-5</i>	<i>L'acrotère :</i>	<i>7</i>
<i>I-4-6</i>	<i>Les voiles :</i>	<i>7</i>
<i>I-4-7</i>	<i>Fondations:</i>	<i>8</i>
<i>I-5</i>	<i>Caractéristiques des matériaux :</i>	<i>8</i>
<i>I-5-1</i>	<i>Béton :</i>	<i>8</i>
<i>I-5-2</i>	<i>Acier :</i>	<i>12</i>
<i>I-6</i>	<i>Hypothèses de calcul :</i>	<i>14</i>
<i>I-6-1</i>	<i>Etats limites :</i>	<i>14</i>
<i>I-7</i>	<i>Actions et sollicitations:</i>	<i>15</i>
<i>I-7-1</i>	<i>Actions :</i>	<i>15</i>
<i>I-7-2</i>	<i>Actions permanentes (G) :</i>	<i>15</i>
<i>I-7-3</i>	<i>Actions variables (Q) :</i>	<i>15</i>
<i>I-7-4</i>	<i>Actions accidentelles (FA) :</i>	<i>15</i>
<i>I-7-5</i>	<i>Combinaisons de calcul :</i>	<i>15</i>

I-7-6	Sollicitations :	16
I-8	Règlement et normes utilisées :	16
I-9	Logiciels utilisés :	16
I-10	Conclusion :	17

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

II-1	Introduction :	18
II-2	Pré-dimensionnement des éléments:	18
II-2-1	Pré-dimensionnement du plancher à corps creux:	18
II-3	Pré-dimensionnement des escaliers :	18
II-4	Pré-dimensionnement de la poutre palière :	20
II-5	Pré-dimensionnement de l'acrotère:	21
II-6	Pré-dimensionnement de balcon:	22
II-7	Pré dimensionnement des poutres :	23
II-7-1	Les poutres :	23
II-8	Pré dimensionnement des Poteaux :	24
II-9	Pré dimensionnement les voiles :	25
II-10	Evaluation des charges et surcharges :	26
II-11	Descente de charge :	30
II-12	Conclusion :	36

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

III-1	Introduction :	37
III-2	Etude de l'acrotère :	37
III-2-1	Détermination de la charge due au séisme :	38
III-2-2	Calcul de sollicitation :	38
III-2-3	Ferrailage :	39
III-2-4	Schéma du ferrailage :	43

III-3	Les escaliers :	44
III-3-1	L'étude de la première partie d'escaliers de RDC :	44
III-3-1-1	Schéma statique :	44
III-3-1-2	Evaluation des charges et des surcharges :	44
III-3-1-3	Combinaisons des charges :	45
III-3-1-4	Calcul des sollicitations à l'ELU :	45
III-3-1-5	Calcul les moments fléchissant et les efforts tranchants :	46
III-3-1-6	Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :	48
III-3-1-7	Calcul des sollicitations à l'ELS :	49
III-3-1-8	Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :	51
III-3-1-9	Le ferrailage à l'ELU :	52
III-3-1-10	Schéma du ferrailage :	59
III-3-2	L'étude d'escaliers de l'étage :	59
III-3-2-1	Schéma statique :	59
III-3-2-2	Combinaisons des charges :	59
III-3-2-3	Calcul des sollicitations :	60
III-3-2-4	Calcul les moments fléchissant et les efforts tranchants :	61
III-3-2-5	Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :	62
III-3-2-6	Calcul des sollicitations à l'ELS :	63
III-3-2-7	Diagramme du moment fléchissant et l'effort tranchant :	65
III-3-2-8	Le ferrailage à l'ELU :	66
III-3-2-9	Schéma du ferrailage :	73
III-4	Poutre palière :	74
III-4-1	Evaluation des charges :	74
III-4-2	Calcul le ferrailage sous sollicitations de flexion simple :	75
III-4-3	La poutre palière a la torsion :	81
III-4-4	Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :	83

III-4-5	Schéma de ferrailage :	83
III-4-6	Evaluation des charges :	84
III-4-7	Calcul de ferrailage :	85
III-4-8	Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :	92
III-4-9	Schéma de ferrailage :	92
III-5	Balcon (dalle pleine) :	93
III-5-1	Evaluation des charges :	93
III-5-2	Le ferrailage :	94
III-5-3	Schéma de ferrailage :	98
III-6	Les planchers :	98
III-6-1	Généralité :	98
III-6-2	Evaluation des charges appliquées à chaque nervure :	98
III-6-3	Les combinaisons d'action :	99
III-6-4	Type et Position des poutrelles :	99
III-6-5	Méthodes de calculs :	99
III-6-6	Les Diagramme des moments et des efforts tranchants :	106
III-6-7	Ferrailage :	112
III-6-8	Schéma de Ferrailage :	125
III-7	Conclusion :	126

Chapitre IV: Modélisation de la structure et étude dynamique

IV-1	Introduction :	127
IV-2	Objectif de l'étude dynamique :	127
IV-3	Méthodes de calcul :	127
IV-3-1	Méthode statique équivalente :	127
IV-3-2	Méthode d'analyse modale spectrale :	128
IV-3-3	Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme :	129

IV-4	<i>Classification de l'ouvrage selon leur importance :</i>	129
IV-4-1	<i>Classification des zones sismiques :</i>	129
IV-4-2	<i>Classification de l'ouvrage selon son importance :</i>	129
IV-4-3	<i>Classification du site :</i>	129
IV-5	<i>Choix de la méthode de calcul :</i>	130
IV-6	<i>Présentation du logiciel Auto desk robot structural analysais 2014 :</i>	130
IV-7	<i>Modélisation :</i>	130
IV-8	<i>Phase d'analyse :</i>	132
IV-9	<i>Vérification de coefficient de comportement R :</i>	136
IV-10	<i>Vérification de l'effort normal réduit :</i>	137
IV-11	<i>Calcul de la force sismique totale :(art 4.2.3) :</i>	137
IV-12	<i>Vérification de l'effort tranchant à la base :</i>	144
IV-13	<i>Vérification des déplacements :</i>	145
IV-14	<i>Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :</i>	146
IV-15	<i>Effets de la torsion accidentelle (article 4.3.7 RPA99 v 2003) :</i>	149
IV-16	<i>Conclusion :</i>	151

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V-1	<i>Introduction :</i>	152
V-2	<i>Les poutres :</i>	152
V-2-1	<i>Les combinaisons de calcul :</i>	152
V-2-2	<i>Les poutres principales :</i>	152
V-2-2-1	<i>Le ferrailage à l'ELU :</i>	153
V-2-2-2	<i>Vérification de l'effort tranchant à ELU :</i>	155
V-2-2-3	<i>Vérification des contraintes à l'ELS :</i>	156
V-2-2-4	<i>Vérification de la flèche à l'ELS :</i>	158
V-2-2-5	<i>Schéma du ferrailage (poutre principale) :</i>	158

V-2-3	Les poutres secondaires :	158
V-2-3-1	Le ferrailage à l'ELU :	159
V-2-3-2	Vérification des contraintes à l'ELS :	160
V-2-3-3	Vérification de la flèche à l'ELS :	160
V-2-3-4	Schéma du ferrailage (poutre secondaire) :	160
V-3	Les poteaux :	161
V-3-1	Recommandations du RPA 99/2003:	161
V-3-2	Calcule Ferrailage des poteaux :	163
V-3-3	Vérifications nécessaires :	169
V-3-4	Représentation du ferrailage des poteaux :	170
V-4	Les voiles :	171
V-4-1	Prescriptions imposées par RPA99 :	171
V-4-1-1	Les armatures verticales :	171
V-4-1-2	Les armatures horizontales :	171
V-4-1-3	Règles communes :	172
V-4-2	Les combinaisons de calcul :	172
V-4-3	Méthode de calcul des voiles :	173
V-4-4	Application :	174
V-4-4-1	Détermination des sollicitations :	175
V-4-4-2	Armatures verticaux :	175
V-4-4-3	Ferrailage Horizontal :	177
V-4-4-4	Ferrailage transversal :	177
V-4-4-5	Vérification des voiles à l'effort tranchant :	177
V-4-4-6	Vérification à L'ELS :	178
V-4-5	Schéma du ferrailage :	178
V-5	Conclusion :	178

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

<i>VI-1 Introduction :</i>	<i>179</i>
<i>VI-2 Objectifs assurés par les fondations :</i>	<i>179</i>
<i>VI-3 Classification des fondations :</i>	<i>179</i>
<i>VI-4 Différents types de fondations :</i>	<i>179</i>
<i>VI-5 Les combinaisons d'action :</i>	<i>180</i>
<i>VI-6 Choix du type de fondation :</i>	<i>180</i>
<i>VI-7 Calcul des fondations :</i>	<i>180</i>
<i>VI-7-1 Vérification de type de la semelle :</i>	<i>181</i>
<i>VI-7-2 Semelles isolées :</i>	<i>181</i>
<i>VI-7-3 Semelles Filantes :</i>	<i>182</i>
<i>VI-8 Calcul de la longrine :</i>	<i>187</i>
<i>VI-9 Conclusion :</i>	<i>189</i>

Conclusion générale .

Bibliographie.

Annexes .

Liste des figures:

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

<i>figure I- 1:plan de situation.</i>	<i>2</i>
<i>figure I- 2:plan de masse</i>	<i>2</i>
<i>figure I- 3:rez de chaussée.</i>	<i>3</i>
<i>figure I- 4:1^{ère} étage.....</i>	<i>3</i>
<i>figure I- 5:2,3,4,5^{ème} étage.....</i>	<i>4</i>
<i>figure I- 6:La coupe AA</i>	<i>4</i>
<i>figure I- 7:façade principale.</i>	<i>5</i>
<i>figure I- 8:terrasse.....</i>	<i>5</i>
<i>figure I- 9:Plancher dalle pleine.....</i>	<i>6</i>
<i>figure I- 10:Dalle à corps creux.....</i>	<i>6</i>
<i>figure I- 11:Présentation de l'escalier.</i>	<i>7</i>
<i>figureI- 12:Mur simple cloison.</i>	<i>7</i>
<i>figureI- 13:Mur extérieur et Mur intérieur.</i>	<i>7</i>
<i>figureI- 14:Les voiles.....</i>	<i>8</i>
<i>figure I- 15:Diagramme Déformation-Contrainte du béton.....</i>	<i>11</i>
<i>figure I- 16:Diagramme déformation-contrainte du béton à l'ELS.....</i>	<i>12</i>
<i>figure I- 17:Diagramme de contraintes-déformation de l'acier⁴.....</i>	<i>13</i>
<i>figureI- 18:Les Ronds Lisses (RL).</i>	<i>13</i>
<i>figureI- 19:Les Hautes Adhérences (HA).....</i>	<i>14</i>

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

<i>figure II- 1:Coupe verticale du plancher à corps creux.....</i>	<i>18</i>
<i>figure II- 2:Schéma d'escalier.</i>	<i>19</i>
<i>figure II- 3:coupe d'acrotère.....</i>	<i>21</i>
<i>figure II- 4:Coupe de voile en élévation.</i>	<i>25</i>
<i>figure II- 5:Schéma statique de la descente de charge</i>	<i>31</i>
<i>figure II- 6:Section revenant au poteau le plus sollicité.....</i>	<i>32</i>

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

<i>figure III- 1:Schéma de l'acrotère.</i>	<i>38</i>
<i>figure III- 2:Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère.</i>	<i>39</i>
<i>figure III- 3:Disposition constructive des armatures de l'acrotère.</i>	<i>44</i>
<i>figure III- 4:schéma escalier RDC</i>	<i>44</i>
<i>figure III- 5:La charge équivalente elu.</i>	<i>46</i>
<i>figure III- 6:diagramme de moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU</i>	<i>48</i>
<i>figure III- 7:la charge équivalente els.</i>	<i>49</i>
<i>figure III- 8:diagramme de moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS.</i>	<i>52</i>
<i>figure III- 9:Section de calcul d'escalier.</i>	<i>52</i>
<i>figure III- 10:Schéma du ferrailage des escaliers(rdc).....</i>	<i>59</i>
<i>figure III- 11:Schéma d'escalier étage courant</i>	<i>59</i>
<i>figure III- 12:la charge équivalente elu.</i>	<i>60</i>
<i>figure III- 13:Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants (à ELU).....</i>	<i>63</i>
<i>figure III- 14:la charge équivalente els.</i>	<i>63</i>
<i>figure III- 15:Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants (à ELS).....</i>	<i>66</i>
<i>figure III- 16:Schéma du ferrailage des escaliers(étage courant).</i>	<i>74</i>
<i>figure III- 17:Evaluation des charges.</i>	<i>74</i>
<i>figure III- 18:La section de calcul de la poutre en flexion simple.</i>	<i>76</i>
<i>figure III- 19:Coupe de la poutre.....</i>	<i>82</i>
<i>figure III- 20:Schéma de ferrailage de la poutre palière.....</i>	<i>84</i>
<i>figure III- 21:La section de calcul de la poutre en flexion simple.</i>	<i>85</i>
<i>figure III- 22:Coupe de la poutre.....</i>	<i>91</i>
<i>figure III- 23:Schéma de ferrailage de la poutre palière.....</i>	<i>93</i>
<i>figure III- 24:schéma du balcon.</i>	<i>93</i>
<i>figure III- 25 :Section théorique pour le ferrailage du balcon.</i>	<i>98</i>
<i>figure III- 26:Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot.</i>	<i>101</i>
<i>figure III- 27:diagramme du moments elu (étage courant)......</i>	<i>107</i>
<i>figure III- 28:diagramme de l'effort tranchant (étage courant).....</i>	<i>107</i>
<i>figure III- 29:diagramme du moments elu (étage courant 2 travée).....</i>	<i>108</i>
<i>figure III- 30:diagramme de l'effort tranchant (étage courant 2 travée).....</i>	<i>108</i>
<i>figure III- 31:diagramme du moment els (etage courant 5 travée).....</i>	<i>109</i>
<i>figure III- 32:diagramme du moment els (étage courant 2 travée).....</i>	<i>109</i>
<i>figure III- 33:diagramme du moments elu (terrasse).</i>	<i>111</i>
<i>figure III- 34:diagramme de l'effort tranchant (terrasse).</i>	<i>111</i>

<i>figure III- 35:diagramme du moment els (terrasse).....</i>	<i>112</i>
<i>figure III- 36:Coupe d'une poutrelle.</i>	<i>112</i>
<i>figure III- 37:Schéma de Ferrailage de nervure (16+5).....</i>	<i>125</i>
<i>figure III- 38:Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....</i>	<i>126</i>

Chapitre IV: Modélisation de la structure et étude dynamique

<i>Figure IV- 1:Données du spectre de réponse.</i>	<i>132</i>
<i>Figure IV- 2:Modèle 3D et en plan de la structure.....</i>	<i>133</i>
<i>Figure IV- 3:Disposition des voiles par le logiciel ROBOT.....</i>	<i>133</i>
<i>Figure IV- 4:La Résultat de Nombre de modes trouvées par le ROBOT.....</i>	<i>134</i>
<i>Figure IV- 5:Organigramme de vérification de la réponse sismique du bâtiment</i>	<i>135</i>
<i>Figure IV- 6: Résultat Mode1.....</i>	<i>136</i>
<i>Figure IV- 7: Résultat Mode2.....</i>	<i>136</i>
<i>Figure IV- 8: Résultat Mode3.....</i>	<i>136</i>
<i>Figure IV- 9:Données du spectre de réponse (sens x).</i>	<i>139</i>
<i>Figure IV- 10: Données du spectre de réponse (sens y).</i>	<i>139</i>

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

<i>figure V- 1:Schéma du ferrailage de la poutre principale.....</i>	<i>158</i>
<i>figure V- 2:Schéma de ferrailage des poutres secondaire.</i>	<i>161</i>
<i>figure V- 3:Schéma de ferrailage des poteaux.</i>	<i>171</i>
<i>figure V- 4:Section entièrement comprimée.....</i>	<i>173</i>
<i>figure V- 5:Section entièrement tendue.....</i>	<i>174</i>
<i>figure V- 6:Section partiellement comprimée.....</i>	<i>174</i>
<i>figure V- 7:Les dimensions du voile étudié.</i>	<i>175</i>
<i>figure V- 8:Diagramme des contraintes d'une section entièrement tendue.....</i>	<i>175</i>
<i>figure V- 9:Schéma du ferrailage des voiles.</i>	<i>178</i>

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

<i>figure VI- 1:Dimensions de la semelle isolée.</i>	<i>182</i>
<i>figure VI- 2:semelles filantes.</i>	<i>183</i>

<i>figure VI- 3:semelles filantes sous voile.</i>	<i>183</i>
<i>figure VI- 4:Ferraillage de la semelle filante sous voile.....</i>	<i>184</i>
<i>figure VI- 5:Semelle filante sous 2 poteaux.</i>	<i>185</i>
<i>figure VI- 6:Schéma de ferraillage de la longrine.</i>	<i>189</i>

Liste des tableaux :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

<i>Tableau I- 1:La limite d'élasticité de l'acier : [1]</i>	<i>12</i>
---	-----------

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

<i>Tableau II- 1:Evaluation de charge de l'acrotère.....</i>	<i>22</i>
<i>Tableau II- 2:Les charges sur le plancher de la terrasse inaccessible.....</i>	<i>27</i>
<i>Tableau II- 3:Les charges sur le plancher d'étage courant.</i>	<i>27</i>
<i>Tableau II- 4:Charge permanente et d'exploitation de balcon.</i>	<i>28</i>
<i>Tableau II- 5:Charge permanente de cloisons extérieures.....</i>	<i>28</i>
<i>Tableau II- 6:Les charges du mur intérieur (10cm).</i>	<i>29</i>
<i>Tableau II- 7:Les charges sur le palier.</i>	<i>29</i>
<i>Tableau II- 8:Les charges sur la paillasse.</i>	<i>30</i>
<i>Tableau II- 9:Charge permanents des voiles.....</i>	<i>30</i>
<i>Tableau II- 10:L'application de la loi de dégression pour les charges différentes.</i>	<i>31</i>
<i>Tableau II- 11:Descente de charge du poteau le plus sollicité (poteau intermédiaire).</i>	<i>34</i>

Chapitre III :Ferrailage des éléments secondaires

<i>Tableau III- 1:ferrailage à l'ELU d'appuis.</i>	<i>53</i>
<i>Tableau III- 2:ferrailage à l'ELU de travée.....</i>	<i>54</i>
<i>Tableau III- 3:vérification des contraintes à l'ELS de travée.</i>	<i>56</i>
<i>Tableau III- 4:Vérification des contraintes à l'ELS.</i>	<i>57</i>
<i>Tableau III- 5:Tableau de ferrailage à l'ELU de travée.</i>	<i>68</i>
<i>Tableau III- 6:Tableau de ferrailage à l'ELU d'appuis.</i>	<i>69</i>
<i>Tableau III- 7:Vérification des contraintes à l'ELS de travée.</i>	<i>71</i>
<i>Tableau III- 8:Vérification des contraintes à l'ELS.</i>	<i>71</i>
<i>Tableau III- 9:détermination des sollicitations a l'ELU type 01(etage courant).....</i>	<i>104</i>
<i>Tableau III- 10:détermination des sollicitations a l'ELU type 02(étage courant).....</i>	<i>105</i>
<i>Tableau III- 11:détermination des sollicitations a l'ELS type 01(étage courant).</i>	<i>106</i>
<i>Tableau III- 12:détermination des sollicitations a l'ELS type 02(étage courant).</i>	<i>106</i>
<i>Tableau III- 13:détermination des sollicitations a l'ELU type 01(terrasse).</i>	<i>110</i>
<i>Tableau III- 14:détermination des sollicitations a l'ELS type 01(terrasse).</i>	<i>110</i>
<i>Tableau III- 15 :Les Résultats de ferrailage en travée de plancher terrasse.</i>	<i>116</i>

Tableau III- 16:Les Résultats de ferrailage en appui de plancher terrasse.....	116
Tableau III- 17:Les Résultats de ferrailage en travée de plancher étage courant.	120
Tableau III- 18:Les Résultats de ferrailage en appui de plancher étage courant	121
Chapitre IV: Modélisation de la structure et étude dynamique	
Tableau IV- 2:Le coefficient de comportement R :(tableau 3.4) [1].	137
Tableau IV- 3:Coefficient d'Accélération de Zone A.	138
Tableau IV- 4: Valeurs de ξ (%).	140
Tableau IV- 5: Valeurs du coefficient CT.	141
Tableau IV- 6:Valeurs de la pénalités pq.	143
Tableau IV- 7:Valeurs du coefficient de pondération β.	144
Tableau IV- 8:Vérification de l'effort tranchant à la base.	145
Tableau IV- 9:Vérification des déplacements inter étages du bloc.	146
Tableau IV- 10: Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens xx'.	147
Tableau IV- 11: Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens yy'.	147
Tableau IV- 12: Vérification de renversement dans le sens X.....	149
Tableau IV- 13: Vérification de renversement dans le sens Y.....	149
Tableau IV- 14:Centre de masse et centre de torsion de chaque étage.....	151
Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux	
Tableau V- 1:Les sollicitations de la poutre principale.	152
Tableau V- 2:Les sollicitations de la poutre secondaire.	159
Tableau V- 3: Le ferrailage de la poutre secondaire.	159
Tableau V- 4:Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	162
Tableau V- 5:Les sollicitations dans les poteaux.	164
Tableau V- 6:Ferrailages longitudinaux des poteaux.	167
Tableau V- 7:Les armatures transversales des poteaux.....	169
Tableau V- 8:Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	170
Tableau V- 9:Vérification des poteaux au flambement.	170
Tableau V- 10:Longueur de recouvrement.	170
Tableau V- 11:Les sollicitations du voile le plus sollicité.	175
Tableau V- 12:Les sollicitations et les sections de calcul du voile le plus sollicité.....	176

Liste des symboles :

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

f_{cj} : La résistance à la compression à j jour.

f_{c28} : La résistance à la compression à 28jour.

f_{t28} :La résistance du béton à la traction.

E_{ij} : Le module de déformation longitudinale instantanée.

E_{vj} : Le module de déformation longitudinale différée.

j : Nombre de jours de maturité du béton.

ν : Coefficient de poisson

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

γ_s :Coefficient de sécurité à prendre pour l'acier.

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

f_{bu} : Contrainte admissible de flambement.

ρ : La masse volumique du béton.

V_u : Effort tranchant.

d : Hauteur utile de la section de béton considérée.

b_0 : Largeur de la section de béton considérée.

σ_{bc} : La contrainte de compression de béton.

τ_u : Contrainte de cisaillement

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangente admissible.

σ : Contrainte normale.

σ_{bc} : Contrainte de compression de béton.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton.

F_e : Limite élastique de l'acier.

σ_s : Contrainte limite de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte limite de service de l'acier.

η : Coefficient de fissuration, Facture de correction d'amortissement critique fonction du matériau constitutif.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

ε_{cu} : Le raccourcissement ultime de béton est limité.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).

N : Effort Normal.

V : Effort Tranchant.

M : Moment en général.

M_u : Moment fléchissant de calcul ultime.

M_0 : Moment isostatique.

M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service.

M_f : Moment Fléchissant.

T : Couple de Torsion.

h_e : Hauteur 'étage.

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

g : largeur de la marche .

h : hauteur du contre marche.

e : épaisseur de palier.

e_p : épaisseur de paillasse.

L_1 : la longueur de la paillasse pochetée.

L_2 : la longueur du palier intermédiaire.

n : nombre de contre marche.

b : largeur.

b_0 : Largeur de l'âme d'une poutre.

d : Position des armatures tendues.

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre.

L_x : petite portée du plancher.

L_y : grande portée du plancher.

A : épaisseur du voile.

a_{min} : épaisseur du voile

S : Surface de fondation.

B : Facteur de comportement de la structure, aire d'une section de béton.

N_u : Effort normal ultime.

N_{ser} : Effort normal service.

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'armatures tendues.

A_s' : Section d'armatures comprimées.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

I : Moment d'inertie.

i : Rayon de giration.

λ : Elancement.

α : Coefficient de sécurité ou flambement, angle, coefficient de participation.

K : Rigidité.

F : Force ou action en générale.

P : Charge concentrée appliquée.

q : Chargement.

γ : Poids volumique.

A: coefficient d'accélération de zone.

c_p : facteur de force horizontale.

w_p : poids de l'acrotère.

e_0 :Excentricité de la résultante des Contraintes.

e_2 :Excentricité dus aux effets de second Ordre.

e_a : Excentricité additionnelle.

μ : Moment ultime réduit.

μ_l : Moment réduit limite.

z: Coordonnée, bras de levier.

Y : Coordonnée, Profondeur de l'axe neutre.

A_r : Section d'armature de répartition.

A_n : coefficient de minoration.

q_u : Charge ultime.

q_s : Charge de service.

R : Réaction.

M_t : Moment en travée de la poutre considérée.

M_a : Moment sur appuis.

M_{max} : Moment max

S_t : Espacement entre armatures.

$\bar{f}$: La flèche admissible.

δ : Coefficient de dimension, déplacement.

$I_{\delta i}$: moment d'inertie fictif instantanée.

$I_{\delta v}$: moment d'inertie fictif différée.

A_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur.

$\emptyset_t$: Diamètre des armatures transversales.

$\emptyset_l$: Diamètre des armatures longitudinales.

U : périmètre.

l_g : longueurs fictives gauche.

l_d : longueurs fictives droite.

q_g : chargement a gauche de l appui.

q_d : chargement a droite de l appui.

M_d : moment en appui de droite de la travée considérée.

M_g : moment en appui de gauche de la travée considérée.

R : Le coefficient de comportement.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W : poids total de la structure.

T_1, T_2 : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

ξ : Pourcentage d'Amortissement Critique.

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

C_T : coefficient fonction de système de contreventement.

Q : Le facteur de qualité.

P_q : la pénalité.

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : Valeurs du coefficient de pondération.

$V_{\text{dynamique}}$: la résultante des forces sismique à la base.

V_{statique} : la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

V : l'effort sismique totale.

δ_k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K .

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k .

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k .

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau $(k-1)$.

h_k : hauteur de l'étage k .

M_s : moment stabilisant

M_r : moment de renversement

M_i : La masse de l'élément i .

$X_i ; Y_i$: Coordonnées du C D G de l'élément (i) par rapport au repère global.

$X_{CT} ; Y_{CT}$: Coordonnées du centre de rigidité ou de torsion.

E_{Xth} : Excentricité théorique suivant x .

E_{Yth} : Excentricité théorique suivant y .

E_{Xac} : Excentricité accidentelle suivant x .

E_{Yac} : Excentricité accidentelle suivant y .

Y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

t : l'espacement des armatures transversales.

$\emptyset_l$: est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a : Coefficient correcteur.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

BAEL : Béton armé a l'état limite.

RPA : Règlement parasismique Algérien.

SPC : section partiellement comprimé.

CV : Condition vérifié.

Résumé :

Ce travail consiste à l'étude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation qui sera implanté à la ville de MILA correspondant à la zone IIa selon le règlement parasismique algérien (**RPA 99 V 2003**). La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portique voiles). La conception a été faite selon les règlements de construction (**BAEL 91, CBA 93, RPA 99 V 2003**). L'analyse et le calcul des efforts internes des éléments de construction ont été réalisés par le logiciel ROBOT.

Mots clés : bâtiment, béton, ROBOT, RPA99 V2003, CBA 93, BAEL91.

Abstract:

This work consists of the study of a building (R + 5) for residential use to be located in the city of MILA, corresponding to zone IIa according to the Algerian seismic regulations (**RPA 99 V 2003**). The resistance of the building is ensured by a mixed bracing system (portal frames and walls). The design was made according to the building regulations (**BAEL 91, CBA 93, RPA 99 V 2003**). The analysis and calculation of the internal forces of construction elements were carried out by the ROBOT program.

Keywords: building, concrete, ROBOT, RPA99 V2003, CBA 93, BAEL91

مخلص

يتضمن هذا العمل دراسة مبنى (R + 5) للاستخدام السكني والذي يقع في مدينة ميله المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية **IIa** وفقا لمقياس هندسة الزلازل الجزائرية (RPA 99 V2003). تم ضمان مقاومة الهيكل بواسطة نظام دعامة مختلط (أعمدة وجدران من الخرسانة المسلحة) تم إجراء التصميم وفقا للوائح البناء (RPA 99V2003 ;BAEL91) تم تحليل وحساب القوى لعناصر البنية بواسطة برنامج **ROBOT**.

الكلمات المفتاحية: العمارة; الخرسانة CBA93 ; ROBOT ; RPA99V2003 ; BAEL91.

Introduction

Générale

Introduction générale :

Le domaine de génie civil s'occupe de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrage de construction et d'infrastructure urbaines, afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Étude de projet d'une structure en béton armé (bâtiment) est une étape nécessaire pour nos études (Master structure). Elle permet d'appliquer les bases acquises durant les années de formation. Elle a pour but d'assurer la stabilité, la résistance et la sécurité du bâtiment.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limitent (**BAEL 91**) et les règles parasismiques algériennes (**RPA 99 version 2003**) et le règlement **CBA93** sont utilisées dans notre projet, Certains calculs sont effectués avec le logiciel **ROBOT** et les autres calculs ont été faits manuellement.

L'étude de notre projet sera menée sur un bâtiment en R+5 usage d'habitation implanté en zone IIa.

Cette étude se compose de 6 chapitres :

- **1er chapitre** : concerne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des Matériaux utilisés (béton et acier)
- **2ème chapitre** : concerne le pré dimensionnement des éléments de notre structure.
- **3ème chapitre** : concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, Escaliers et l'acrotère.
- **4ème chapitre** : concerne l'étude dynamique de notre structure.
- **5ème chapitre** : concerne le calcul des éléments principaux : les poutres, les poteaux et les voiles.
- **6ème chapitre** : concerne l'étude de l'infrastructure.

Chapitre I :
Présentation de
l'ouvrage et
caractéristiques des
matériaux

I-1 Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles On prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

Pour cela, nous allons utiliser dans nos calculs les règles de RPA99 version 2003 [1], les règles de BAEL91 [2] et moyennant le logiciel de calcul (ROBOT).

I-2 Implantation de l'ouvrage :

L'ouvrage en question est un bâtiment à usage d'habitation, compose d'un rez de chaussée plus cinq étages d'un système mixte (portique + voile).

Notre projet sera implanté dans ville de MILA, classée d'après les règlements parasismiques Algériennes [1], comme une zone de sismicité moyenne IIa.

La configuration du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation.

I-3 Présentation du bâtiment :***I-3-1 Caractéristique géométrique :***

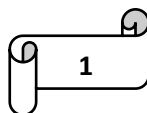
Le bâtiment à étudier est constitué de deux blocs symétriques de forme régulière en plan, de dimensions suivantes:

- Longueur du bâtiment en Plan : 21.30 m.
- Largeur du bâtiment en plan : 10.90 m.
- Hauteur du RDC : 3.06 m.
- Hauteur des étages courants : 3.06 m.
- Acrotère : 0.6m.
- Hauteur totale du bâtiment : 18.36 m.

I-3-2 Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 02.
- Le site est considéré comme site meuble.
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2\text{bar}$.

Cette figure représente le plan de situation de notre projet :



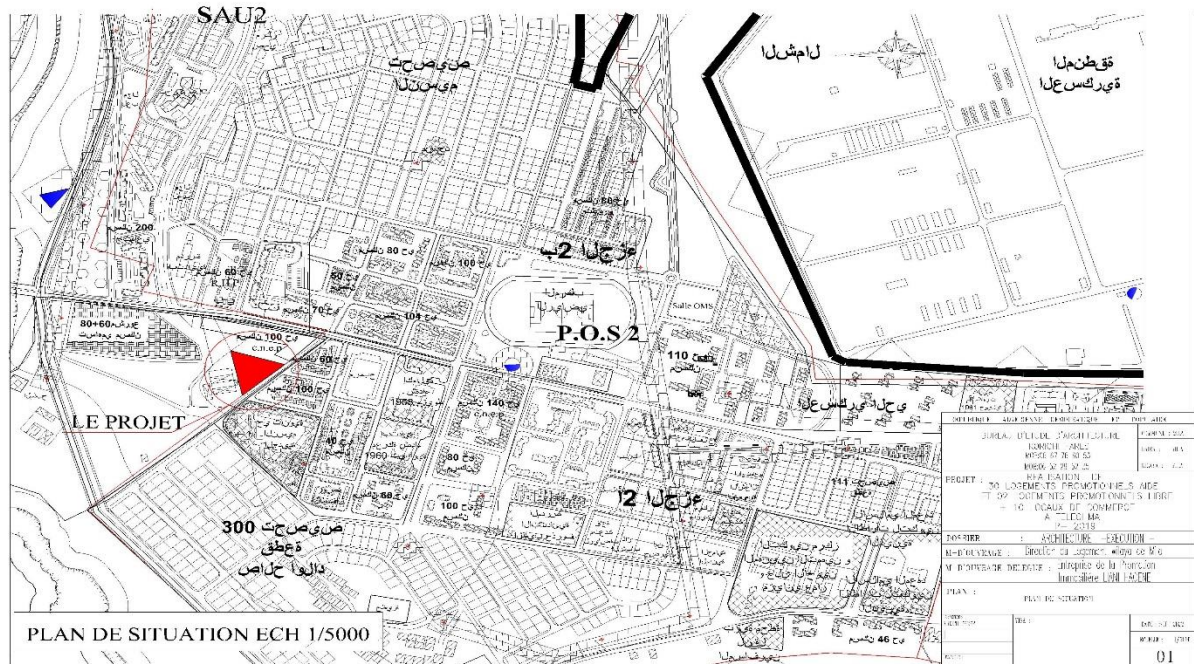


figure I- 1:plan de situation.

Cette figure représente plan de masse :

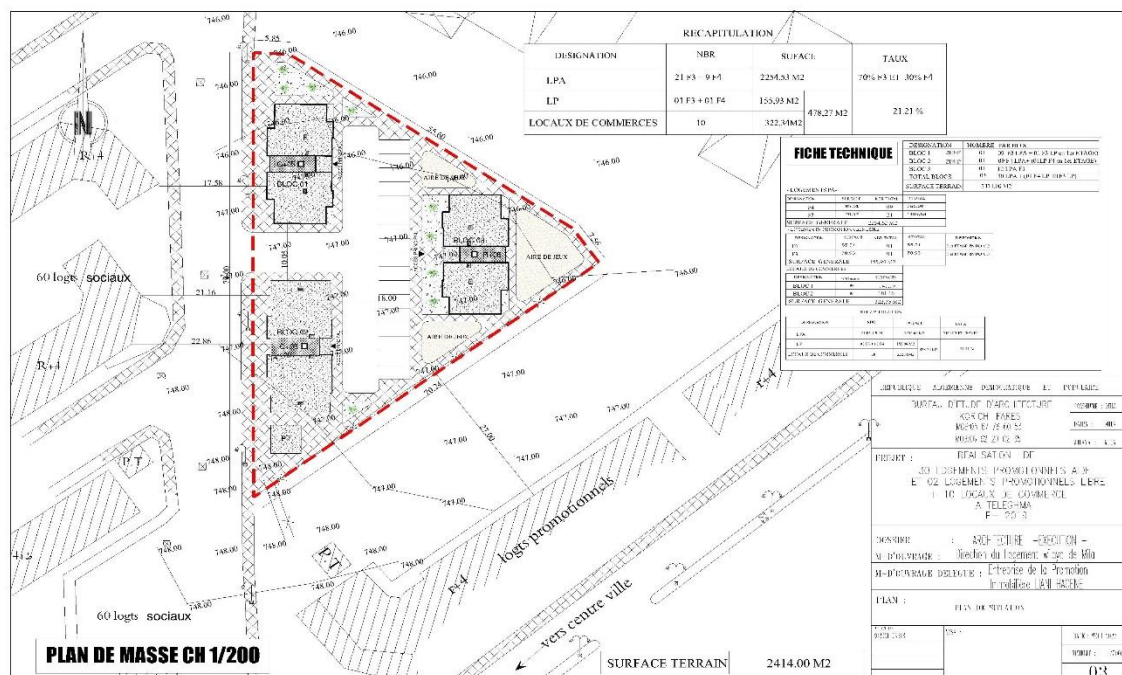


figure I- 2:plan de masse .

Cette figure représente le rez de chaussée :

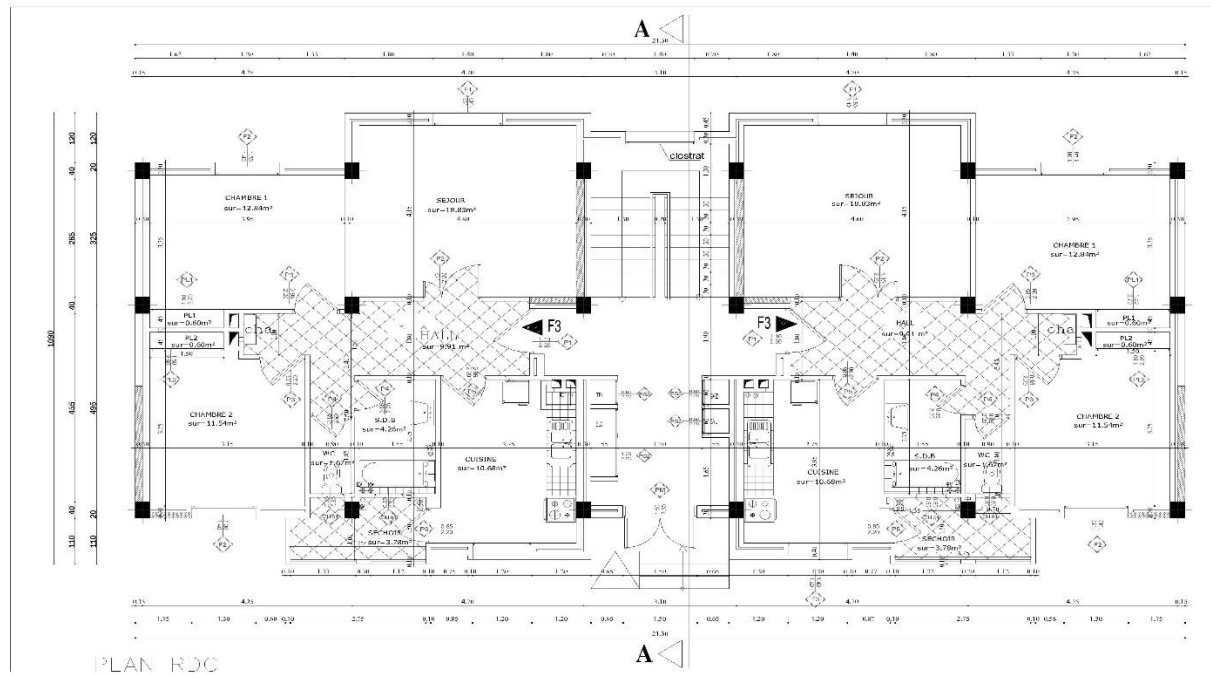


figure I- 3:rez de chaussée.

Cette figure représente 1^{ère} étage :

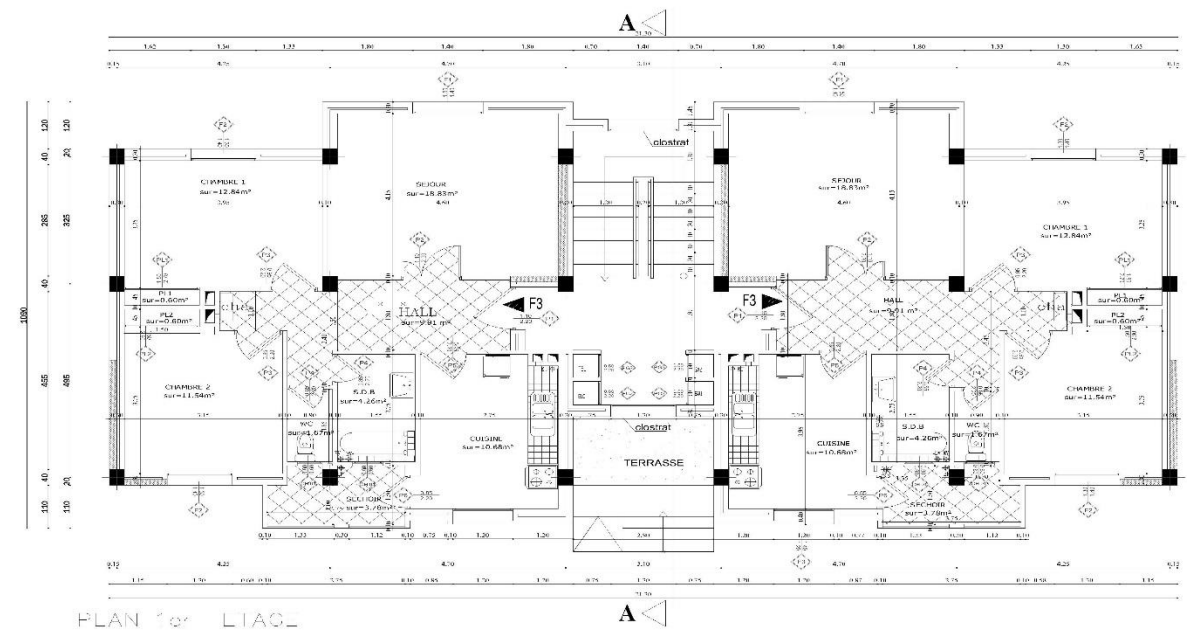


figure I- 4:1^{ère} étage.

Cette figure représente 2,3,4,5^{ème} étage :

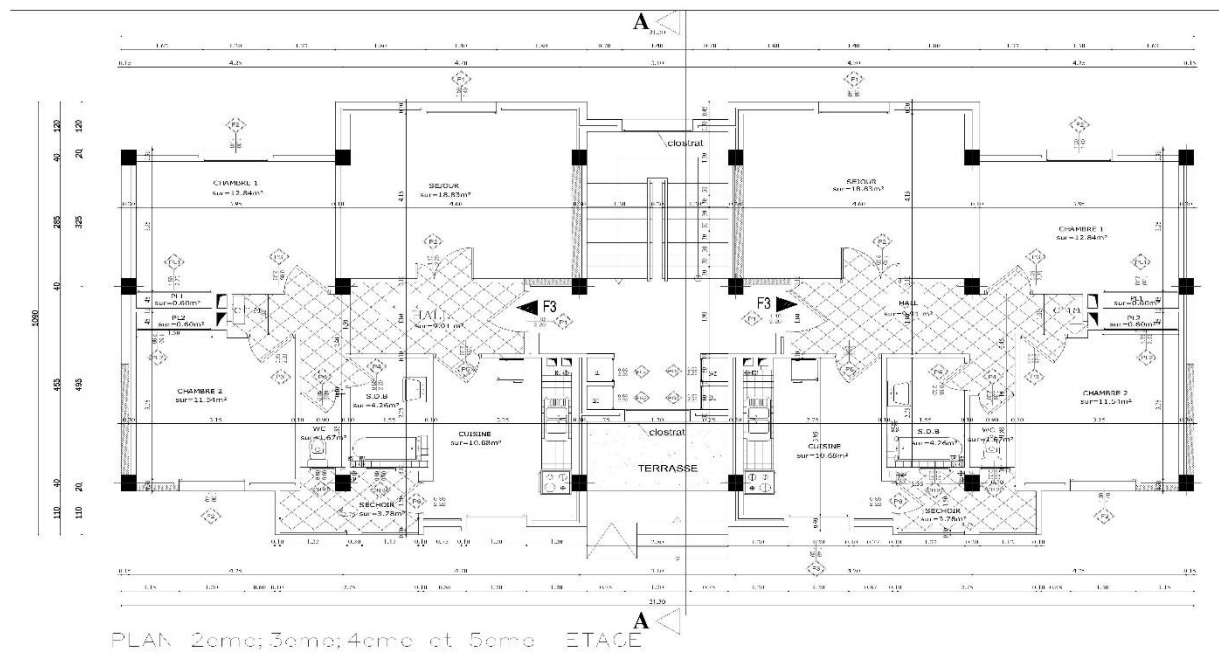


figure I- 5:2,3,4,5^{ème} étage.

Cette figure représente coupe A-A :

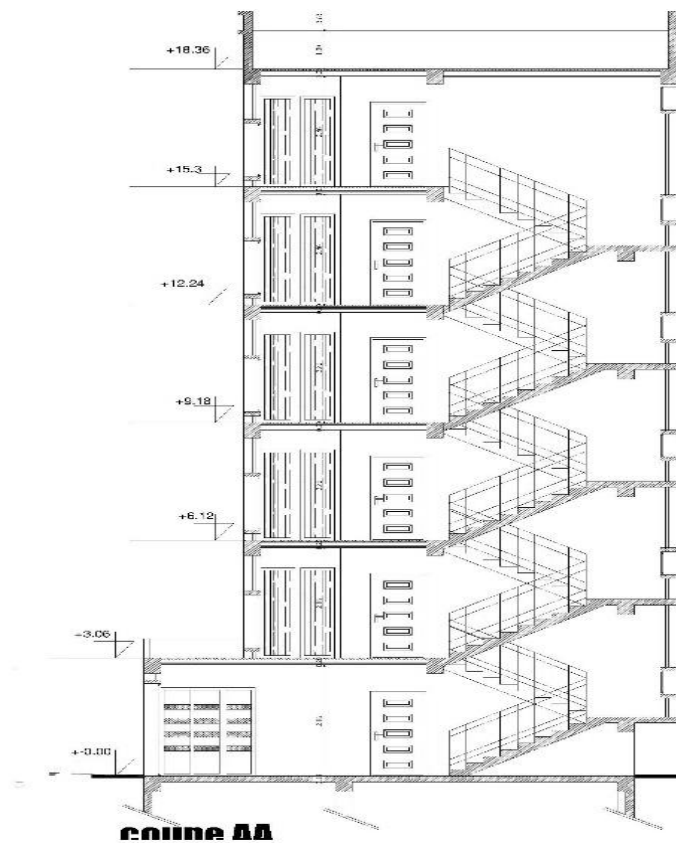


figure I- 6:La coupe AA

Cette figure représente la façade principale :



figure I- 7:façade principale.

Cette figure représente le plan de terrasse :

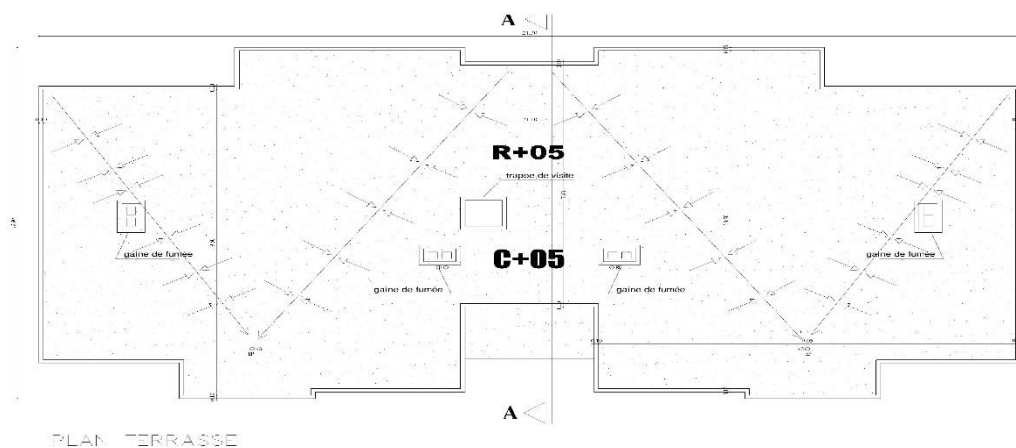


figure I- 8:terrasse.

I-4 Conception de la structure :

I-4-1 Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles Exigés par le **RPA 99 / version 2003**, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I-4-2 Plancher :

Nous avons optés pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas importantes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.

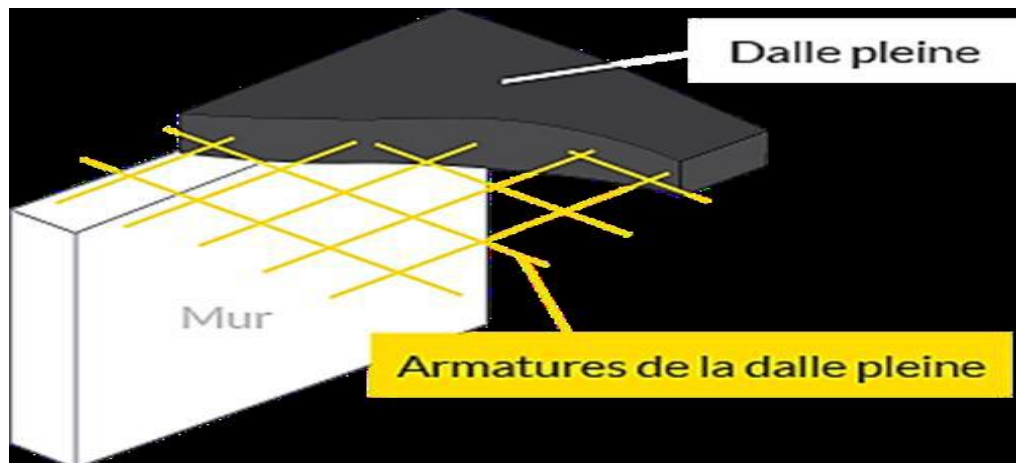


figure I- 9:Plancher dalle pleine.

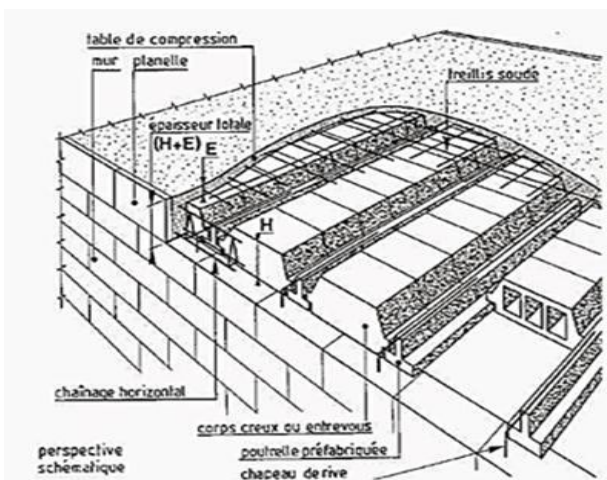


figure I- 10:Dalle à corps creux.

I-4-3 Escaliers :

On a un seul type d'escalier. Il est constitué de deux paliers intermédiaires pour l'accès au 1^{er} étage.

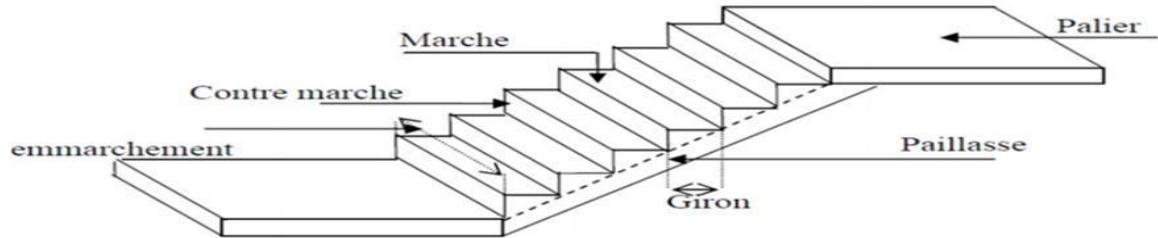
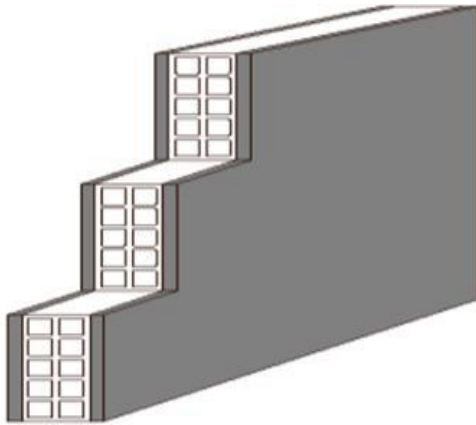


figure I- 11:Présentation de l'escalier.

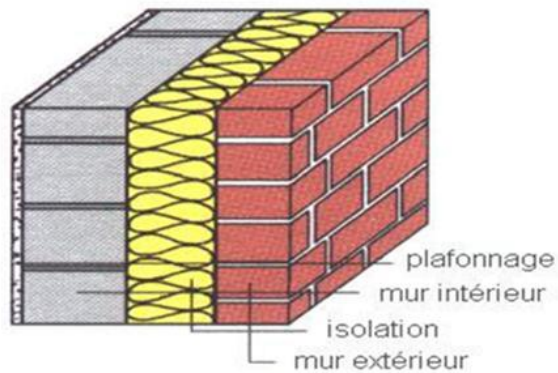
I-4-4 Maçonnerie :

- Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm, 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.
- Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses.



figureI- 12:Mur simple cloison.



figureI- 13:Mur extérieur et Mur intérieur.

I-4-5 L'acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60 cm et 100 cm et de 10 cm d'épaisseur.

I-4-6 Les voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé, coulés sur place, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontale.



figureI- 14:Les voiles.

I-4-7 Fondations:

L'infrastructure assure les fonctions suivantes:

- Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
- Limiter les tassements différentiels.
- L'encastrement de la structure dans le sol.

I-5Caractéristiques des matériaux :

I-5-1 Béton :

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrage. Il est constitué par le mélange du ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, et dans certains cas d'adjuvants. Le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m³ de béton mis en œuvre.

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés.

La composition d'un 1m³ du béton ordinaire est la suivante :

- Ciment 350 kg /m³ (7sacs)
- Sable 400l/m³ $C_g \leq 5 \text{ mm}$
- gravillons 800 l/m³ $C_g \leq 25 \text{ mm}$
- D'eau de gâchage 160~180l/m³ (est différent de l'été à l'hiver)

- **L'ouvrabilité** : C'est la qualité d'un béton qui permet sa maniabilité en conservant son homogénéité.
- **Le retrait** : C'est la diminution de longueur d'un élément de béton on peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement, il égale à 3‰ de la longueur d'élément.
- **La dilatation** : Puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à

10-5, pour une variation de $\pm 20^\circ \text{C}$, la dilatation est de 2‰ de la longueur d'élément.

- **Le fluage** : C'est le phénomène de déformation provoqué dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée.

I-5-1-1 Caractéristiques mécaniques du béton :

➤ Résistance du béton à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} (à j jours d'âge) est mesurée sur des éprouvettes cylindriques normalisées de dimensions (16× 32) cm. On peut admettre (BAEL91 [2] article A.2.1.1.1) que pour $j \leq 28$ la résistance de béton La résistance à la compression varie dans le temps selon la loi suivante :

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

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

$$f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} \text{ pour } j > 28 \text{ jour}$$

Dans notre projet $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

f_{cj} : La résistance à la compression à j jour.

f_{c28} : La résistance à la compression à 28jour ,On appelle aussi la résistance caractéristique du béton.

➤ Résistance à la traction :

La résistance du béton à la traction noté (f_{tj}) ce qui est plus faible que la résistance à la compression et elle est conventionnellement définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Dans notre projet : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

➤ Modules de déformation longitudinale :

On distingue deux les modules de Young instantané et différé :

- Le module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} :

Ce module est utilisé pour les calculs des contraintes normales d'une durée d'application inférieures 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ (BAEL91 [1] article A.2.1.2.1).}$$

($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$) D'où : $E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$

-Le module de déformation longitudinale différée E_{vj} :

Ce module permet de calculer la déformation finale du béton sous des contraintes de longue durée d'application.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (\text{BAEL91 [2] article A.2.1.2.2}).$$

($F_{c28} = 25 \text{ MPa}$) D'où : $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$

Avec exprime en MPa.

➤ **Coefficient de poisson :**

Par définition, Le coefficient de poisson ν est le rapport entre la déformation transversale et la Déformation longitudinale. (BAEL91 [2] article A.2.1.3).

$\nu = 0$ Pour le calcul des sollicitations ELU.

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations ELS.

➤ **Contraintes limites :**

Selon le BAEL91 [1] on distingue deux états limites :

-Etat limite ultime E.L.U : La contrainte de béton à l'état limite ultime est donnée par la relation :

$$F_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

-Le coefficient réducteur 0,85 : pour couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1.5$ cas d'actions courantes.

$\gamma_b = 1.15$ cas d'actions accidentelles.

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$ durée d'application des sollicitations supérieure à 24h.

$\theta = 0.9$ durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$ durée d'application des sollicitations inférieure à 1h.

Dans notre projet $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$:

$\gamma_b = 1.5$ Cas des situations durables ou transitoire. $f_{bu} = 14,16 \text{ MPa}$.

$\gamma_b = 1.15$ Cas des situations accidentelles. $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$

La masse volumique du béton est de : $\rho = 2500 \text{ Kg / cm}^3$.

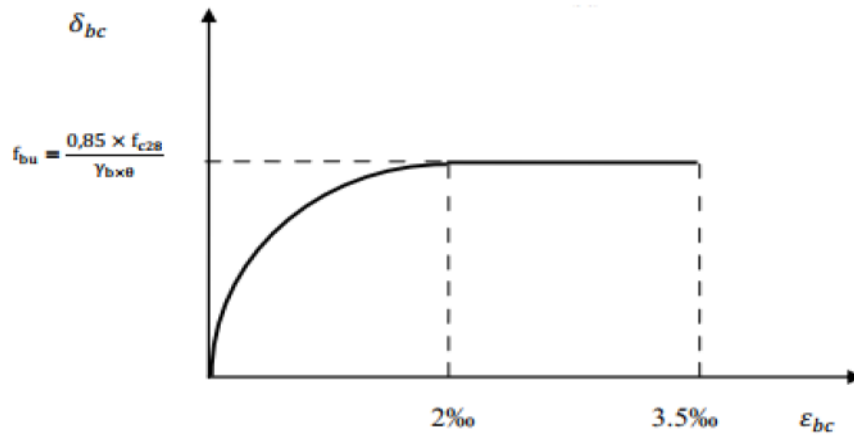


figure I- 15:Diagramme Déformation-Contrainte du béton.

-Contrainte limite de cisaillement : Selon le (BAEL91 [2] article A.5.1.1) La contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par la formule :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

V_u : Effort tranchant.

d : Hauteur utile de la section de béton considérée.

b_0 : Largeur de la section de béton considérée.

-La contrainte admissible de cisaillement :

Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) \rightarrow \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa. (BAEL91 [2] article A.5.1.2.1.1).}$$

Cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) \rightarrow \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ Mpa. (BAEL91 [2] article A.5.1.2.1.1).}$$

Etat limite de service E.L.S : Dans le cas de l'ELS La contrainte de compression de béton à l'E L S est limitée par σ_{bc} avec :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

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

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

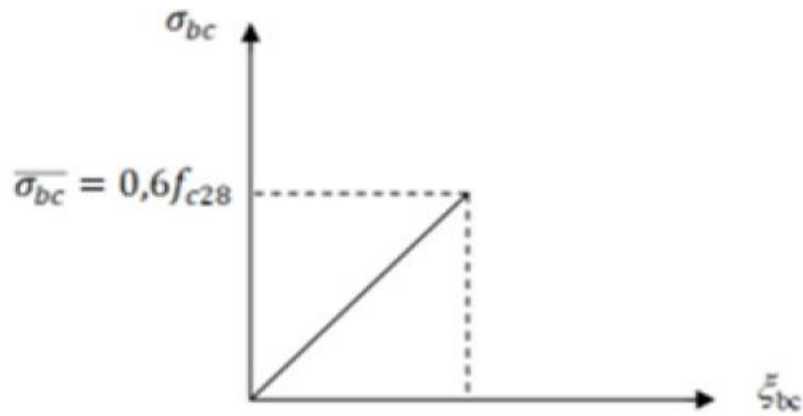


figure I- 16: Diagramme déformation-contrainte du béton à l'ELS.

I-5-2 Acier :

I-5-2-1 Caractéristiques mécaniques de l'acier :

L'acier est un alliage métallique de fer et de carbone en faible pourcentage, il répond aux efforts de traction, de compression, de cisaillement, et de torsion.

Les armatures pour le béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface, on trouve les ronds lisses et les barres à haute adhérence.

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

Type	Nuance	F_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant Epingles de levage des pièces préfabriquées.
	F _e E24	235	
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant.
	F _e E50	500	
Fils tréfilés HA Type 3	F _e TE40	400	Emploi sous forme des barres droites ou des treillis
	F _e TE50	500	
Treillis soudés lisses Type 4	TSL	500	Emploi courant.
	TSHA	520	

Tableau I- 1: La limite d'élasticité de l'acier : [1]

*On utilise l'acier à haut adhérence HA FeE40 type 1 (limite d'élasticité $f_e=400\text{ MPa}$) pour les armatures longitudinales et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE24 ($f_e= 235\text{ MPa}$).

➤ **Contrainte limite ultime:** Contrainte limite de l'acier $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$.

f_e : Limite élastique de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions

$\gamma_s = 1.5$ Action courant.

$\gamma_s = 1$ Action accidentelle.

$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l}$ Allongement unitaire de l'acier.

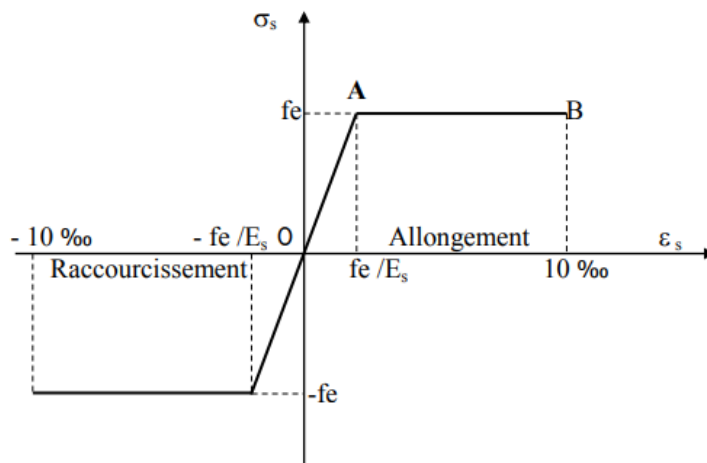


figure I- 17: Diagramme de contraintes-déformation de l'acier [5].

➤ **Contrainte limite de service :**

la contrainte σ_s dépend uniquement de la nature des fissures dans le béton, on distingue :

*Fissuration peu préjudiciable : pas de vérification.

*Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta F_{t28}} \right)$ (BAEL91 [2] article A.4.5.3.3)

*Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta F_{t28}} \right)$ (BAEL91 [2] article A.4.5.3.3)

Avec: Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les RL.



figure I- 18: Les Ronds Lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les HA.



figureI- 19:Les Hautes Adhérences (HA).

➤ **Coefficient d'équivalence :**

Le coefficient d'équivalence noté η est le rapport suivant :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \text{ Avec :}$$

η : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I-6Hypothèses de calcul :

I-6-1 Etats limites :

➤ **Etat limite ultime :** Les hypothèses de calcul sont :

- Les sections droites restent droites après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les aciers.
- A cause de sa faible résistance en traction Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance.
- Le raccourcissement ultime de béton est limité à:
 $\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$: Sections partiellement comprimées.
 $\epsilon_{cu} = 2 \text{ ‰}$: Sections totalement comprimées «faible excentricité».
- L'allongement relatif ultime de l'acier le plus tendu est limité à $\epsilon_{cu} = 10 \text{ ‰}$.
- L'état de déformation d'une section passe obligatoirement par l'un des trois pivots A, B, C.
- Le diagramme de calcul des aciers est bilinéaire.
- le diagramme de calcul du béton est rectangulaire, sauf pour la section totalement comprimée.

➤ **Etat limite service** : Les hypothèses de calcul sont :

-Les calculs ont fait qu'en cas de fissuration préjudiciable ;

-Le coefficient d'équivalence : $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$

-Les contraintes de compression, dans le béton, et contraintes de compression, et traction dans les aciers sont supposées proportionnelles à la déformation élastique « $\epsilon_{cu} < 2 \text{ ‰}$ ».

I-7 Actions et sollicitations:

I-7-1 Actions :

Les actions sont l'ensemble des charges (permanent, exploitation, climatique...) qui appliquées à une structure et aux déformations imposées, on distingue :

I-7-2 Actions permanentes (G) :

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

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

I-7-3 Actions variables (Q) :

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

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

I-7-4 Actions accidentelles (FA) :

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

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

I-7-5 Combinaisons de calcul :

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

- Situations durables :
- A l'état limite ultime (ELU) : $1.35 G + 1.5 Q$.
- A l'état limite de service (ELS) : $G + Q$.
- Situations accidentelles : utilisées dans notre étude selon le (RPA99/version 2003) [1]:

$$G + Q + E$$

G : charge permanente.

$$G + Q \pm 1,2E$$

Avec

Q : charge d'exploitation

$$0,8G \pm E_y$$

E : effort de séisme

$$0,8G \pm E_x$$

I-7-6 Sollicitations :

Les sollicitations sont des forces et des moments produits par les actions dans les éléments d'une construction et on compte :

- Effort Normal N.
- Effort Tranchant V.
- Moment Fléchissant M_f .
- Couple de Torsion T.

I-8 Règlement et normes utilisées :

On utilise pour le calcul de notre étude les règlements suivants :

- [CBA93] [3] (Codes du Béton Armé).
- [RPA99] / révisée 2003[1] (Règles Parasismiques Algériennes).
- Le Règlement [BAEL 91] modifié 99[2] (Béton Armé aux Etats Limites).
- [DTR- B.C.2.2]. [4] (Document Technique Réglementaire charges et surcharge).

I-9 Logiciels utilisés :

Pour étudier une construction, on a utilisé plusieurs codes numériques comme SAP, ETABS, AUTOCAD, ROBOT... .

Dans notre projet, on a choisis de calculer par ROBOT.

Par définition, le logiciel Auto desk Robot structural Analyses professionnel propose aux ingénieurs structure des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction.

I-10 Conclusion :

Dans ce premier chapitre, nous avons cité les différents matériaux choisis pour le projet et leurs caractéristiques géométriques et mécaniques ainsi que les codes et règlements en vigueur.

Une présentation architecturale et technique du bâtiment étudié a été présentée.

Chapitre II :
Pré-dimensionnement
des éléments et
évaluation des charge

II-1 Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments d'un projet de génie civil est une étape principale et obligatoire. Il a un but de déterminer les dimensions des différents éléments de la Structure, les dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 version 2003[1], CBA93[3], BAEL 91[2].

II-2 Pré-dimensionnement des éléments:

II-2-1 Pré-dimensionnement du plancher à corps creux:

Les planchers à corps creux sont des surfaces qui constituent une plateforme horizontale. Leur rôle principal est de recevoir les charges horizontales et de les répartir sur les éléments porteurs.

Afin de déterminer l'épaisseur des plancher de type corps creux, il faut établir la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

L : plus grande portée dans le sens considéré.

$$h_t \geq \frac{470}{22.5} \rightarrow h_t \geq 20.9 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h_t = 21 \text{ cm (16+5) cm.}$$

(16+ 5) : 21cm de corps creux et 5cm de dalle de compression.

Donc on prend : $h_t = 21 \text{ cm}$.

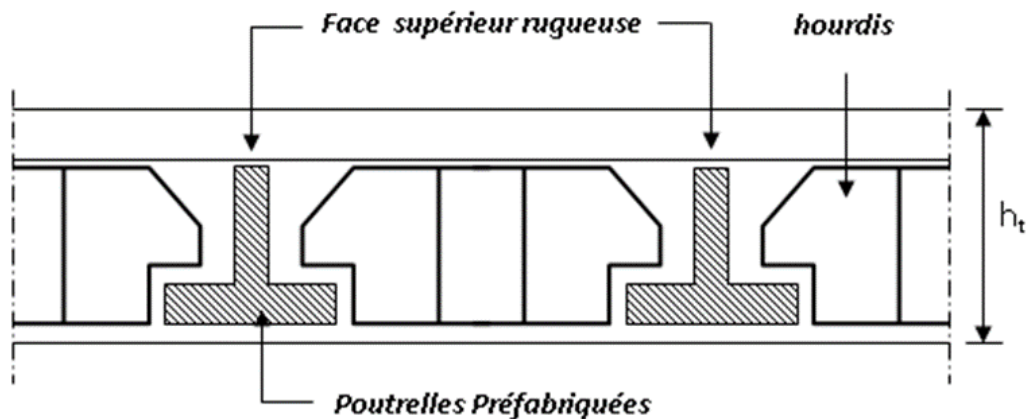


figure II- 1: Coupe verticale du plancher à corps creux.

II-3 Pré-dimensionnement des escaliers :

Sont une série de marches qui permettent le passage d'un niveau à un autre par rotation verticale, qui consiste en béton armé coulant sur le site.

Notre bâtiment à usage d'habitation comporte le même type d'escalier, il a une forme droite, Composé de deux volées et un palier de repos dans la figure suivant :

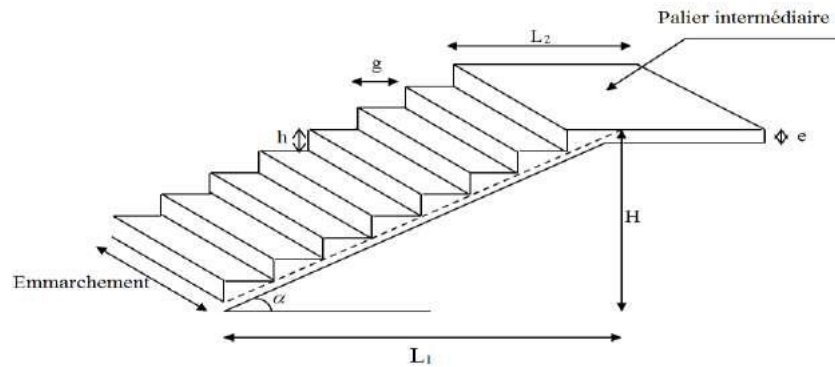


figure II- 2:Schéma d'escalier.

Les escaliers sont caractérisés par les dimensions suivantes:

h_e : Hauteur 'étage.

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

g : largeur de la marche .

h : hauteur du contre marche.

e : épaisseur de palier.

e_p : épaisseur de paillasse.

L_1 : la longueur de la paillasse pochetée.

L_2 : la longueur du palier intermédiaire.

n : nombre de contre marche.

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de "BLONDEL" :

- **hauteur de marche :**

$$14 \leq h \leq 18, \text{ on prend: } h = 17 \text{ cm}$$

- **nombre des marches : (2 volées)**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ Pour une seule volée : } n = 9$$

$m = n - 1 = 8$ on aura 8 marches par chaque volée.

- **Largeur de marche :**

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm.}$$

on prend : $g = 30$ cm.

- **Vérification de la formule de BLONDEL :**

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

$$2.h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm} \rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \dots \text{cv}$$

- **La longueur de la volée :**

$$L_v = N_m \times g = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

- **Longueur du palier :**

$$L_1 = 5.60 - 3.70 = 1.90 \text{ cm.}$$

- pour RDC :

- **L'angle d'inclinaison :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.637 \rightarrow \alpha = \text{cotg} (0.637) = 32,51^\circ$$

- **L'épaisseur de (paillasse+palier) :**

Est calculée suivant la condition

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad L = \sqrt{(l^2 + H^2)} = \sqrt{(474^2 + 153^2)} = 498.08 \text{ cm}$$

$$\frac{498.08}{30} \leq e \leq \frac{498.08}{20}$$

$$16.6 \text{ cm} \leq e \leq 24.91 \text{ cm.}$$

Donc : On adopte: $e = 17 \text{ cm} \dots \dots \dots$ (Pour les raisons de la vérification de la flèche).

-pour l'étage courant :

- **L'angle d'inclinaison :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.637 \rightarrow \alpha = \text{cotg} (0.637) = 32,51^\circ$$

- **L'épaisseur de la paillasse :**

Est calculée suivant la condition

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad L = \sqrt{(l^2 + H^2)} = \sqrt{(240^2 + 153^2)} = 284.62 \text{ cm}$$

$$\frac{284.62}{30} \leq e \leq \frac{284.62}{20}$$

$$9.487 \text{ cm} \leq e \leq 14.231 \text{ cm.}$$

On adopte: $e = 17 \text{ cm} \dots \dots \dots$ (Pour les raisons de la vérification de la flèche).

II-4 Pré-dimensionnement de la poutre palière :

c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par :

Le CBA 93[3] et vérifié en considérant le RPA 99/version 2003.

➤ Selon le CBA 93

• La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ \frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10} \end{array} \right. \rightarrow \{18.67 \leq h \leq 28 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } h=40 \text{ cm}$$

• La largeur b de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3h \leq b \leq 0,7h \\ 9 \leq b \leq 21 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \text{On prend : } b=30 \text{ cm}$$

➤ Selon le RPA99/ version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 : \text{vérifier, } h = 40 \dots \dots \text{cv} \\ b \geq 20 : \text{vérifier, } b = 30 \dots \dots \text{cv} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots \dots \dots \text{cv} \end{array} \right.$$

→ On choisie un section de la poutre palière ($b \times h = 30 \times 40$) cm^2 .

II-5 Pré-dimensionnement de l'acrotère:

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

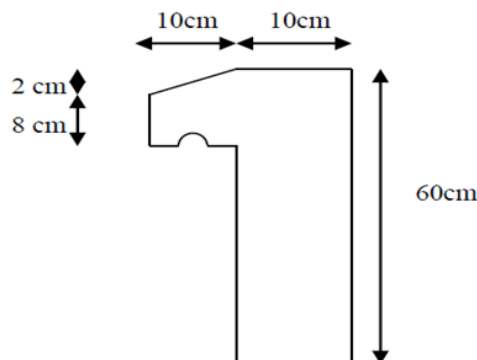


figure II- 3:coupe d'acrotère.

Désignation	h(m)	Surface (m)	Poids (KN /ml)		Poids propre totale G(KN/ml)	Surcharge D'exploitation Q(KN /ml)
			Acrotère (e=10cm)	Enduit (e=2cm)		
acrotère	0.6	0.069m ²	1.72	0.54	2.27	1

Tableau II- 1:Evaluation de charge de l'acrotère.

II-6 Pré-dimensionnement de balcon:

Sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui est comprise entre 8 et 12 cm. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

a. Résistance au feu

- $e = 7$ cm : pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm : pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5$ cm : pour quatre heures de coupe-feu.

On admet que : $e = 15$ cm.

b. Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

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

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

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

c. Isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA93 » [3] en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation phonique. On limite donc notre épaisseur à : $e = 15$ cm.

Si : $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$ la dalle porte suivant sa petite portée uniquement et son calcul se fera comme pour une poutre de 1 mètre de largeur .

Si : $\rho = \frac{L_x}{L_y} > 0.4$ la dalle porte suivant les 2 directions x et y , et c'est le cas pour lequel on pré-dimensionne les planchers

Avec :.

L_x : petite portée du plancher.

L_y : grande portée du plancher.

Dans notre projet il y a un seul type :

Pour une dalle reposant sur deux appuis

$$l_x = 1.10\text{m} \quad l_y = 2.75 \text{ m}$$

Donc :

$$\rho = \frac{1.10}{2.75} = 0.4 \text{ donc la dalle travailler une seul sens X-x.}$$

$$\frac{110}{35} \leq e \leq \frac{110}{35} \rightarrow 3.14 \leq e \leq 3.67$$

On prend une épaisseur équivalente à plus de 2 heures de coupe-feu.

On adopte l'épaisseur de la dalle pleine : **e = 15 cm.**

II-7 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont l'un des principaux éléments porteurs dans la construction et elles sont Fabriquier en béton armé. D'après les formules du BAEL 91 et vérifié selon le RPA 2003 le pré-dimensionnement sera établi.

II-7-1 Les poutres :

➤ D'après le(BAEL) [2] :

$$\begin{cases} L/15 \leq h \leq L/10 \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

➤ D'après le(RPA) [1]:

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20 \text{ cm (Article 7.5.1)} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Avec:

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

L : la portée de la poutre.

1. Poutres principales:

L_{max} : La plus grande portée -entre nus d'appuis- dans le sens considéré.

$$L_{max} = 495 - 40 = 455 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3 h \leq b \leq 0.7 h \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10} \\ 0.3 h \leq b \leq 0.7 h \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 30.33 \leq h \leq 45.5 \\ 13.5 \leq b \leq 31.5 \end{cases}$$

On adopte : $h = 45 \text{ cm}$

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

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ 1 \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 45 > 30 \text{ cm} \dots \text{cv} \\ 30 > 20 \text{ cm} \dots \text{cv} \\ 1 \leq \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4 \dots \text{cv} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2.$$

2. Poutres secondaires:

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, La longueur maximale est donnée

Par :

$$\text{Soit : } L_{max} = 470 - 30 = 440 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3 h \leq b \leq 0.7 h \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \\ 0.3 h \leq b \leq 0.7 h \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 29.33 \leq h \leq 44 \\ 12 \leq b \leq 28 \end{cases}$$

On adopte : $h = 40 \text{ cm}$

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

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ 1 \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 40 > 30 \text{ cm} \dots \text{cv} \\ 30 > 20 \text{ cm} \dots \text{cv} \\ 1 \leq \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots \text{cv} \end{cases}$$

$$\text{Soit } b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$$

II-8 Pré dimensionnement des Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux, Ils sont destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations.

La section du poteau obtenu doit satisfaire les conditions minimales imposées par le (RPA99.Article 7.4.1) :

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases}$$

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage.

b : Longueur de poteau.

h : Hauteur de poteau.

Donc : on adopte $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$.

II-9 Pré dimensionnement les voiles :

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions. Ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

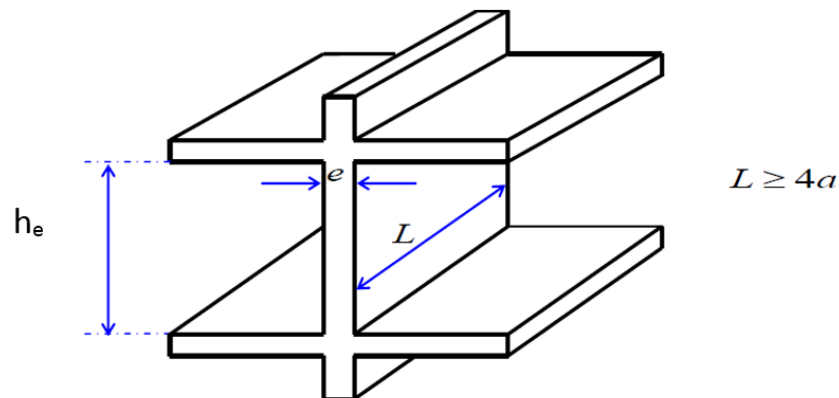


figure II- 4: Coupe de voile en élévation.

Les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

A : épaisseur du voile

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités (version 2003) [1] :

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

D'après le RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1) :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; \frac{h_e}{22} \right\}$$

Avec :

h_e : hauteur libre d'étage

$a_{\min}$: épaisseur du voile

- Pour le RDC et l'étage courant : $h_e = 3.06 - 0.35 = 2.71 \text{ m}$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; \frac{271}{22} = 13.04 \text{ m} \right\} \rightarrow a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : $a = 15 \text{ cm}$.

- **Disposition des voiles :**

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations
- Minimiser les effets de torsion.

II-10 Evaluation des charges et surcharges :

Le calcul des charges et surcharges est effectué selon DTR-BC2.2 [6]

1. Plancher terrasse inaccessible :

N°	Désignation	E(m)	$\gamma \text{ (KN /m}^3 \text{)}$	G(KN /m ²)
1	Gravillon de protection	0.02	0.20	0.40
2	Etanchéité multicouches	-	-	0.12
3	Forme de pente	0.1	22	2.20
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16

5	Par vapeur	0.04	2.4	0.096
6	Plancher Corps-creux	(0.16+0.05)	-	2.80
7	Enduit plâtre	0.02	0.1	0.20
Charge permanente totale				5.976
Surcharge d'exploitation				Q=1

Tableau II- 2: Les charges sur le plancher de la terrasse inaccessible.

2. Plancher étage courant :

N°	Désignation	E(m)	γ (KN /m ³)	G(KN /m ²)
1	Cloisons en brique	-	-	1
2	Revêtement en carrelage	0.02	0.2	0.4
3	Mortier dépose	0.02	20	0.40
4	Lit de sable	0.03	18	0.54
5	Plancher à corps creux	(0.16+0.05)	-	2.80
6	Enduit plâtre	0.02	0.1	0.20
Charge permanente totale				5.34
Surcharge d'exploitation				Q=1.5

Tableau II- 3: Les charges sur le plancher d'étage courant.

3. Balcon :

N°	Désignation	E(m)	γ (KN /m ³)	G(KN /m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	0.20	0.44

2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
Charge permanente totale				5.31
Surcharge d'exploitation				Q=3.5

Tableau II- 4: Charge permanente et d'exploitation de balcon.

4. Mur extérieur:

N°	Désignation	E(m)	γ (KN /m ³)	G(KN /m ²)
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Maçonnerie en brique creuse	0.10	9	0.9
3	Maçonnerie en brique creuse	0.15	9	1.35
4	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale				2.81

Tableau II- 5: Charge permanente de cloisons extérieures.

5. Mur intérieur:

N°	Désignation	E(m)	γ (KN /m ³)	G(KN /m ²)
1	Maçonnerie en brique creuse	10	9	0.9
2	Enduit plâtre(2cotés)	2+2	10	0.4
Charge permanente totale				1.30

Tableau II- 6: Les charges du mur intérieur (10cm).

6. L'escalier :

N°	Constituants	Epaisseur (cm)	Charge unitaire	G(KN/m²)
1	Revêtement en carrelage	2	0.20KN/m²/cm	0.40
2	Mortier de pose	2	20KN/m³	0.40
3	Lit de sable	2	18KN/m³	0.36
4	Palier	18	25KN/m³	4.5
5	Enduit de ciment	2	0.18KN/m²/cm	0.36
Charge permanente totale				6.02
Surcharge d'exploitation				Q=2.5

Tableau II- 7: Les charges sur le palier.

7. La paillasse RDC + étage courant :

N°	Constituants	Epaisseur (cm)	Charge unitaire	G(KN/m²)
1	Carrelage sur marches	2	0.20KN/m²/cm	0.40
2	Carrelage sur contre marches	2hg	0.20KN/m²/cm	0.226
3	Mortier de pose	0.02+0.02hg	20KN/m³	0.626
4	Lit de sable	2	0.18KN/m³	0.36
5	Paillasse et marches	$(\frac{0.18}{\cos 32.19}) + (\frac{0.17}{2})$	25KN/m³	7.443

		=0.297		
6	Enduit en ciment	$\frac{2}{\cos 32.195} = 2.36$	0.18KN/m ² /cm	0.425
7	Garde-corps	-	-	0.10
Charge permanente totale				9.579
Surcharge d'exploitation				Q=2.5

Tableau II- 8: Les charges sur la paillasse.

8. Voile :

N°	éléments	Epaisseur (cm)	Charge unitaire	G(KN/m ²)
1	Béton armé	0.15	25	6.25
2	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
3	Enduit de ciment	0.02	22	0.44
Charge permanente totale				6.89

Tableau II- 9: Charge permanents des voiles.

II-11 Descente de charge :

La descente de charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations.

Loi de dégression des charges : (DTR B.C.2.2) [4]

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse, $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du Sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Terrasse Q_0

Dernier étage (étage 1) $Q_0 + Q_1$

Etage2 $Q_0+0.95 (Q_1 +Q_2)$

Etage3 $Q_0+0.90 (Q_1 + Q_2+Q_3)$

Etage4 $Q_0+0.85 (Q_1 + Q_2+ Q_3+Q_4)$

Etage $n(n \geq 5) Q_0+ \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ \dots Q_n)$

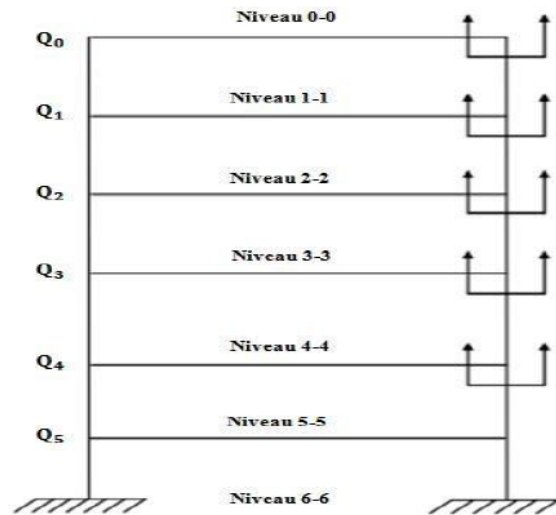


figure II- 5:Schéma statique de la descente de charge

Niveau des Planchers	Surcharge (KN/m ²)	Σ sur charges différentes	Σ Surcharge (KN/m ²)
5	$Q_0=1$	$\Sigma_0=Q_0$	1
4	$Q_1=1.5$	$\Sigma_1=Q_0+ Q_1$	2.5
3	$Q_2=1.5$	$\Sigma_2=Q_0+ 0.95 (Q_1+ Q_2)$	3.85
2	$Q_3=1.5$	$\Sigma_3=Q_0+0.9 (Q_1+ Q_2+Q_3)$	5.05
1	$Q_4=1.5$	$\Sigma_4=Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.10
RDC	$Q_5=1.5$	$\Sigma_5=Q_0+0.8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	15

Tableau II- 10:L'application de la loi de dégression pour les charges différentes.

- Descente de charge du poteau le plus sollicité (poteau intermédiaire):

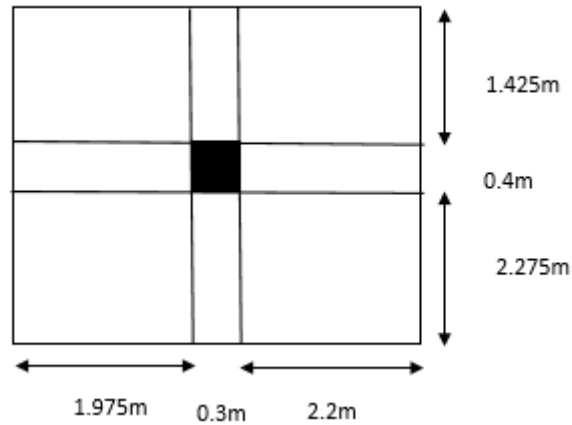


figure II- 6:Section revenant au poteau le plus sollicité.

➤ **La surface afférente:**

$$S = [(1.975 \times 2.275) + (1.425 \times 1.975) + (2.2 \times 2.275) + (1.425 \times 2.2)] = 15.447m^2$$

➤ **La charge permanente:**

• **Les poteaux:**

✓ **Le poteau RDC et le poteau D'étage:**

$$G_{pot} = S \times 25 \times h_e = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 3.06 = 9.18KN$$

• **Les poutres :**

$$G_{pp} = S \times 0.3 \times 0.45 \times 25 = 15.356KN$$

$$G_{ps} = S \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 13.2KN$$

• **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = S \times 5.976 = 92.311KN$$

• **Plancher d'étage courant:**

$$G = S \times 5.34 = 82.487KN$$

• **Mur intérieur (dans RDC et l'étage1 à 5) :**

$$[(3.06-0.30) (1.975+2.2) + (3.06-0.4) (2.275+1.425)] \times 1.3 = 27.775 KN$$

Niveau	élément	G(KN)	Q(KN)
0	Poutre principale	15.356	15.447
	Poutre secondaire	13.2	
	Plancher terrasse	92.311	

	Totale	120.867	
1	Revenant 0	120.867	38.618
	Poteau d'étage	9.18	
	Poutre principale	15.356	
	Poutre secondaire	13.2	
	Plancher étage courant	82.487	
	Mur intérieur étage	27.775	
	Totale	268.865	
2	Revenant 1	268.865	59.471
	Poteau d'étage	9.18	
	Poutre principale	15.356	
	Poutre secondaire	13.2	
	Plancher étage courant	82.487	
	Mur intérieur étage	27.775	
	Totale	416.863	
3	Revenant 2	416.863	78.007
	Poteau d'étage	9.18	
	Poutre principale	15.356	
	Poutre secondaire	13.2	
	Plancher étage courant	82.487	
	Mur intérieur étage	27.775	

	Totale	564.861	
4	Revenant 3	564.861	94.227
	Poteau d'étage	9.18	
	Poutre principale	15.356	
	Poutre secondaire	13.2	
	Plancher étage courant	82.487	
	Mur intérieur étage	27.775	
	Totale	712.859	
5	Revenant 3	712.859	108.129
	Poteau de RDC	9.18	
	Mur intérieur	27.775	
	Totale	749.814	

Tableau II- 11: Descente de charge du poteau le plus sollicité (poteau intermédiaire).

• **Vérification de la section de poteau : (BAEL91 b.8.4, 1)**

Selon l'article **B.8.4.1** le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante [2]:

$$N_U \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \theta \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right)$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = [(1.35 \times 749.814) + (1.5 \times 108.129)] = 1174.442 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = G + Q = 749.814 + 108.129 = 857.943 \text{ KN}$$

En béton armé, les charges verticales agissant sur les poteaux doivent être augmentées par rapport aux calculs de descentes de charges effectués de :

- **15%** pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées, (On Multiplie par 1.15).
- **10%** pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas de bâtiments Comportant au moins trois travées. (On multiplie par 1.1).

Donc : pour le cas de notre bâtiment ont la charge ultime **N_u** multiplie par 1.1

$$N_u = 1.1 \times (1174.442) = 1291.886 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 1.1 \times 857.943 = 943.737 \text{ KN}$$

- **Vérification à la compression simple:**

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$

Avec : B : section du béton.

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \rightarrow B \geq \frac{1291.886 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} \rightarrow B \geq 0.0861$$

$$\text{On à : } \mathbf{B = (b \times h)} \rightarrow B = (0.3 \times 0.4) \rightarrow B = 0.12 \text{ m}^2$$

$$B = 0.12 \text{ m}^2 > 0.0861 \text{ m}^2$$

- **Vérification au flambement:**

On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \overline{N_u} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right] \rightarrow B \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B_r \gamma_s} \right)}$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$B = 0.12 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.3 \times 0.4^3}{12} = 1.6 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{1.6 \times 10^{-3}}{0.12}} = 0.115 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.115} = 18.626 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{18.626}{35} \right)^2} = 0.804$$

D'après BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B_r \gamma_s} \right)} \rightarrow B_r \geq \frac{1291.886 \times 10^{-3}}{0.804 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{9.6 \times 400}{1000 \times 1.15} \right)}$$

$$B_r = 0.0735 \text{ m}^2$$

$$B_r = (30 - 2) \times (40 - 2) = 1064 \text{ cm}^2 = 0.1064 \text{ m}^2$$

$0.1064 \text{ m}^2 > 0.0735 \text{ m}^2$ Donc : le poteau ne risque pas de flamber.

• **Vérification vis à vis du RPA 99/Version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \min(30; 40) \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots cv \\ \min(30; 40) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \dots \dots cv \\ \frac{1}{4} < \frac{30}{40} = 0.75 < 4 \dots \dots \dots cv \end{array} \right.$$

Donc : on adopte la section du poteau ($b \times h$) : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II-12 Conclusion :

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

- Les poutres
 - Poutre principale : $(30 \times 45) \text{ cm}^2$.
 - Poutre secondaire : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Les poteaux : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Les voiles d'épaisseur : $a = 15 \text{ cm}$.
- Balcon : $e = 15 \text{ cm}$.
- Les escaliers :
 - L'épaisseur de palier : $e = 17 \text{ cm}$.
 - L'épaisseur de pallasse : $e = 17 \text{ cm}$.

Chapitre III :
Ferraillage des
éléments secondaires

III-1 Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement. Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous Citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin le balcon.

Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges D'exploitation. L'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique, mais ils sont Considérés comme dépendant de la géométrie de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant les règlements (BAEL 91 modifié 99[2], RPA 99 version 2003 [1], et CBA93) [3]).

III-2 Etude de l'acrotère :

Notre ouvrage comprend un seul type d'acrotère. L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1mlinéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- Un moment dû à la surcharge (**Q**)

IL a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

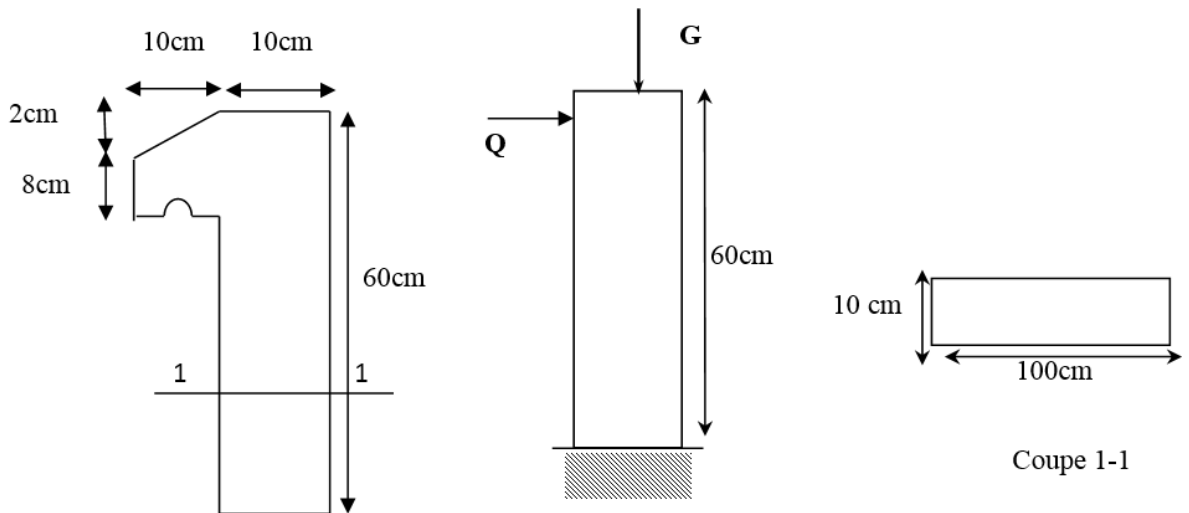


figure III- 1:Schéma de l'acrotère.

III-2-1 Détermination de la charge due au séisme :

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$f_p = 4 A c_p w_p$$

$A=0.15$ **A**: coefficient d'accélération de zone (zone II).

$c_p = 0,80$ c_p : facteur de force horizontale(élément en console).

$w_p = 1.72 \text{ KN/ml}$ w_p : poids de l'acrotère.

$$f_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.72 = 0.82 \text{ KN/ml}$$

$$f_p = 0.82 \leq 1.5Q \dots \dots \dots cv$$

III-2-2 Calcul de sollicitation :

-Etat limite ultime :

$$N_u = 1.35 N_G = 1.35 \times 1.72 = 2.322 \text{ KN/ml}$$

$$N_Q = 1.5 N_Q h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m/ml}$$

-Etat limite service :

$$N_{ser} = N_G = 1.72 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = N_Q h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m/ml}$$

III-2-3 Ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire :

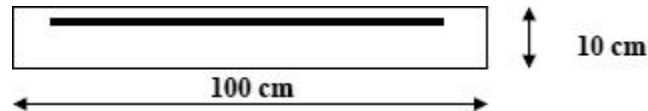


figure III- 2:Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère.

Les dimensions de section :

$$\begin{cases} h = 10 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \\ d = 0.9h = 0.9 \times 10 = 9 \text{ cm} \end{cases}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que ce sont des éléments qui sont exposés aux intempéries, (variation de température, eau, neige, etc. ...). Le calcul se fera alors à l'ELU et à l'ELS.

➤ Calcul à l'elu :

Selon l'article (A.4.4) du B.A.E.L91, en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = e_0 + e_a$$

e_0 : Excentricité de la résultante des Contraintes.

e_2 : Excentricité due aux effets de second Ordre.

e_a : Excentricité additionnelle.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.322} = 0.39 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4} (2 + \alpha\phi)$$

• calcul l'élancement :

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ avec : } I = \frac{bh^3}{12}; B = b \times h; i = 0.029 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1.2}{0.029} = 41.38$$

$$\lambda_{max} \leq \max(50, [67 \times \frac{e_0}{h}, 100])$$

$$\lambda_{max} \leq 100 \rightarrow \lambda = 41.38 < 100.$$

Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

$$\alpha = 10 \left(\frac{1 - M_u}{1.5 M_{ser}} \right) = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} \times 2 = 0.0086 \text{ m}$$

$$e_a > \max\left(2 \text{ cm}, \frac{60}{250}\right)$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.39 + 0.02 = 0.41 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.41 + 0.0086$$

$$e = 0.419 \text{ m}$$

$$\text{On a : } \frac{l_f}{h} = 12$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15, \frac{20 e_1}{h}\right) = \max\left(15, \frac{20 \times 0.41}{10}\right) = \max(15, 82) = 82 \rightarrow \text{On tiendra compte des effets du second ordre.}$$

On majore N_u , M_u tel que la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale :

La sollicitation corrigée.

$$N_u' = 2.322 \text{ KN}$$

$$M_u' = N_u' \times (e_1 + e_2)$$

$$M_u' = 2.322 \times (0.41 + 0.0086) = 0.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M_u' + N_u' \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 0.95 + 2.322 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 1.06 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

A. 1^{ère} étape : étape fictive :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28} - 0.85 \times 25}{\gamma_b \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$b = 1\text{m} = 100\text{cm} = 1000\text{mm}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 100 = 90 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{1.06 \times 10^6}{1000 \times (90)^2 \times 14.17} = 0.0092 < 0.186 (\text{pivot A}).$$

$$\mu < 0.186 \rightarrow \text{pas d'acier comprimé.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0.013$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.089 \text{ m.}$$

$$\varepsilon = 10\text{‰}$$

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

$$A_1 = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{1.06 \times 10^6}{0.089 \times 348} = 0.34 \text{ cm}^2.$$

B. 2^{ème} étape: Retour à la section réelle:

La section des armatures tendues dont la section réelle est A_u .

$$A_u = 0.34 \times 10^{-4} - \frac{0.322 \times 10^{-2}}{348} = 0.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Calcul a l'ELS:**

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN/ml}$$

$$N_{ser} = 1.72 \text{ KN/ml}$$

- Calcul a l'excentricité:

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.72} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm.}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{5} = \frac{0.10}{5} = 0.02 \text{ m} = 2 \text{ cm.}$$

$e_0 > e_1 \rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au c.d.g des armatures tendues.

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser} \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.6 + 1.72 \times \left(0.09 - \frac{0.10}{2}\right)$$

$$\rightarrow M_{ser/A} = 0.67 \text{ KN.m/ml.}$$

La contrainte du béton est donnée a L'ELS : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

➤ **La contrainte d'acier :**

Selon [3] (cas de fissuration préjudiciable).

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\}$$

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa.} \\ f_e = 400 \text{ Mpa.} \\ \eta = 1.6. \end{cases}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \max(0.5 \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\}$$

Donc : $\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa.}$

$$X = \frac{15 \times \overline{\sigma}_{bc}}{15 \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} \times 0.09 = 0.047 \text{ m.}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.074 \text{ m.}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} (b X \overline{\sigma}_{bc} Z) = \frac{1}{2} (1 \times 0.047 \times 15 \times 0.074) = 0.026 \text{ MN.m/ml.}$$

$$M_{ser/A} = 0.67 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml.}$$

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

$$A_{ser1} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.67 \times 10^{-2}}{0.074 \times 201.63} = 0.45 \text{ cm}^2.$$

$$A_{ser} = A_{ser1} - \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} = 0.45 \times 10^{-4} - \frac{0.172 \times 10^3}{201.63} = 0.36 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99) :**

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{bh}{100}; A_{min} \right\} \rightarrow A_{min} > \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{100 \times 10}{100}; \frac{0.23 \times 100 \times 9 \times 2.1}{400} \right\}$$

$$A_s \geq \max\{1; 1.09\} = 1.09 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc : } A > \max(A_{ser}; A_s; A_{min})$$

On adopte : **A = 4HA8 = 2.01 cm²**, avec un espacement de 25 cm.

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **4HA6 = 1.13 cm²** avec un espacement de 15 cm.

➤ **Vérification au cisaillement :**

on doit vérifier $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$v_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = 0.017 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

III-2-4 Schéma du ferrailage :

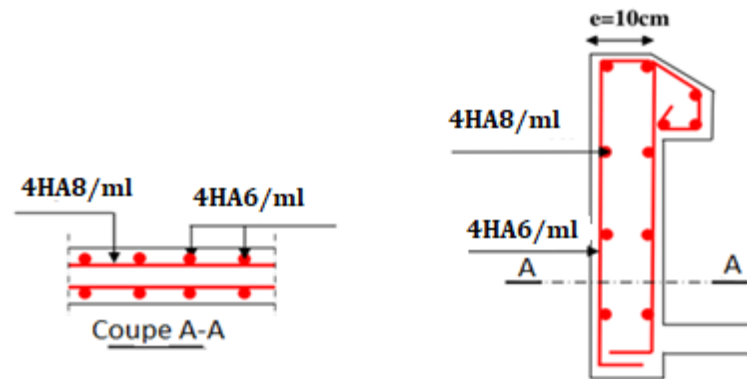


figure III- 3:Disposition constructive des armatures de l'acrotère.

III-3 Les escaliers :

L'escalier travaille à la flexion simple. On considère la dalle comme une poutre sollicitée à une charge uniformément répartie, et en tenant compte des types d'appuis sur lesquels elle repose.

III-3-1 L'étude de la première partie d'escaliers de RDC :

III-3-1-1 Schéma statique :

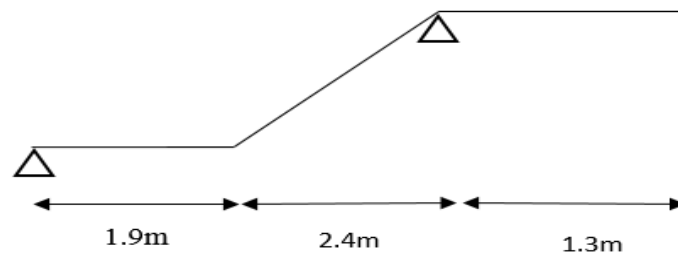


figure III- 4:schéma escalier RDC .

III-3-1-2 Evaluation des charges et des surcharges :

Les charges permanentes et les surcharges d'exploitation de volée et palier ont été calculées dans le chapitre 2 :

- Volée (palliasse) :

$$\begin{cases} G = 9.579 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- **Palier :**

$$\begin{cases} G = 6.02 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- **Pour les murs extérieurs :**

$$G = 2.81 \text{ KN/m}^2$$

III-3-1-3 Combinaisons des charges :

Le calcul pour une bande de 1m de largeur.

- **Volée :**

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.579 + 1.5 \times 2.5 = 16.68 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q = 9.579 + 2.5 = 12.079 \text{ KN/ml.}$$

- **Palier :**

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.02 + 1.5 \times 2.5 = 11.87 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q = 6.02 + 2.5 = 8.52 \text{ KN/ml.}$$

- **Pour Mur extérieur :**

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G \times (h - e) = 1.35 \times 2.81 \times (3.06 - 0.17) = 10.963 \text{ KN.}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G \times (h - e) = 2.81 \times (3.06 - 0.17) = 8.121 \text{ KN.}$$

III-3-1-4 Calcul des sollicitations à l'ELU :

a. Calcul des réactions d'appuis :

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux

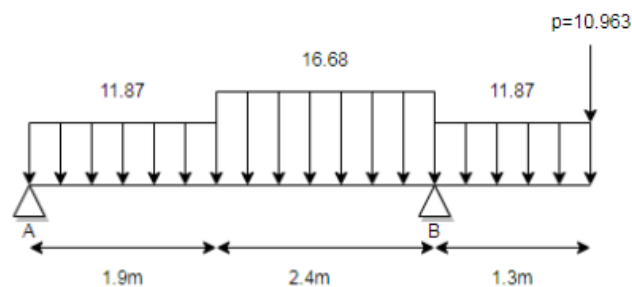


figure III- 5: La charge équivalente elu.

- ELU :

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_{Ay} - 11.87 \times 1.9 - 16.68 \times 2.4 + R_{By} - 11.87 \times 1.3 - 10.963 = 0.$$

$$\rightarrow R_{Ay} + R_{By} = 88.98 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 4.3 \times R_{By} + \left(-11.87 \times 1.9 \times \frac{1.9}{2} \right) - \left(16.68 \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 1.9 \right) \right) - \left(11.87 \times 1.3 \times \left(\frac{1.3}{2} + 2.4 + 1.9 \right) \right) - (10.963 \times 5.6) = 0.$$

$$-21.43 - 124.1 - 76.38 + R_{By} \times 4.3 - 61.17 = 0 \rightarrow R_{By} = 65.83 \text{ KN.}$$

Donc :

$$R_{Ay} + R_{By} = 88.98 \text{ KN.}$$

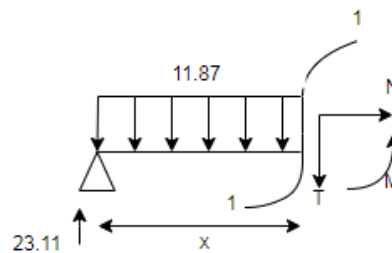
$$R_{Ay} = 88.98 - 65.83 = 23.11 \text{ KN.}$$

III-3-1-5 Calcul les moments fléchissant et les efforts tranchants :

Nous procédons par la méthode des sections, car la poutre est soumise des charges différentes

➤ ELU :

→ Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.9 \text{ m}$



Moment fléchissant :

$$\sum M_x = 0 \rightarrow M(x) = -11.87 \times \frac{x^2}{2} + 23.11x$$

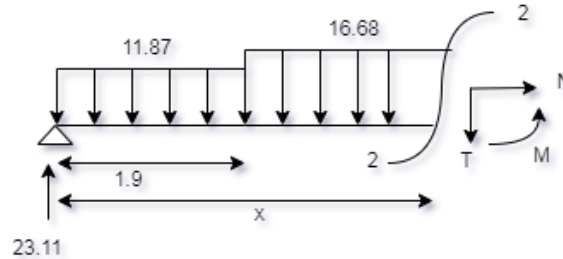
$$\begin{cases} x = 0 & \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.9 & \rightarrow M(x) = 22.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$\sum T_x = 0 \rightarrow T(x) = 24.62 - 11.87x$$

$$\begin{cases} x = 0 & \rightarrow T(x) = 23.11KN \\ x = 1.9 & \rightarrow T(x) = 0.56KN \end{cases}$$

→ **Section 2-2 : $1.9 \leq x \leq 4.3$ m**



- **Moment fléchissant :**

$$\sum M_x = 0 \rightarrow M(x) = 23.11x - 22.55 \left(x - \frac{1.9}{2} \right) - 16.68(x - 1.9) \left(\frac{x - 1.9}{2} \right)$$

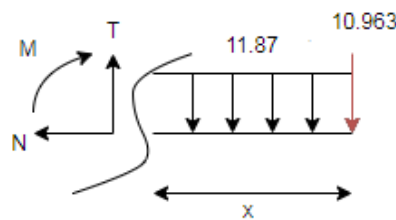
$$\begin{cases} x = 1.9 \rightarrow M(x) = 22.48KN.m \\ x = 4.3 \rightarrow M(x) = -24.22KN.m \end{cases}$$

- **Effort tranchant :**

$$\sum T_x = 0 \rightarrow T(x) = 2.07 - 16.68(x - 1.9)$$

$$\begin{cases} x = 1.9 \rightarrow T(x) = 0.56KN \\ x = 4.3 \rightarrow T(x) = -39.47KN \end{cases}$$

→ **Section 3-3 : $0 \leq x \leq 1.3$ m**



- **Moment fléchissant :**

$$\sum M_x = 0 \rightarrow M(x) = -11.87 \times \frac{x^2}{2} - 10.963x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = 0KN.m \\ x = 1.3 \rightarrow M(x) = -24.28KN.m \end{cases}$$

- **Effort tranchant :**

$$\sum T_x = 0 \rightarrow T(x) = 11.87x + 10.963$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 10.963 \text{ KN} \\ x = 1.3 \rightarrow T(x) = 26.35 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{\max} = 24.28 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 36.79 \text{ KN} \end{cases}$$

III-3-1-6 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

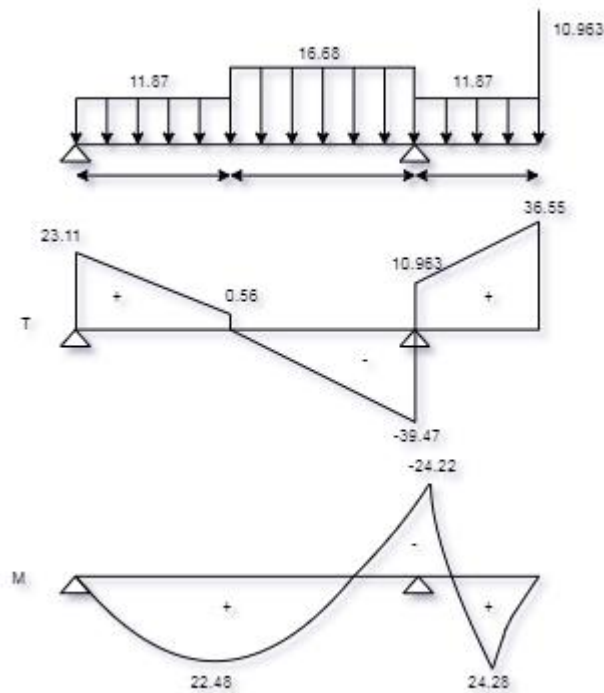


figure III- 6:diagramme de moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU .

- Calcul le moment max :

$$T = 23.11 - 11.87x \rightarrow X = \frac{23.11}{11.87} = 1.95 \text{ m}$$

$$M(x) = 23.11x - 11.87 \frac{x^2}{2}$$

$$\rightarrow M_{\max} = 22.49 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 24.28 \rightarrow M_t = 12.14 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis :

$$M_a = 0.5 M_{\max} = 0.5 \times 24.28 \rightarrow M_a = 20.64 \text{ KN.m}$$

III-3-1-7 Calcul des sollicitations à l'ELS :

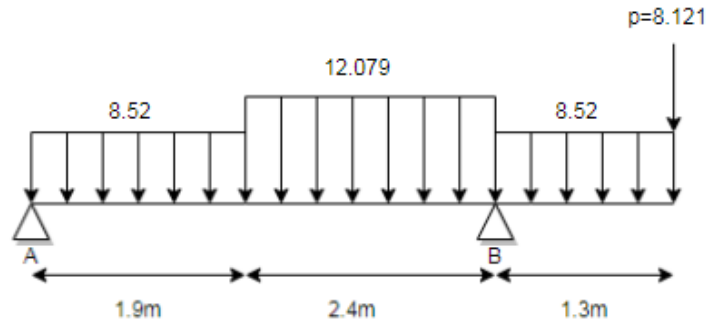


figure III- 7: la charge équivalente els.

• Les réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_{Ay} + R_{By} - (8.52 \times 1.9) - (12.079 \times 2.4) - (8.52 \times 1.3) - 8.121 = 0.$$

$$\rightarrow R_{Ay} + R_{By} = 64.37 \text{ KN.}$$

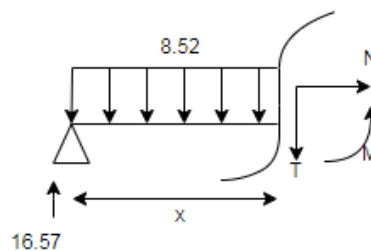
$$\sum M/A = 0 \rightarrow \left(8.52 \times 1.9 \times \frac{1.9}{2} \right) - \left(12.079 \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 1.9 \right) \right) - 8.52 \times 1.3 \times \left(\frac{1.3}{2} + 2.4 + 1.9 \right) - (8.121 \times 5.6) + R_{By} \times 4.3 = 0.$$

$$4.3R_{By} = 15.38 + 89.87 + 54.83 + 45.48 \rightarrow R_{By} = 47.8 \text{ KN.}$$

$$\rightarrow R_{ay} = 16.57 \text{ KN.}$$

Calcul les moments fléchissant et les efforts tranchants :

→ **Section 1-1** : $0 \leq x \leq 1.9 \text{ m}$



- **Le moment fléchissant :**

$$\sum M_x = 0 \rightarrow M_x + 8.52 \frac{x^2}{2} - 16.57x = 0.$$

$$\rightarrow M_x = -8.52 \frac{x^2}{2} + 16.57x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M_x = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.9 \rightarrow M_x = 16.1 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **L'effort tranchant :**

$$\sum T_x = 0 \rightarrow -T + 16.57 - 8.52x = 0.$$

$$\rightarrow T = 16.57 - 8.52x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T = 16.57 \text{ KN.} \\ x = 1.9 \rightarrow T = 0.38 \text{ KN.} \end{cases}$$

→ **Section 2-2 : $1.9 \leq x \leq 4.3 \text{ m}$**

- **Le moment fléchissant :**

$$\sum M_x = 0 \rightarrow M_x - 16.57x + \left(8.52 \times 1.9 \times \left(x - \frac{1.9}{2} \right) \right) + \left(12.079 \times (x - 1.9) \left(\frac{x - 1.9}{2} \right) \right) = 0$$

$$\rightarrow M_x = -6.04x^2 + 23.33x - 6.42$$

$$\begin{cases} x = 1.9 \rightarrow M_x = 16.1 \text{ KN.m} \\ x = 4.3 \rightarrow M_x = -17.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

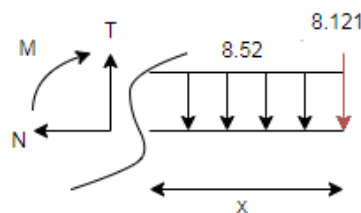
- **L'effort tranchant :**

$$\sum T_x = 0 \rightarrow +16.57 - 8.52 \times 1.9 - 12.079(x - 1.9) - T = 0$$

$$\rightarrow T = 23.33 - 12.079x$$

$$\begin{cases} x = 1.9 \rightarrow T = 0.38 \text{ KN} \\ x = 4.3 \rightarrow T = -28.61 \text{ KN} \end{cases}$$

→ **Section 3-3 : $0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$**



- Moment fléchissant :

$$\sum \mathbf{M}_x = 0 \rightarrow M_x = -8.52 \frac{x^2}{2} - 8.121 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M_x = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.3 \rightarrow M_x = 17.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- L'effort tranchant :

$$\sum \mathbf{T}_x = 0 \rightarrow T = 8.52 x + 8.121$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T = 8.121 \text{ KN.} \\ x = 1.3 \rightarrow T = 19.2 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{max} = 17.78 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 28.61 \text{ KN} \end{cases}$$

III-3-1-8 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

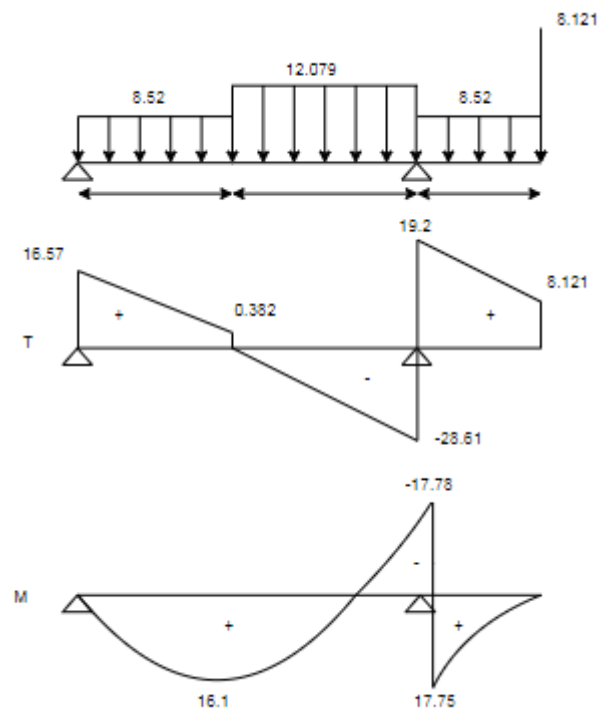


figure III- 8:diagramme de moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS.

$$T = 0 \rightarrow 16.57 - 8.52x = 0 .$$

$$x = 1.94 \text{ m.}$$

$$M_x = 16.57 \times 1.94 - 8.52 \left(\frac{1.94^2}{2} \right)$$

$$M_{\max} = 16.11 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_x = 15.11 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis :

$$M_a = 0.5 M_x = 8.89 \text{ KN.m}$$

III-3-1-9 Le ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait pour une bande de 1m (voir figure ci-après) :

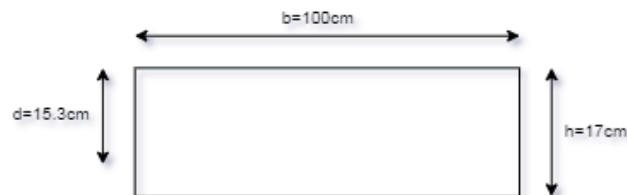


figure III- 9:Section de calcul d'escalier.

➤ Ferrailage en appuis :

$$h = 17 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 0.9h = 15.3 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{12.14 \times 10^6}{1000 \times 153^2 \times 14.17} = 0.037$$

$$\mu_b = 0.037 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{l'acier comprimé n'est pas nécessaire } A' = 0$$

$$0.037 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.047.$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) \rightarrow z = 15.012 \text{ cm} = 150.12 \text{ mm}.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times z} = \frac{12.14 \times 10^6}{150.12 \times 348} = 232.4 \text{ mm}^2. \rightarrow A_{s(\text{calculé})} = 2.32 \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{smin} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1000 \times 153 \times 2.1}{400} = 184.74 \text{ mm}^2.$$

$$A_{smin} = 1.84 \text{ cm}^2.$$

on adopte : 3HA10 $\rightarrow A_s = 2.36 \text{ cm}^2$.

- **Armature de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_{sad}}{4} = \frac{2.36}{4} \rightarrow A_r \geq 0.59 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 3HA8 = 1.51 cm^2 .

➤ **L'espacement :**

- **Armature longitudinal :**

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \text{cv}.$$

- **Armature transversale :**

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 15 \leq 45 \text{ cm} \dots \dots \text{cv}.$$

M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(mm)	$A_{s(\text{calculé})}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
12.14	0.037	0.047	150.12	2.32	1.84	2.36	15

Tableau III- 1:ferraillage à l'ELU d'appuis.

➤ **Ferraillage en travée :**

$$M_t = 20.64 \text{ KN.m}$$

- **calcul le moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{20.64 \times 10^6}{1000 \times 153^2 \times 14.17} = 0.062 \leq \mu = 0.186 \rightarrow \text{pivot A}.$$

$$\mu = 0.062 \leq \mu = 0.392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.08$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 14.8 \text{ cm} = 148.14 \text{ mm}.$$

$$A_{s(\text{calculé})} = \frac{M_a}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{20.64 \times 10^6}{148.104 \times 348} = 4 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{smin} = 184.75 \text{ mm}^2 = 1.84 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max\{A_s; A_{smin}\} \rightarrow A_s = \max\{4; 1.84\} = 4 \text{ cm}^2.$$

On prend :

$$A_{sad} = 2HA16 = 4.02 \text{ cm}^2.$$

- **Les armatures réparties :**

$$A_r \geq \frac{A_{sad}}{4} = 1.005 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On adopte : } A_r = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2.$$

➤ **L'espacement:**

- **Armature longitudinal :**

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \text{cv.}$$

- **Armature transversal :**

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \text{cv.}$$

M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(mm)	$A_{s(\text{calculé})}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
20.64	0.062	0.08	148.104	4	1.84	4.02	15

Tableau III- 2: ferrailage à l'ELU de travée.

Vérification à l'effort tranchant à ELU :

Selon le BAEL91 modifié99

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3.33 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{36.79 \times 10^3}{1000 \times 153} = 0.24 \text{ Mpa}.$$

Donc :

$$\tau_u = 0.24 \leq \overline{\tau}_u = 3.3 \dots \dots \dots \text{cv.}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I}$$

➤ **En travée :**

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

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 (\text{d'après le BAEL}) \\ A_s = 4.02 \text{ cm}^2 \\ d = 15.3 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé

I : moment d'inertie

$$\frac{1}{2} \times 100y^2 - 15 \times 4.02(15.3 - y) = 0$$

$$y^2 + 60.3y - 922.59 = 0$$

$$\rightarrow \Delta = 188154.09 \rightarrow y = 3.73 \text{ cm.}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2 A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.73^3 + 15 \times 4.02(15.3 - 3.73)^2$$

$$I = 9801.893 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15.11 \times 10^6}{98018930} \times 37.3$$

$$\sigma_{bc} = 5.74 \text{ Mpa}.$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 5.74 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{cv}.$$

$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
15.11	4.02	3.73	9801.893	5.74	cv

Tableau III- 3: vérification des contraintes à l'ELS de travée.

➤ **En appuis :**

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

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

$$\frac{1}{2}100y^2 - 15 \times 2.36 \times (15.3 - y) = 0$$

$$\rightarrow 50y^2 + 35.4y - 541.62 = 0$$

$$\Delta = 109577.16$$

On prend : $y = 2.96 \text{ cm}$.

- **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2 A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 2.96^3 + 15 \times 2.36(15.3 - 2.96)^2$$

$$I = 6255.03 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.89 \times 10^6}{62550300} \times 29.6$$

$$\sigma_{bc} = 4.2 \text{ Mpa}.$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 4.2 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{cv}.$$

Il n'y a pas de risque de fissuration du béton en compression.

$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
-----------------	-------------	---------	-----------	---------------	--

8.89	2.36	2.96	6255.03	4.2	cv
------	------	------	---------	-----	----

Tableau III- 4: Vérification des contraintes à l'ELS.

Vérification de la flèche à ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.17}{5.6} = 0.03 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots c.v. \\ \frac{2.36}{100 \times 15.3} = 0.0015 \leq \frac{4.2}{400} = 0.015 \dots cv. \\ \frac{0.17}{5.6} = 0.03 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \dots \dots c.n.v \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche est nécessaire

$h = 0.17 \text{ m}$; $d = 0.153 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$; $L = 5.6 \text{ m}$

➤ **D'après le BAEL 91 la flèche totale est**

La flèche admissible est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{si : } L < 5 \text{ m} . \\ \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad \text{si : } L > 5 \text{ m} . \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{M_s \cdot L^2}{10 E_i \times I_{si}} \dots \dots \dots (1) \\ \delta_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10 E_i \times I_{sv}} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

(1) ...Flèche due aux charges instantanées.

(2) ...Flèche due aux charges différées.

Dans notre cas $L = 5.6 \text{ m}$ le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$I = \frac{100 \times 17^3}{12} + 15 \times 4.02 \times \left(\frac{17}{2} - 15.3 \right)^2$$

$$I = 43729.94 \text{ cm}^4.$$

- **Moment d'inertie fictif :**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\delta i} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times u} \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times u} \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.5 \times f_{t28}}{p(2+3\frac{b_0}{b})} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée .} \\ \lambda_v = \frac{0.5 \times f_{t28}}{p(2+3\frac{b_0}{b})} = 0.4\lambda_i \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{4.02}{100 \times 15.3} = 0.0026 .$$

$$Y = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{bh + 15A_s} = \frac{100 \cdot \frac{17^2}{2} + 15 \times 4.02 \times 15.3}{100 \times 17 + 15 \times 4.02} = 8.73 \text{ cm} .$$

$$Z = d - \frac{y}{3} = 15.3 - \frac{8.73}{3} = 12.39 \text{ cm} .$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z} = \frac{17.78 \times 10^6}{402 \times 123.9} = 356.97 \text{ Mpa} .$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0026 \times 356.97 + 2.1}$$

$$\mu = 0.368$$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0026 \times (2 + 3\frac{100}{100})} = 8.08 \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0026 (2 + 3\frac{100}{100})} = 3.23 \end{cases}$$

$$\begin{cases} I_{\delta i} = \frac{1.1 \times 43729.94}{1 + 8.08 \times 0.368} = 12106.12 \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times 43729.94}{1 + 3.23 \times 0.368} = 21978.46 \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.195 \text{ Mpa} . \\ E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.865 \text{ Mpa} . \end{cases}$$

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{17.78 \times 10^6 \times 5600^2}{10 \times 32164.195 \times 12106.12} = 14.32 \text{ mm} = 1.432 \text{ cm} . \\ \delta_v = \frac{17.78 \times 10^6 \times 5600^2}{10 \times 10818.865 \times 21978.46} = 23.45 \text{ mm} = 2.345 \text{ cm} . \end{cases}$$

$$\Delta_{\delta T} = \delta_v - \delta_i = 2.345 - 1.432 = 0.913 \text{ cm} < \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} = 1.06 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

III-3-1-10 Schéma du ferrailage :

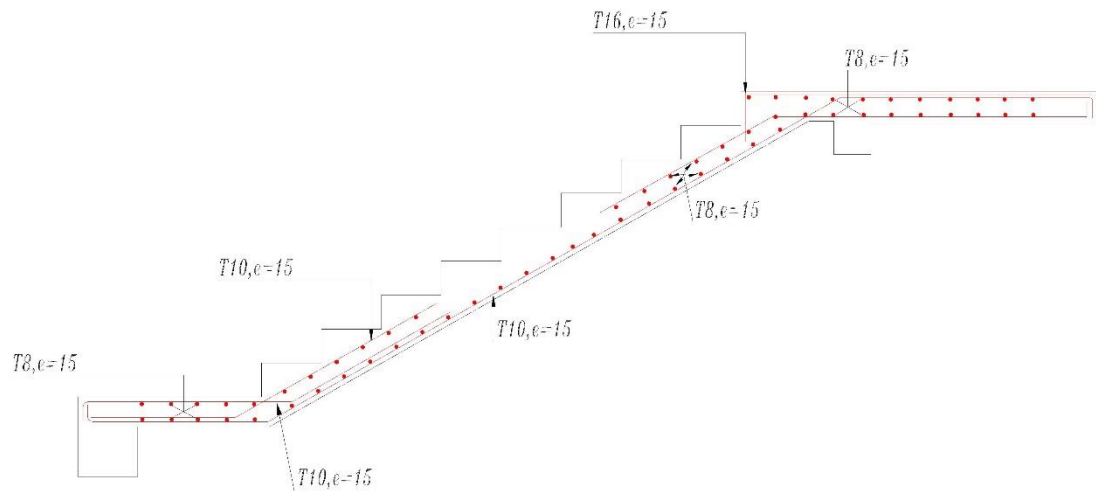


figure III- 10: Schéma du ferrailage des escaliers (rdc).

III-3-2 L'étude d'escaliers de l'étage :

III-3-2-1 Schéma statique :

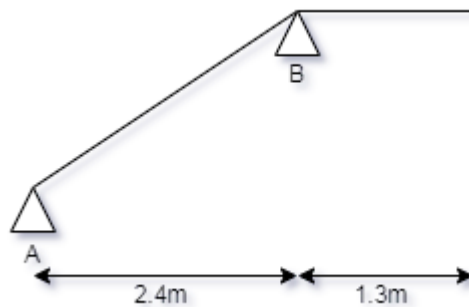


figure III- 11: Schéma d'escalier étage courant

III-3-2-2 Combinaisons des charges :

Le calcul pour une bande de 1m de largeur.

- Volée :

A l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.579 + 1.5 \times 2.5 = 16.68 \text{ KN/ml}$.

A l'ELS : $q_s = G + Q = 9.579 + 2.5 = 12.08 \text{ KN/ml}$.

- **Palier :**

A l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.02 + 1.5 \times 2.5 = 11.87 \text{ KN/ml}$.

A l'ELS : $q_s = G + Q = 6.02 + 2.5 = 8.52 \text{ KN/ml}$.

- **Pour le Mur extérieur :**

A l'ELU : $q_u = 1.35G \times (H - e) = 1.35 \times 2.81 \times (3.06 - 0.17) = 10.963 \text{ KN}$.

A l'ELS : $q_s = G \times (H - e) = 2.81 \times (3.06 - 0.17) = 8.121 \text{ KN}$.

III-3-2-3 Calcul des sollicitations :

a- Calcul des réactions d'appuis :

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

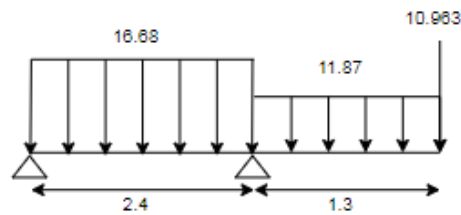


figure III- 12: la charge équivalente elu.

➤ **ELU :**

$$\sum F_y = 0$$

$$R_{Ay} - 16.68 \times 2.4 + R_{By} - 11.87 \times 1.3 - 10.963 = 0.$$

$$R_{Ay} + R_{By} = 66.43 \text{ KN}.$$

$$\sum M/A = 0$$

$$M - 11.87 \times 1.3 \times \left(\frac{1.3}{2} + 2.4\right) - 16.68 \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} - 10.963 \times 3.7 + R_{By} \times 2.4 = 0$$

$$R_{By} = 56.53 \text{ KN}.$$

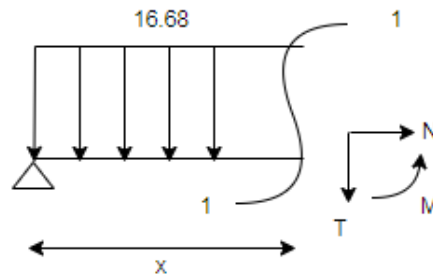
$$R_{Ay} = 66.43 - 56.53 = 9.9 \text{ KN}.$$

III-3-2-4 Calcul les moments fléchissant et les efforts tranchants :

Nous procédons par la méthode des sections, car la poutre est soumise des charges différentes

➤ **ELU :**

→ **Section 1-1** : $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$



- **Efforts tranchants :**

$$\sum T_x = 0 \rightarrow -T + 9.9 - 16.68x = 0$$

$$T = -16.68x + 9.9$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T = 9.9 \text{ KN} \\ x = 2.4 \rightarrow T = -30.113 \text{ KN} \end{cases}$$

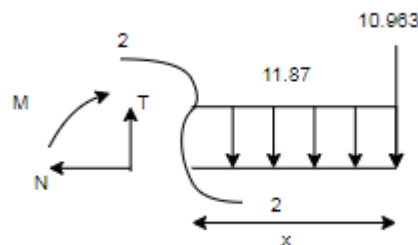
- **Moments fléchissant :**

$$\sum M_x = 0 \rightarrow M - 9.9x + 16.68 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M = 9.9x - 16.68 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M_x = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2.4 \rightarrow M_x = -24.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

→ **Section 2-2** : $0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$



- **Efforts tranchants :**

$$\sum T_x = 0 \rightarrow -T - 11.87x - 10.963 = 0.$$

$$T = 11.87x + 10.963$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T = 10.963 \text{ KN} \\ x = 1.3 \rightarrow T = 26.394 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moments fléchissant :**

$$\sum M_x = 0 \rightarrow M - 11.87 \frac{x^2}{2} - 10.963x = 0$$

$$M = 11.87 \frac{x^2}{2} + 10.963x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.3 \rightarrow M = 24.28 \text{ KN.M} \end{cases}$$

- **Le moment sur appui :**

$$M_a = 0.5M_0 = 0.5 \times 24.28$$

$$M_a = 12.14 \text{ KN.m}$$

- **Le moment en travée :**

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 24.28$$

$$M_t = 20.64 \text{ KN.m}$$

III-3-2-5 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

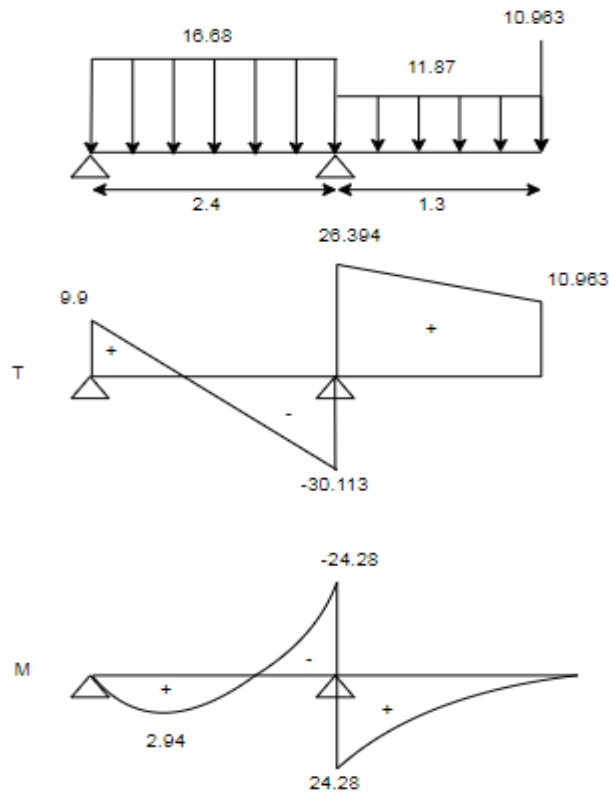


figure III- 13:Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants (à ELU).

III-3-2-6 Calcul des sollicitations à l'ELS :

➤ Calcul les réactions d'appuis :

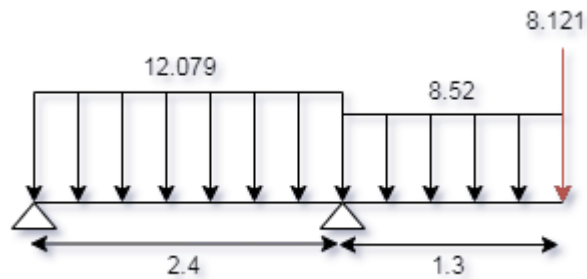


figure III- 14:la charge équivalente els.

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_{Ay} + R_{By} - 12.079 \times 2.4 - 8.52 \times 1.3 - 8.121 = 0$$

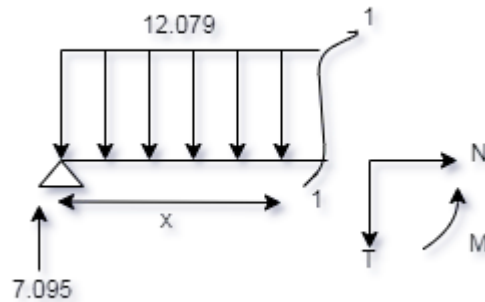
$$R_{Ay} + R_{By} = 48.187 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow (12.079 \times 2.4 \times \frac{2.4}{2}) - 8.52 \times 1.3 \times (\frac{1.3}{2} + 2.4) - 8.121 \times 3.7 + R_{By} \times 2.4$$

$$R_{By} = 41.092 \text{ kN}$$

$$R_{Ay} = 7.095 \text{ KN}$$

→ **Section 1-1** : $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$



- **Efforts tranchants :**

$$\sum T_x = 0 \rightarrow -T - 12.079x + 7.095 = 0$$

$$T = -12.079x + 7.095$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T = 7.095 \text{ KN} \\ x = 2.4 \rightarrow T = -21.894 \text{ KN} \end{cases}$$

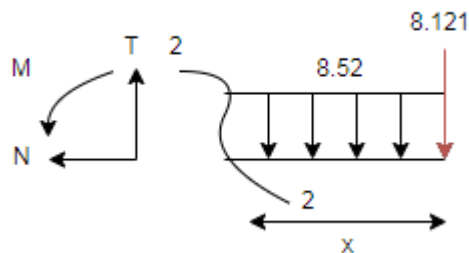
- **Moments fléchissant :**

$$\sum M_x = 0 \rightarrow M + 12.0795 \frac{x^2}{2} - 7.095x = 0$$

$$M = 7.095x - 12.079 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2.4 \rightarrow M = -17.759 \text{ KN.m} \end{cases}$$

→ **Section 2-2** : $0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$



- **Efforts tranchants :**

$$\sum T_x = 0 \rightarrow T - 8.52x - 8.121 = 0$$

$$T = 8.52x + 8.121$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T = 8.121 \text{ KN} \\ x = 1.3 \rightarrow T = 19.197 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moments fléchissant :**

$$\sum M_x = 0 \rightarrow M - 8.52 \frac{x^2}{2} - 8.121x = 0$$

$$M = 8.52 \frac{x^2}{2} + 8.121x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.3 \rightarrow M = 17.757 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Le moment en travée :**

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 17.759$$

$$M_t = 15.095 \text{ KN.m}$$

- **Le moment sur appui :**

$$M_a = 0.5M_0 = 0.5 \times 17.759$$

$$M_a = 8.88 \text{ KN.m}$$

III-3-2-7 Diagramme du moment fléchissant et l'effort tranchant :

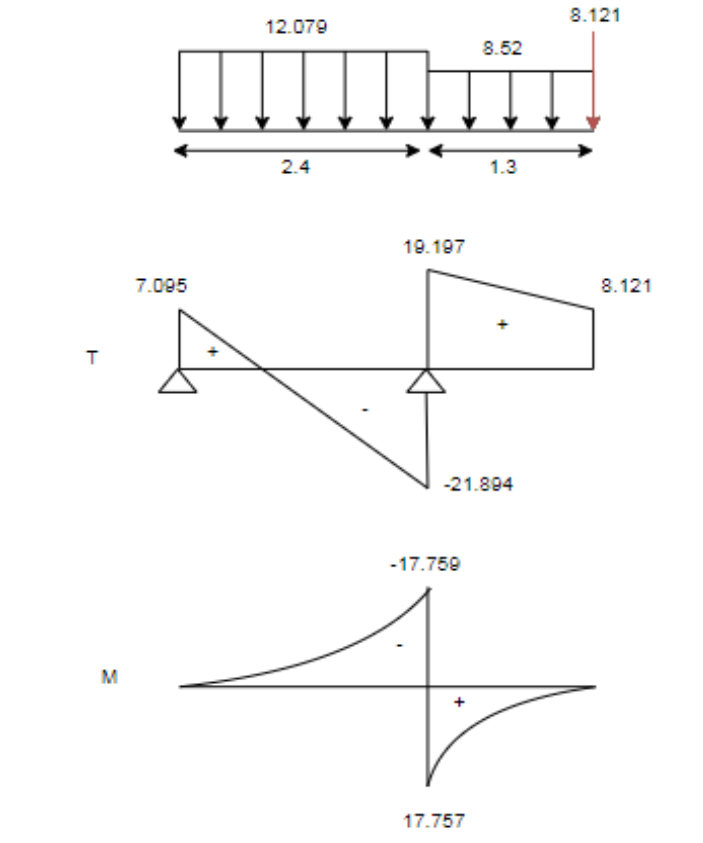


figure III- 15: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants (à ELS).

III-3-2-8 Le ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait pour une bande de 1m

➤ **en travée :**

$$h = 17 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 0.9h = 15.3 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{20.64 \times 10^6}{1000 \times 153^2 \times 14.17} \rightarrow \mu = 0.062$$

$$\mu = 0.062 \leq \mu_l = 0.393 \quad \text{Donc : l'acier comprimé n'est pas nécessaire (As'=0).}$$

$$\mu = 0.062 \leq 0.186 \quad \text{Donc : pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.062)}) \rightarrow \alpha = 0.08$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 153(1 - 0.4(0.08)) \rightarrow Z = 14.8 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z\sigma_s} = \frac{20.64 \times 10^6}{148.104 \times 348} = 400.46 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s = 4 \text{ cm}^2$$

La section minimale d'acier tendu vaut :

Le ferrailage minimal imposé par la règle de millième et la règle de condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1000 \times 148.104 \times 2.1}{400} = 178.84 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 1.78 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{A_s; A_{s\min}\} = \text{Max}\{4; 1.78\} \rightarrow A_s = 4 \text{ cm}^2.$$

- **Armature principale :**

On adopte : 2HA16=4.02 cm².

- **Armature de répartition :**

Selon le BAEL91 mod99 article 14.II.2

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

$$A_r \geq \frac{4.02}{4} \rightarrow A_r = 1.005 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA8=1.01 cm²

➤ **Espacement :**

- **Armature longitudinal :**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(51\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm}$$

- **Armature transversal :**

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(68\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

M(KN)	μ_b	α	$\tau(mm)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	S_t
-------	---------	----------	------------	-----------------	-----------------	------------------	-------

20.64	0.062	0.08	148.104	4	1.87	4.02	15
-------	-------	------	---------	---	------	------	----

Tableau III- 5: Tableau de ferrailage à l'ELU de travée.

➤ en appuis :

Calcul le moment réduit (μ)

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{12.14 \times 10^6}{1000 \times 153^2 \times 14.17} \rightarrow \mu = 0.036$$

$$\mu = 0.036 \leq \mu_l = 0.393 \quad \text{Donc : l'acier comprimé n'est pas nécessaire (As'=0).}$$

$$\mu = 0.036 \leq 0.186 \quad \text{Donc : pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.036)}) \rightarrow \alpha = 0.046$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 153(1 - 0.4(0.046)) \rightarrow Z = 150.18\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z\sigma_s} = \frac{12.14 \times 10^6}{150.18 \times 348} = 232.28\text{mm}^2 \rightarrow A_s = 2.32\text{cm}^2$$

La section minimale d'acier tendu vaut :

Le ferrailage minimal imposé par la règle de millièmes et la règle de condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1000 \times 153 \times 2.1}{400} = 184.74\text{mm}^2$$

$$A_{\min} = 1.84\text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{A_s; A_{s\min}\} = \text{Max}\{2.32; 1.84\} \rightarrow A_s = 2.32\text{cm}^2.$$

- Armature principale :

On adopte : 3HA10=2.36cm².

- Armature de répartition :

Selon le BAEL91 mod99 article 14.II.2

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

$$A_r \geq \frac{2.36}{4} \rightarrow A_r = 0.59\text{cm}^2$$

On adopte : $3HA8=1.51\text{cm}^2$

➤ **Espacement :**

- **Armature longitudinal :**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(51\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm}$$

- **Armature transversale :**

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(68\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{ cm}$$

M(KN)	μ_b	α	$\tau(\text{mm})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$	S_t
12.14	0.036	0.046	150.18	2.32	1.84	2.36	15

Tableau III- 6:Tableau de ferraillage à l'ELU d'appuis.

Vérification a l'effort tranchant Elu :

Selon le BAEL91 modifié99. On doit vérifier la condition ci-après

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

La fissuration est considérée comme non préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3.33 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{37.96 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.2 \text{ Mpa} .$$

Donc :

$$\tau_u = 0.2 \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \dots \dots \text{cv.}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I}$$

En travée :

- **Le moment statique :**

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

Avec :

$$\eta = 15 \text{ (d'après le BAEL)}$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$d = 13.5 \text{ cm}$$

Y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé

I : moment d'inertie

$$\frac{1}{2} \times 100y^2 - 15 \times 4.02(15.3 - y) = 0$$

$$\rightarrow 50y^2 - 60.3(15.3 - y) = 0$$

$$50y^2 + 60.3y - 922.59 = 0$$

$$\rightarrow \Delta = 188154.09 \rightarrow \begin{cases} y_1 = -4.9 \\ y_2 = 3.73 \end{cases}$$

On prend :

$$y_2 = 3.73 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2 A_s$$

$$I = 9801.893 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15.095 \times 10^6}{9801.893 \times 10^4} \times 37.3$$

$$\sigma_{bc} = 5.74 \text{ Mpa}.$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 4.26 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{cv}.$$

M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y	I	σ _{bc}	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
15.095	4.02	3.73	9801.893	5.74	CV

Tableau III- 7: Vérification des contraintes à l'ELS de travée.

➤ En appuis :

- Le moment statique :

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

$$\frac{1}{2}100y^2 - 15 \times 2.36 \times (15.3 - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 35.4y - 541.62 = 0$$

$$\rightarrow \Delta = 109577.16$$

$$y = 2.96 \text{ cm}.$$

- Moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2 A_s$$

$$I = 6255.03 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.88 \times 10^6}{6255.03 \times 10^4} \times 2.96$$

$$\sigma_{bc} = 4.2 \text{ Mpa}.$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 4.2 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{cv}.$$

M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y	I	σ _{bc}	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
8.88	2.36	2.96	6255.03	4.2	CV

Tableau III- 8: Vérification des contraintes à l'ELS.

Vérification de la flèche à l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.17}{3.7} = 0.046 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \text{c. n. v.} \\ \frac{236}{1000 \times 153} = 0.0015 \leq \frac{4.2}{400} = 0.015 \dots \text{cv.} \\ \frac{0.17}{2.4} = 0.071 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \dots \text{c. n. v.} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche est nécessaire

$h = 17 \text{ cm}$; $d = 15.3 \text{ cm}$; $b = 1 \text{ m}$; $L = 5.6 \text{ m}$

D'après le **BAEL 91** la flèche totale est

La flèche admissible est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{si : } L < 5 \text{ m.} \\ \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad \text{si : } L > 5 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{M_s \cdot L^2}{10 E_i \times I_{si}} \dots \dots (1) \\ \delta_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10 E_i \times I_{sv}} \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

(1) ... Flèche due aux charges instantanées.

(2) ... Flèche due aux charges différées.

Dans notre cas $L = 3.7 \text{ m}$ le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$I = \frac{100 \times 17^3}{12} + 15 \times 4.02 \times \left(\frac{17}{2} - 15.3 \right)^2$$

$$I = 43729.94 \text{ cm}^4.$$

- **Moment d'inertie fictif:**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\delta i} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times u} \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times u} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.5 \times f_{t28}}{p \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée} \\ \lambda_v = \frac{0.5 \times f_{t28}}{p \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0.4 \lambda_i \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times Z} = \frac{4.02}{100 \times 15.3} = 0.0026 \text{ cm}.$$

$$Z = d - \frac{y}{3} = 15.3 - \frac{3.73}{3} = 14.06 \text{ cm}.$$

$$Y = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{bh + 15A_s} = \frac{100 \cdot \frac{17^2}{2} + 15 \times 4.02 \times 15.3}{100 \times 17 + 15 \times 4.02} = 8.73 \text{ cm}.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times Z} = \frac{17.759 \times 10^6}{402 \times 140.6} = 314.2 \text{ Mpa}.$$

$$u = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0026 \times 314.2 + 2.1}$$

$$u = 0.315$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{4.14 \times \left(2 + 3 \frac{100}{100}\right)} = 5.07 \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{4.14 \left(2 + 3 \frac{100}{100}\right)} = 2.02 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\delta i} = \frac{1.1 \times 43729.94}{1 + 8.08 \times 0.315} = 13568.47 \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times 43729.94}{1 + 3.232 \times 0.315} = 23835.99 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.195 \text{ Mpa}. \\ E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.865 \text{ Mpa}. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{17.759 \times 10^6 \cdot 3700^2}{10 \times 32164.195 \times 13568.47} = 5.57 \text{ mm} = 0.55 \text{ cm}. \\ \delta_v = \frac{17.795 \times 10^6 \times 3700^2}{10 \times 10818.865 \times 23835.99} = 9.43 \text{ mm} = 0.9 \text{ cm}. \end{array} \right.$$

$$\Delta_{\delta T} = \delta_v - \delta_i = 0.94 - 0.55 = 0.39 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = 0.74 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

III-3-2-9 Schéma du ferrailage :

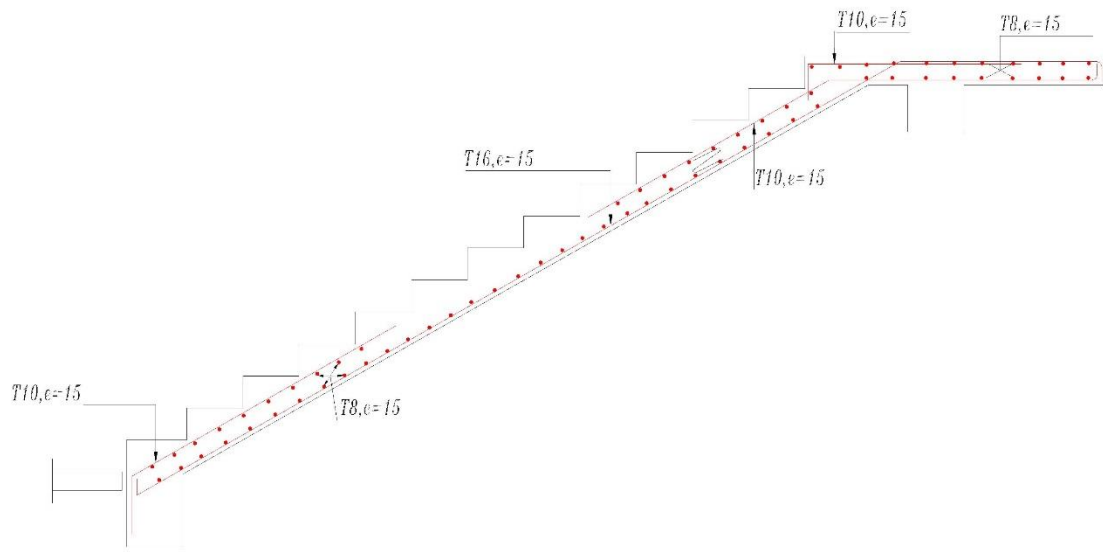


figure III- 16:Schéma du ferrailage des escaliers(étage courant).

III-4 Poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

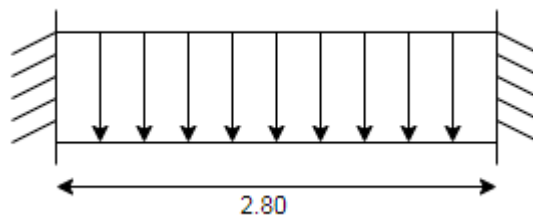


figure III- 17:Evaluation des charges.

➤ RDC:

III-4-1 Evaluation des charges :

Le poids propre :

$$G=(0.3 \times 0.4 \times 25)=3 \text{ KN/ml.}$$

- La réaction de l'escalier sur la poutre :

à ELU : $R_A = 23.11 \text{ KN}$.

à ELS : $R_A = 65.83 \text{ KN}$.

III-4-1-1 Calcul des sollicitations :

- **Les moments fléchissant et les efforts tranchant :**

➤ **ELU :**

$$q_u = 1.35G + R_A \rightarrow q_u = 27.16 \text{ KN/m}.$$

- **En travée :**

$$M_t = \frac{q_u \times L^2}{24} = 8.87 \text{ KN.m}.$$

- **En appuis :**

$$M_a = \frac{q_u \times l^2}{12} = 17.74 \text{ KN.m}$$

$$T_U = \frac{q_u \times l}{2} = 38.024 \text{ KN}$$

- **ELS :**

$$q_s = G + R_A \rightarrow q_s = 68.83 \text{ KN}$$

- **En travée :**

$$M_t = \frac{q_s \times l^2}{24} = 22.48 \text{ KN.m}$$

- **En appuis :**

$$M_a = \frac{q_s \times l^2}{12} = 44.97 \text{ KN}$$

III-4-2 Calcul le ferrailage sous sollicitations de flexion simple :

La section de calcul de la poutre est comme suit :

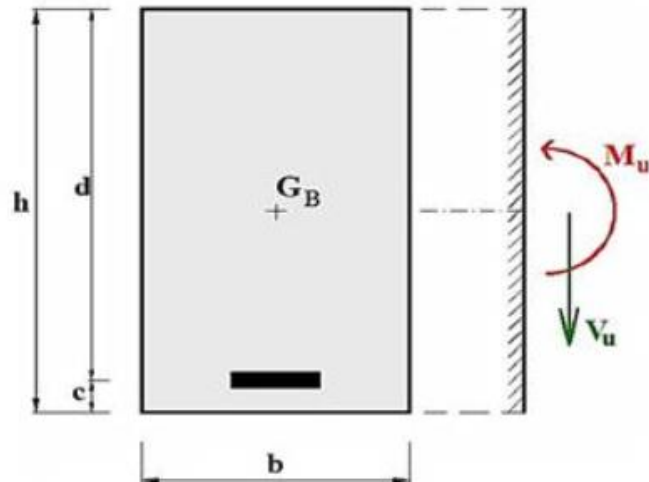


figure III- 18: La section de calcul de la poutre en flexion simple.

Avec :

$$h=40\text{cm} \quad b=30\text{cm} \quad d=0.9h=36\text{cm}$$

- en travée :

• Calcul le moment réduit (μ) :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{8.87 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.016$$

• Calcul le moment limite (μ_l):

$$\mu_l = 0.8\alpha_1[1 - (0.4\alpha_1)]$$

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{sl}} \quad \text{avec:} \quad \varepsilon_{bc} = 35\%$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E\gamma_s} = 1.7\%$$

$$\alpha_1 = 0.673$$

$$\mu_l = 0.393$$

$$\mu = 0.016 < 0.393$$

Donc : l'acier comprimé n'est pas nécessaire (A'_s).

$$\mu = 0.016 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.02$$

$$Z = 1 - 0.4\alpha \rightarrow Z = 0.992$$

- **La section fictive de l'acier tendue :**

$$A_s = \frac{M_t}{Z \sigma_s} = \frac{8.87 \times 10^6}{0.992 \times 360 \times 348} = 75.46 \text{ mm}^2.$$

$$A_s = 0.75 \text{ cm}^2.$$

- **La section minimale d'acier tendu vaut :**

Le ferrailage minimal imposé par la règle d'RPA (Art 7.5.2.1) et la règle de condition de non fragilité et la règle de millièmes.

$$A_{s_{\min}} = \max \left\{ 0.005 \cdot b \cdot h; \frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t_{28}}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s_{\min}} = \max \left\{ 0.005 \times 30 \times 40; \frac{30 \times 40}{1000}; 0.23 \times 30 \times 40 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{s_{\min}} = \max\{6; 1.2; 1.449\}$$

$$A_{s_{\min}} = 6 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max\{A_s; A_{s_{\min}}\} = \max\{0.75; 6\}$$

$$\text{On adopte : } A_s = 6 \text{ cm}^2$$

- **Armature principale :**

$$A_s = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

- **en appuis :**

- **Calcul le moment réduit (μ) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{17.74 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.032$$

$$\mu_1 = 0.393$$

$$\mu = 0.032 < 0.393 \rightarrow A'_s = 0$$

$$0.032 < 0.186 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032}) \rightarrow \alpha = 0.041$$

$$Z = 1 - 0.4\alpha \rightarrow Z = 0.984$$

- **La section fictive de l'acier tendue :**

$$A_s = \frac{M_a}{Z \sigma_s} = \frac{17.74 \times 10^6}{0.984 \times 360 \times 384} = 143.91 \text{mm}^2 = 1.43 \text{cm}^2.$$

- **La section minimale d'acier tendu vaut :**

Le ferrailage minimal imposé par la règle d' RPA et la règle de condition de non fragilité et la règle de millièrne

$$A_{s_{\min}} = \max\{6; 1.2; 1.449\} = 6 \text{cm}^2.$$

Donc :

$$A_s = \max\{A_s; A_{s_{\min}}\} \rightarrow A_s = \max\{1.43 \text{cm}^2; 6 \text{cm}^2\}$$

On adopte : $A_s = 6 \text{cm}^2$.

- **Armature principale :**

$$A_s = 6 \text{cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{cm}^2$$

- **Vérification à l'effort tranchant à ELU :**

Selon le BAEL91

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b} = 3.33 \text{MPa}; 5 \text{MPa}\right\}$$

Donc :

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{38.024 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.352 \text{MPa}.$$

Donc :

$$\tau_u = 0.352 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Cv}$$

➤ **Espacement :**

- **Armature longitudinal :**

D'après CBA93 (Article A.5.1.2.2 et A.5.1.2.3)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(32.4\text{cm}; 40\text{cm}) = 32.4\text{cm}$$

$$S_t = 15 \leq 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Cv}$$

- **Armatures transversales :**

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

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e}$$

$$A_t \geq -0.399\text{cm}^2$$

$$A_t = \max(-0.399; 0.45) = 0.45\text{cm}^2.$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

➤ **En travée :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\text{En travée : } M_t = 22.48\text{KN.m}$$

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

$$\eta = 15 \quad A'_s = 0 \quad A_s = 6.29\text{cm}^2 \quad M_{ser} = 22.48\text{KN.m}$$

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

$$\frac{300y^2}{2} - 15 \times 6.29 \times (360 - y) = 0$$

$$150y^2 + 9435y - 336600 = 0$$

$$\Delta = 2125289025 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 145783.4319$$

$$y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -185.12$$

$$y_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 122.22$$

Donc adopte : $y = y_2 = 122.22 \text{ mm}$

- **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{300y^3}{3} + 15 \times 629 (360 - y)^2$$

$$I = 100(122.22)^3 + 9435(360 - 122.22)^2$$

$$I = 716017280 \text{ mm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{22.48 \times 10^6}{716017280} \times 122.22 = 3.84 \text{ MPa}.$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = 3.84 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{cv}.$$

➤ **En appuis :**

- **Le moment statique :**

$$y = y_2 = 122.22 \text{ mm}$$

- **Le moment d'inertie :**

$$I = 716017280 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{44.97 \times 10^6}{716017280} \times 122.22$$

$$\sigma_{bc} = 7.68 \text{ MPa}.$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 7.68 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

Avant de passer directement à la vérification de la flèche, il faut qu'on examine d'abord les conditions qui nous dispensent de cette vérification. Ces conditions sont dictées pour le cas des poutres, par l'article B.6.5, 1 des règles BAEL91 modifié99 comme suit :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 67.45 \text{ KN.m.}$$

$$\begin{cases} \frac{0.4}{2.8} = 0.143 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots cv. \\ \frac{0.4}{2.8} = 0.143 \geq \frac{22.48}{10 \times 67.45} = 0.033 \dots \dots \dots cv. \\ \frac{6.29}{30 \times 36} = 0.005 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots cv. \end{cases}$$

Donc : pas de risque de la flèche.

III-4-3 La poutre palière a la torsion :

- Armatures longitudinales :

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion on remplace la section réelle ($b \times h$) par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur de la paroi ($e = \frac{\emptyset}{6}$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion. Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

Avec :

$$\begin{cases} M_a = 6.747 \text{ KN.m.} \\ M_t = -M_a \cdot \frac{l}{2} = -6.747 \times \frac{5.6}{2} = -18.89 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Donc :

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \cdot U \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e}$$

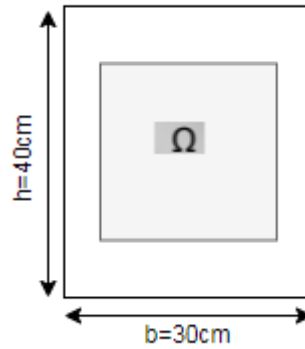


figure III- 19: Coupe de la poutre.

Avec :

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur tel que. $\Omega = (b-e)(h-e)$.

e : Épaisseur de la paroi avec ($e = \frac{\phi}{6}$).

$\phi = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$\phi = \min(30, 40) \rightarrow \phi = 30 \text{ cm}$.

$e = 5 \text{ cm}$

$\Omega = (30-5)(40-5) = 875 \text{ cm}^2$.

U : périmètre

$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{ cm}$.

$$A_{tor} = \frac{18.89 \times 10^6 \times 1200 \times 1.15}{2 \times 87500 \times 400} = 372.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{tor} = 3.72 \text{ cm}^2.$$

- **Armature transversal :**

$$A_{tor} = \frac{M_{torsion} \times s_t}{2\Omega f_e} = \frac{18.89 \times 10^6 \times 150}{2 \times 87500 \times 400} = 40.48 \text{ mm}^2.$$

$$A_{tor} = 0.4 \text{ cm}^2.$$

- **Contrainte de cisaillement a la torsion :**

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{torsion}}{2\Omega e}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{18.89 \times 10^6}{2 \times 87500 \times 50}$$

$$\tau_{torsion} = 2.16 \text{ Mpa}.$$

On doit vérifier que :

$$\tau^{torsion} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\tau_{totale}^{torsion} = \sqrt{(\tau^{flexion})^2 + (\tau^{torsion})^2} = \sqrt{(0.352)^2 + (2.16)^2}$$

$$\tau_{otale}^{torsion} = 2.19 \text{ Mpa.}$$

Fissuration peu nuisible :

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

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5) = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau^{torsion} = 2.19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{cv.}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Ferrailage globale :**

➤ **En travée :**

$$A_t = A_t^{flexion} + \frac{A_t^{torsion}}{2}$$

$$A_t = 6.29 + \frac{3.88}{2} = 8.23 \text{ cm}^2.$$

Donc : on adopte : 6HA14 = 9.24 cm².

➤ **En appuis :**

$$A_t = A_t^{flexion} + \frac{A_t^{torsion}}{2}$$

$$A_t = 6.29 + \frac{3.88}{2} = 8.23 \text{ cm}^2.$$

Donc : on adopte : 6HA14 = 9.24 cm².

- **Armature transversal :**

$$A_t = A_t^{flexion} + A_t^{torsion}$$

$$A_t = 0.45 + 0.42 = 0.87 \text{ cm}^2.$$

Donc : on adopte : 4HA12 = 4.52 cm².

III-4-4 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A_{tor} > \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{tor} = 3.72 \text{ cm}^2 > \left(38.024 + \frac{8.87 \times 10^6}{0.9 \times 360} \right) \times \frac{1.15}{400} = 78.82 \text{ mm}^2.$$

$$\rightarrow 3.72 \text{ cm}^2 > 0.78 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{cv.}$$

III-4-5 Schéma de ferrailage :

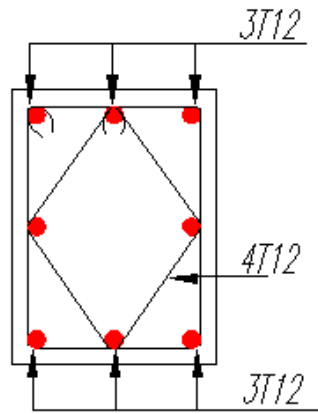


figure III- 20:Schéma de ferrailage de la poutre palière.

➤ Etage courant :

III-4-6 Evaluation des charges :

Le poids propre :

$$G=(0.3 \times 0.4 \times 25)=3 \text{ KN/ml.}$$

• La réaction de l'escalier sur la poutre :

à ELU : $R_A= 9.9 \text{ KN.}$

à ELS : $R_A=7.095 \text{ KN.}$

III-4-6-1 Calcul des sollicitations :

• Les moments fléchissant et les efforts tranchant :

- ELU :

$$q_u = 1.35G + R_A \rightarrow q_u = 13.95 \text{ KN/m.}$$

➤ En travée :

$$M_t = \frac{q_u \times L^2}{24} = 4.56 \text{ KN.m}$$

➤ En appuis :

$$M_a = \frac{q_u \times l^2}{12} = 9.11 \text{ KN.m}$$

$$T_U = \frac{q_u \times l}{2} = 19.53 \text{ KN}$$

- ELS :

$$q_s = G + R_A \rightarrow q_s = 10.095 \text{ KN.}$$

➤ **En travée :**

$$M_t = \frac{q_s \times l^2}{24} = 3.3 \text{ KN.m}$$

➤ **En appuis :**

$$M_a = \frac{q_s \times l^2}{12} = 6.6 \text{ KN.m}$$

III-4-7 Calcul de ferraillage :

➤ **Calcul le ferraillage sous sollicitations de flexion simple :**

La section de calcul de la poutre est comme suit :

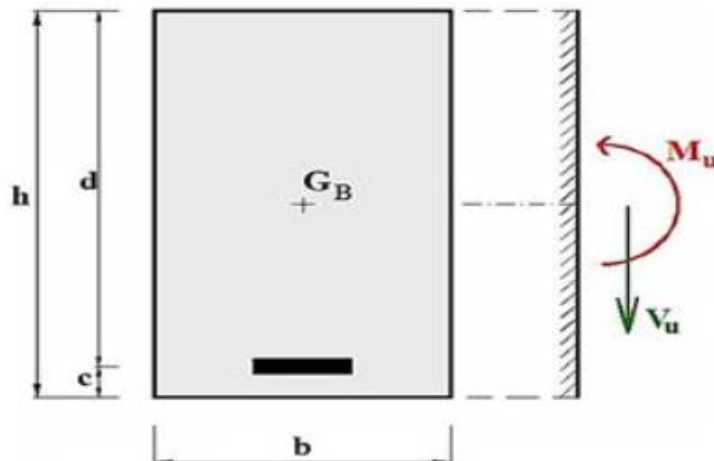


figure III- 21: La section de calcul de la poutre en flexion simple.

Avec :

$$h=40\text{cm} \quad b=30\text{cm} \quad d=0.9h=36\text{cm}$$

➤ **Ferraillage en travée :**

- **Calcul le moment réduit (μ) :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}} = 0.0082.$$

- **Calcul le moment limite (μ_l):**

$$\mu_l = 0.8\alpha_1[1 - (0.4\alpha_1)]$$

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{sl}} \quad \text{avec: } \varepsilon_{bc} = 35\%$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E\gamma_s} = 1.7\%$$

$$\alpha_l = 0.673$$

$$\mu_l = 0.393$$

$$\mu = 0.0082 < 0.393.$$

Donc : l'acier comprimé n'est pas nécessaire (A'_s).

$$\mu = 0.0082 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.01$$

$$Z = 1 - 0.4\alpha \rightarrow Z = 0.96.$$

- **La section fictive de l'acier tendue :**

$$A_s = \frac{M_t}{Z \sigma_s} = 37.92 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.37 \text{ cm}^2.$$

- **La section minimale d'acier tendu vaut :**

Le ferrailage minimal imposé par la règle d'RPA (Art 7.5.2.1) et la règle de condition de non fragilité et la règle de millièmes.

$$A_{s_{\min}} = \max \left\{ 0.005 \cdot b \cdot h; \frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s_{\min}} = \max \left\{ 0.005 \times 30 \times 40; \frac{30 \times 40}{1000}; 0.23 \times 30 \times 40 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{s_{\min}} = \max\{6; 1.2; 1.449\}$$

$$A_{s_{\min}} = 6 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_S = \max\{A_S; A_{S_{\min}}\} = \max\{0.75; 6\}$$

On adopte : $A_S = 6 \text{ cm}^2$

- **Armature principale :**

$$A_S = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage en appuis :**

- **Calcul le moment réduit (μ) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0.016$$

$$\mu_1 = 0.393$$

$$\mu = 0.034 < 0.393 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$0.034 < 0.186 \rightarrow \text{pivot } A.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.016}) \rightarrow \alpha = 0.02$$

$$Z = 1 - 0.4\alpha \rightarrow Z = 0.992$$

- **La section fictive de l'acier tendue :**

$$A_S = \frac{M_a}{Z \sigma_s} = 66.43 \text{ mm}^2 = 0.66 \text{ cm}^2$$

- **La section minimale d'acier tendu vaut :**

Le ferraillage minimal imposé par la règle d' RPA et la règle de condition de non fragilité et la règle de millièrne

$$A_{S_{\min}} = \max\{6; 1.2; 1.449\} = 6 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_S = \max\{A_S; A_{S_{\min}}\} \rightarrow A_S = \max\{0.66 \text{ cm}^2; 6 \text{ cm}^2\}$$

On adopte : $A_S = 6 \text{ cm}^2$.

- **Armature principale :**

$$A_S = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2.$$

a- Vérification à l'effort tranchant à ELU :

Selon le BAEL91

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

Donc : $\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = 0.18 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 0.18 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{cv.}$$

➤ **Espacement :**

- **Armature longitudinal :**

D'après CBA93 (Article A.5.1.2.2 et A.5.1.2.3)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(32.4 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \text{Cv}$$

- **Armatures transversales :**

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

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e}$$

$$A_t \geq -0.64 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(-0.64; 0.45) = 0.45 \text{ cm}^2.$$

b- Vérification des contraintes à l'ELS :

➤ **En travée :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

En travée : $M_t = 3.3 \text{ KN.m}$

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

$$\eta = 15, A'_s = 0, A_s = 6.29 \text{ cm}^2, M_{Ser} = 3.3 \text{ KN.m}$$

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

$$\frac{300y^2}{2} - 15 \times 6.29(360 - y) = 0$$

$$150y^2 + 9435y - 336600 = 0$$

$$\Delta = 2125289025$$

$$\text{Donc : } y = 122.22 \text{ mm}$$

- **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{300y^3}{3} + 15 \times 629(360 - y)^2$$

$$I = 100(122.22)^3 + 9435(360 - 122.22)^2$$

$$I = 716017280 \text{ mm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.3 \times 10^6}{716017280} \times 122.22 = 0.56 \text{ MPa}$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = 0.56 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

➤ **En appui :**

- **Le moment statique :**

$$y = 122.22 \text{ mm}.$$

- **Le moment d'inertie :**

$$I = 716017280 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.6 \times 10^6}{716017280} \times 122.22$$

$$\sigma_{bc} = 1.13 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 1.13 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{cv}$$

- Vérification de la flèche :

Avant de passer directement à la vérification de la flèche, il faut qu'on examine d'abord les conditions qui nous dispensent de cette vérification. Ces conditions sont dictées pour le cas des poutres, par l'article B.6.5, 1 des règles BAEL91 modifié 99 comme suit :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 9.89 \text{ KN.m.}$$

$$\begin{cases} \frac{0.4}{2.8} = 0.143 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{cv.} \\ \frac{0.4}{2.8} = 0.143 \geq \frac{3.3}{10 \times 9.89} = 0.033 \dots \dots \dots \text{cv.} \\ \frac{6.29}{30 \times 36} = 0.005 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{cv.} \end{cases}$$

Donc : pas de risque de la flèche .

- La poutre palière a la torsion :

- Armatures longitudinales :

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion on remplace la section réelle ($b \times h$) par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur de la paroi ($e = \frac{\emptyset}{6}$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion. Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

Avec :

$$\begin{cases} M_a = 0.882 \text{ KN.m.} \\ M_t = -M_a \cdot \frac{l}{2} = -0.882 \times \frac{3.7}{2} = 1.63 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Donc :

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \cdot U \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e}$$

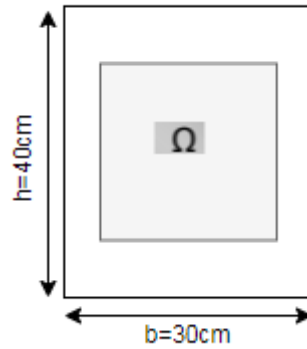


figure III- 22: Coupe de la poutre.

Avec :

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur tel que. $\Omega = (b-e)(h-e)$.

e : Épaisseur de la paroi avec ($e = \frac{\phi}{6}$).

$\phi = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$\phi = \min(30, 40) \rightarrow \phi = 30 \text{ cm}$.

$e = 5 \text{ cm}$

$\Omega = (30-5)(40-5) = 875 \text{ cm}^2$.

U : périmètre

$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{ cm}$.

$$A_{tor} = \frac{1.63 \times 10^6 \times 1200 \times 1.15}{2 \times 87500 \times 400} = 32.13 \text{ mm}^2$$

$$A_{tor} = 0.32 \text{ cm}^2.$$

- **Armature transversal :**

$$A_{tor} = \frac{M_{torsion} \times s_t}{2\Omega f_e} = \frac{1.63 \times 10^6 \times 150}{2 \times 87500 \times 400} = 3.49 \text{ mm}^2.$$

$$A_{tor} = 0.03 \text{ cm}^2.$$

- **Contrainte de cisaillement a la torsion :**

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{torsion}}{2\Omega e}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{1.63 \times 10^6}{2 \times 87500 \times 50}$$

$$\tau_{torsion} = 0.19 \text{ Mpa}.$$

On doit vérifier que :

$$\tau^{torsion} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\tau_{totale}^{torsion} = \sqrt{(\tau^{flexion})^2 + (\tau^{torsion})^2} = \sqrt{(0.18)^2 + (0.19)^2}$$

$$\tau_{otale}^{tension} = 0.26 \text{ Mpa.}$$

Fissuration peu nuisible :

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

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5) = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau^{tension} = 0.26 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{cv.}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Ferrailage globale :**

➤ **En travée :**

$$A_t = A_t^{flexion} + \frac{A_t^{tension}}{2}$$

$$A_t = 6.29 + \frac{3.88}{2} = 8.23 \text{ cm}^2.$$

Donc : on adopte : 6HA14 = 9.24 cm².

- **En appuis :**

$$A_t = A_t^{flexion} + \frac{A_t^{tension}}{2}$$

$$A_t = 6.29 + \frac{3.88}{2} = 8.23 \text{ cm}^2.$$

Donc : on adopte : 6HA14 = 9.24 cm².

- **Armature transversal :**

$$A_t = A_t^{flexion} + A_t^{tension}$$

$$A_t = 0.45 + 0.42 = 0.87 \text{ cm}^2.$$

Donc : on adopte : 4HA12 = 4.52 cm².

III-4-8 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A_{tor} > \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{tor} = 3.88 \text{ cm}^2 > \left(19.53 + \frac{4.56 \times 10^6}{0.9 \times 360} \right) \times \frac{1.15}{400} = 40.52 \text{ mm}^2.$$

$$\rightarrow 3.88 \text{ cm}^2 > 0.40 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{cv.}$$

III-4-9 Schéma de ferrailage :

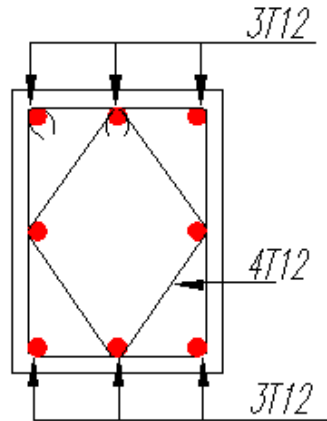


figure III- 23:Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III-5 Balcon (dalle pleine) :

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, Chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis.



figure III- 24:schéma du balcon.

$$L_x = 1.10 \text{ m} , L_y = 2.85 \text{ m} , e = 15 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.10}{2.85} = 0.38 < 0.4 ; \text{ donc : la dalle travaille selon seul sens (X-x).}$$

III-5-1 Evaluation des charges :

$$\begin{cases} G = 5.31 \text{ KN/m}^2 . \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 . \\ g = 1 \text{ KN (garde corps) .} \end{cases}$$

- ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5) \times 1 = 12.41 \text{ KN/ml} .$$

$$p_u = 1.35g = 1.35 \text{ KN/ml} .$$

- **ELS:**

$$q_s = (G + Q) \times 1 = (5.31 + 3.5) \times 1 = 8.81 \text{ KN/ml} .$$

$$p_s = g = 1 \text{ KN/ml} .$$

➤ **ELU:**

Détermination de l'effort tranchant et moment fléchissant :

-moment fléchissant : $0 \leq x \leq 1.10$

$$M_u = -\frac{q_u x^2}{2} - p_u x = \frac{-12.41x^2}{2} - 1.35x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M_u = 0 \text{ KN.m} . \\ x = 1.1 \rightarrow M_u = -8.99 \text{ KN.m} . \end{cases}$$

- Effort tranchant : $0 \leq x \leq 1.10$

$$T_u(x) = p_u - q_u x = 1.35 - 12.4x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T_u = 1.35 \text{ KN} . \\ x = 1.1 \rightarrow T_u = 1.35 - 12.47 \times 1.1 = -12.37 \text{ KN} . \end{cases}$$

➤ **ELS :**

-Moment fléchissant : $0 \leq x \leq 1.10$

$$M_s = -\frac{q_s x^2}{2} - p_s x = \frac{-8.81x^2}{2} - x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M_s = 0 \text{ KN} . \\ x = 1.1 \rightarrow M_s = -6.43 \text{ KN} . \end{cases}$$

-effort tranchant : $0 \leq x \leq 1.10$

$$T_s(x) = -p_s - q_s x = -1 - 8.81x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T_s = -1 \text{ KN} . \\ x = 1.1 \rightarrow T_s = -10.69 \text{ KN} . \end{cases}$$

III-5-2 Le ferrailage :

$$b=100 \text{ cm}, e=15 \text{ cm}, h=15 \text{ cm}, d=0.9h=13.5 \text{ cm}, f_{c28} = 25 \text{ Mpa} .$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{8.99 \times 10^6}{100 \times 135^2 \times 14.17} = 0.034 < 0.057$$

Calcul le moment ultime :

$$\mu_1 = 0.8\alpha_1[1 - (0.4\alpha_1)] .$$

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{sl}} \text{ avec : } \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰} .$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E\gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} \rightarrow \varepsilon_{sl} = 1.7 \text{‰} .$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1.7} = 0.673$$

$\mu_1 = 0.8 \times 0.673 \times [1 - (0.4 \times 0.673)] = 0.034 < 0.393 \rightarrow$ l'acier comprimé n'est pas nécessaire ($A'_s = 0$).

$$\mu_1 = 0.034 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} .$$

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

$$\alpha = d(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.034}) \rightarrow \alpha = 0.043 .$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13.5(1 - 0.4 \times 0.043) \rightarrow z = 13.27 \text{ cm} .$$

La section fictive de l'acier tendu :

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_s} = \frac{8.99 \times 10^6}{132.7 \times 348} = 194.67 \text{ mm}^2 = 1.94 \text{ cm}^2 .$$

La section minimale d'acier tendu vaut :

$$A_{smin} = \frac{0.23bd f_{t28}}{400} = \frac{0.23 \times 100 \times 135 \times 2.1}{400} = 163.012 \text{ mm}^2 = 1.63 \text{ cm}^2 .$$

Donc :

$$A_s = \max\{A_s; A_{smin}\} = \max\{1.94; 1.63\}$$

On adopte : $A_s = 1.94 \text{ cm}^2$.

Armature principale :

$$A_s = 1.94 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend : } 4HA8 (A_{sad} = 2.01 \text{ cm}^2) .$$

- Les armatures répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2.$$

$$A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend : } 2HA6 (A_{sad} = 0.57 \text{ cm}^2).$$

➤ **L'espacement :**

- **Armature longitudinal :**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(45; 33) \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}.$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Armature transversal :**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(45; 33) \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}.$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification a l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

La fissuration :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 2.5 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa} \}$$

Donc : $\overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa}$.

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{12.37 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.091 \text{ Mpa}.$$

Donc :

$$\tau_u = 0.091 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa} \dots \text{cv}.$$

- **Vérification des contraintes a l'ELS :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Détermination de position de l'axe neutre :

$$\begin{cases} A'_s = 0 \rightarrow \text{pivot } A \\ \eta = 15 \\ A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

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

$$50y^2 - 15 \times 2.01(13.5 - y) = 0$$

$$50y^2 + 30.15y - 407.025 = 0$$

$$Y = 2.57 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta(d - y)A'_s - \eta \times A_s(d - y)$$

$$I = \frac{100 \times 2.57^3}{3} + 15 \times 2.01(13.5 - 2.57)^2$$

$$I = 4167.686502 \text{ cm}^4.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6.43 \times 10^6}{41676865.02} \times 25.7 = 3.96 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 3.96 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{cv}.$$

➤ **Contrainte d'acier :**

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right] = 266.66 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \rightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{6.34 \times 10^6}{4167.686502} (13.5 - 2.57) = 249.41 \text{ MPa.}$$

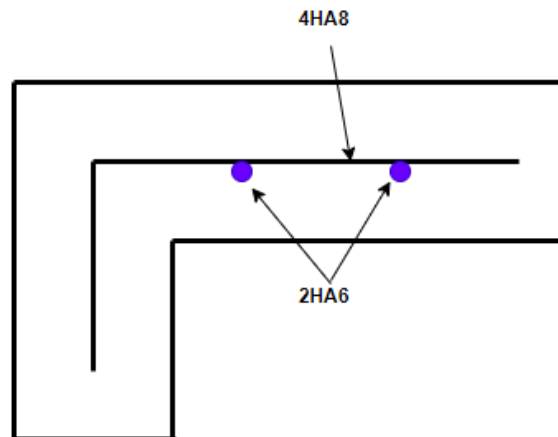
$$\sigma_s = 249.41 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 266.66 \text{ MPa} \dots \text{cv}.$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} < \frac{3.6}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{110} = 0.136 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{cv} . \\ \frac{0.57}{100 \times 13.5} = 0.0004 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \text{cv} . \\ \frac{0.15}{1.1} = 0.136 \geq 0.085 \dots \text{cv} . \end{array} \right.$$

Les trois conditions de flèche vérifient.

Donc : le calcul de flèche ne s'impose pas.

III-5-3 Schéma de ferrailage :**figure III- 25 :Section théorique pour le ferrailage du balcon.****III-6 Les planchers :****III-6-1 Généralité :**

Les planchers sont des aires généralement planes qui servent à séparer les différents niveaux et à transmettre les charges qui lui sont appliquées aux poutres, dont les deux fonctions principales sont :

- ✓ Une fonction de résistance mécanique (supporter son poids propre et les surcharges)
 - ✓ Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée par un faux Plafond ou un revêtement de sol ces dernières sont liées et supportées par des nervures
- Coulées sur place ou bien préfabriquées. La nervure est calculée comme une section en T soumise à la flexion simple

III-6-2 Evaluation des charges appliquées à chaque nervure :**Plancher terrasse : (terrasse inaccessible) :**

$$G_{\text{terrasse}} = 5.976 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = 0.65. G = 0.65 \times 5.976 = 3.88 \text{ KN/ml.}$$

$$q = 0.65. Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml.}$$

Plancher étage courant et RDC :

$$G_{\text{étage courant}} = 5.34 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{étage courant}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$g = 0.65. G = 0.65 \times 5.34 = 3.47 \text{ KN/ml.}$$

$$q = 0.65. Q = 0.65 \times 1.5 = 0.975 \text{ KN/ml}$$

III-6-3 Les combinaisons d'action :

$$\text{E.L.U : } P_u = 1,35g + 1,5q$$

$$\text{E.L.S : } P_{\text{ser}} = g + q$$

Designation	Terrasse inaccessible	Étage courant et RDC
ELU	6.21	6.15
ELS	4.53	4.45

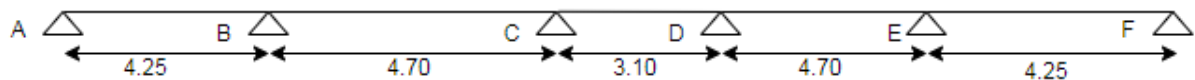
III-6-4 Type et Position des poutrelles :

Différents types de poutrelles :

Dans le cas de notre projet on plusieurs types de poutrelles a étudiées :

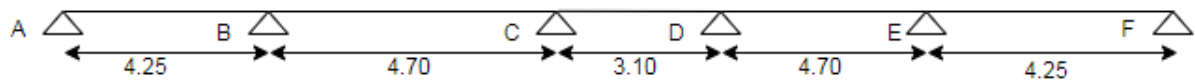
➤ **Terrasse :** (dans notre projet il y a 1 type)

Type 1 :

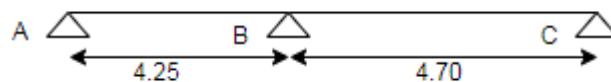


➤ **Etage courant :** (dans notre projet il y a 2 type)

Type 01 :



Type 02 :



III-6-5 Méthodes de calculs :

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

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot

a) **Méthode forfaitaire :**

➤ **Domaine d'application :**

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct puisqu'elle évite au projeteur d'effectuer des calculs laborieux suite à l'étude des cas de surcharges défavorables.

Elle est donc très pratique. Cependant, son application suppose la vérification des conditions suivantes :

- La charge d'exploitation uniformément répartie est au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/m².

$Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$, on a $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ vérifiée.

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans la différente travée en continuité.

$I = \frac{bh^3}{12} = \text{Constant}$ Vérifiée.

- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

✓ $0.8 \leq \frac{4.25}{4.70} = 0.9 \leq 1.25$ vérifiée.

✓ $0.8 \leq \frac{4.70}{3.10} = 1.52 \leq 1.25$ non vérifiée.

- Fissuration peu nuisible (FPN).....vérifier.

b) **Méthode de Caquot :**

➤ **Principe de la méthode Article B.6.2, 221 [3] :**

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

-Application de la méthode :

Moments sur appuis (Mi) :

$$M_i = \frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8.5(l_g + l_d)}$$

Tel que : $\begin{cases} l_g \text{ et } l_d : \text{longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{chargement a gauche et a droite de l'appui} \end{cases}$

$L = \begin{cases} 0.8l : \text{travée intermédiaire} \\ l : \text{travée de rive} \end{cases}$

Moments en travée (Mt) :

$$M_t = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right) = \frac{q_x}{2} \times (l - x) + M_g \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right)$$

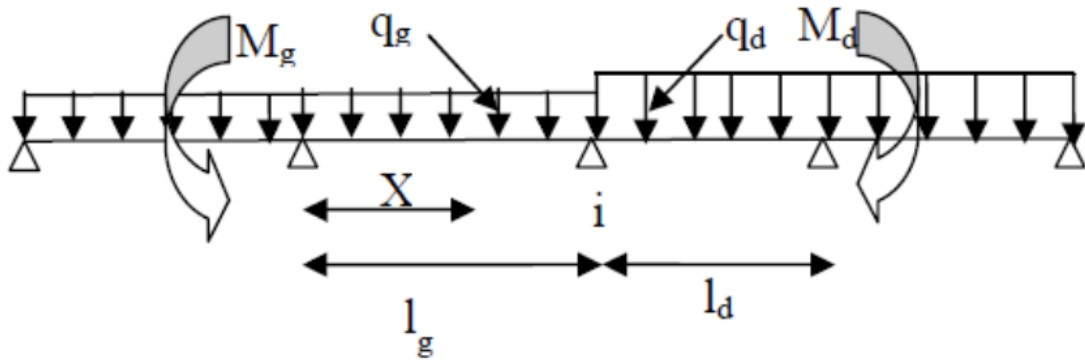


figure III- 26: Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot.

$$\frac{dM_t(x)}{dx} = 0 \quad \text{donc : } X = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$$\text{Avec : } M_0(X) = \frac{q \times x}{2} \times (l - x)$$

Effort tranchant :

$$V = \frac{dM}{dx} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Avec :

$\begin{cases} M_d : \text{moment en appui de droite de la travée considérée} \\ M_g : \text{moment en appui de gauche de la travée considérée} \\ l : \text{portée de la travée} \end{cases}$

➤ **Méthode de Caquot minorée :**

Cette méthode consiste à calculer les moments au niveau des appuis avec la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G par une charge permanente minorée

$$G' = 2/3 G.$$

- Calcul des sollicitations :

- Etage courant :

- ELU :

$$Q \leq 2G \rightarrow 0.65 \leq 2 \times 3.47 = 6.94 \dots \dots \dots cv$$

Donc : on utilise la méthode Caquot minorée.

$$\begin{cases} G' = \frac{2}{3} \times G = \frac{2}{3} \times 3.47 = 2.31 \text{ KN/m} \\ Q = 0.98 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Chargée (c) : $q' = 1.35G' + 1.5Q = 4.59 \text{ KN/m}$

Déchargée(D) : $q = 1.35G' = 3.12 \text{ KN/m}$

- Moment sur appuis :

Cas chargée :

$$M_a = \frac{4.59 \times 4.25^3 + 4.59 \times 3.76^3}{8.5(4.25 + 3.76)} = -8.76 \text{ KN/m}$$

Cas chargé-déchargé :

$$M_a = \frac{4.59 \times 4.25^3 + 3.12 \times 3.76^3}{8.5(4.25 + 3.76)} = -7.62 \text{ KN/m}$$

Cas déchargée-chargée :

$$M_a = \frac{3.12 \times 4.25^3 + 4.59 \times 3.76^3}{8.5(4.25 + 3.76)} = -7.1 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

Cas chargé :

$$M_{t_1}(x) = \frac{q_u x}{2}(l - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{2}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_{t_1}(x) = \frac{6.15 x}{2}(4.25 - x) - 8.76 \left(\frac{x}{4.25}\right) = -3.08x^2 + 11.03x$$

$$\frac{dM_t}{dx} = 0 \rightarrow -6.16x + 11.29 = 0 \rightarrow X = \frac{-11.29}{-6.16} = 1.79 \text{ m}$$

$$M_{t_1}(x) = -3.08x^2 + 11.03x$$

$$M_{t_1}(x) = 9.86 \text{ KN.m}$$

Cas chargée-déchargée :

$$\frac{6.15x}{2}(4.25 - x) - 7.62 \frac{x}{4.25} = 0$$

$$-3.08x^2 + 11.28x = 0$$

$$\frac{dM_t}{dx} = 0 \rightarrow -6.16x + 11.28 = 0 \rightarrow X = \frac{11.28}{6.16} = 1.83 \text{ m}$$

$$M_t(x) = -3.08x^2 + 11.28x$$

$$M_t(1.83) = 10.35 \text{ KN.m}$$

Cas déchargée-chargée :

$$M_t = \frac{4.68x}{2}(4.25 - x) - 7.1 \left(\frac{x}{4.25} \right)$$

$$M_t = -2.34x^2 + 8.28x$$

$$\frac{dM_t}{dx} = 0 \rightarrow X = 1.77 \text{ m}$$

$$M_t(1.77) = 7.32 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

Cas Chargée :

$$T(x) = 6.16x - 11.03$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(0) = 11.03 \text{ KN} \\ x = 4.25 \rightarrow v(4.25) = -15.15 \text{ KN} \end{cases}$$

Cas Chargée-déchargée :

$$T(x) = -6.15x + 11.28$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(0) = -11.28 \text{ KN} \\ x = 4.25 \rightarrow v(4.25) = -14.86 \text{ KN} \end{cases}$$

Cas Déchargée-chargée :

$$V(x)=4.68x+8.28$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow v = 8.28KN \\ x = 4.25 \rightarrow v = -11.61KN \end{cases}$$

Type 01 : (poutrelle a 5 travée)

Appuis	A	B	C	D	E	F
Travée	1	2	3	4	5	
longueur(m)	4.25	4.70	3.10	4.70	4.25	
Longueur fictif(m)	4.25	3.76	2.48	3.76	4.25	
Moment d'appuis(KN.m)	0	-8.76	-5.92	-5.92	-8.76	0
Moment en travée(KN.m)	10.35	10.70	2.94	10.70	10.35	
Effort tranchant (v _a)	11.03	15.07	9.54	14.12	15.15	
	-15.15	-14.12	-9.54	-15.07	-11.03	

Tableau III- 9:détermination des sollicitations a l'ELU type 01(etage courant).

Type 02 : (poutrelle a 2 travée)

Appuis	A	B	C
travée	1	2	
longueur (m)	4.25	4.70	
Longueur fictif(m)	4.25	3.76	

Moment d'appuis (KN.m)	0	-8.75	0
Moment en travée(K N.m)	10.34	13.61	
Effort tranchant (v_a)	11.27	16.31	
	-15.12	-12.93	

Tableau III- 10:détermination des sollicitations a l'ELU type 02(étage courant).

➤ ELS :

$$\begin{cases} q' = G' + Q = 3.29KN \\ q = G' = 2.31KN \end{cases}$$

Type 01 : (poutrelle a 5 travée)

Appuis	A	B	C	D	E	F
Travée	1	2	3	4	5	
longueur(m)	4.25	4.70	3.10	4.70	4.25	
Longueur fictif(m)	4.25	3.76	2.48	3.76	4.25	
Moment d'appuis(KN.m)	0	-6.28	-4.25	-4.25	-6.28	0
Moment en travée(KN.m)	7.48	7.72	2.08	7.72	7.48	
Effort tranchant (v_a)	8.16	10.89	6.90	10.20	10.93	
	-10.93	-10.20	-6.90	-10.89	-8.16	

Tableau III- 11:détermination des sollicitations a l'ELS type 01(étage courant).

Type 02 : (poutrelle a 2 travée)

Appuis	A	B	C
travée	1	2	
longueur(m)	4.25	4.70	
Longueur fictif(m)	4.25	3.76	
Moment d'appuis(KN.m)	0	-6.27	0
Moment en travée(KN.m)	7.47	9.82	
Effort tranchant (v _a)	8.15	11.78	
	-10.92	-9.34	

Tableau III- 12:détermination des sollicitations a l'ELS type 02(étage courant).

III-6-6 Les Diagramme des moments et des efforts tranchants :

ELU :

- Poutrelle a 5 travée :

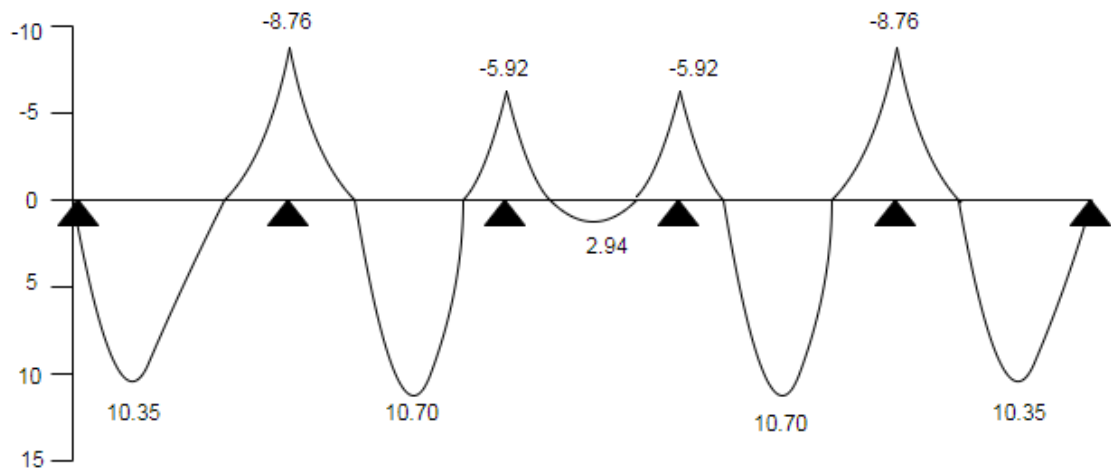


figure III- 27:diagramme du moments élu (étage courant).

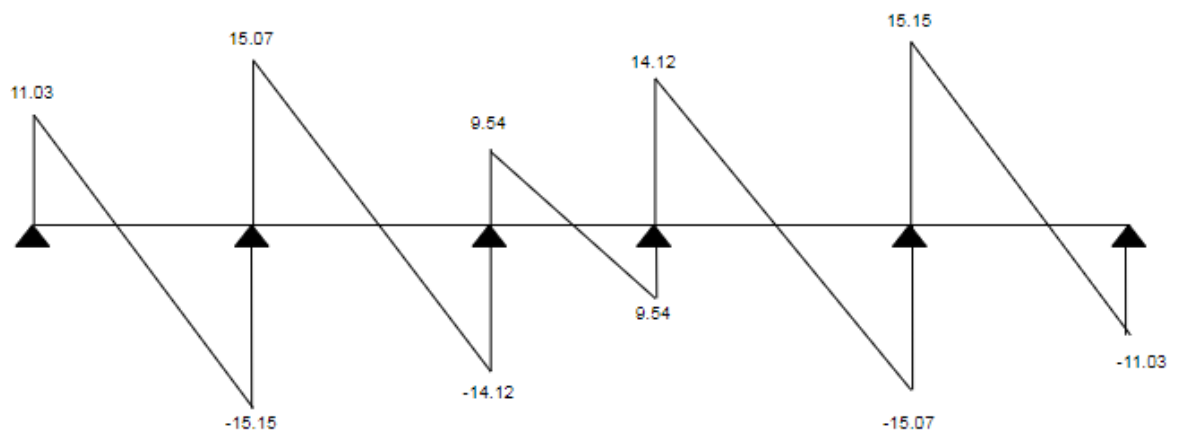


figure III- 28:diagramme de l'effort tranchant (étage courant).

- Poutrelle a 2 travée :

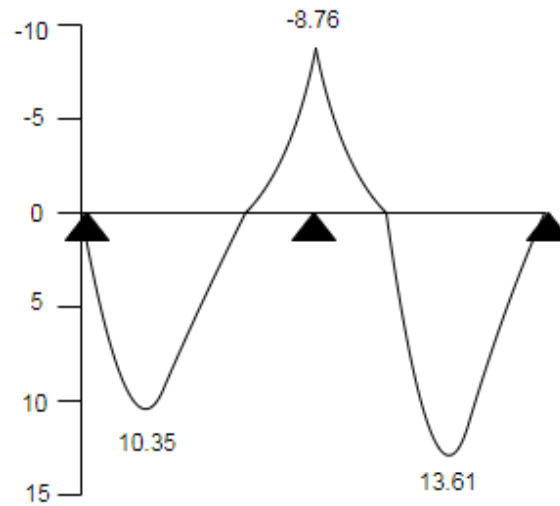


figure III- 29:diagramme du moments élu (étage courant 2 travée).

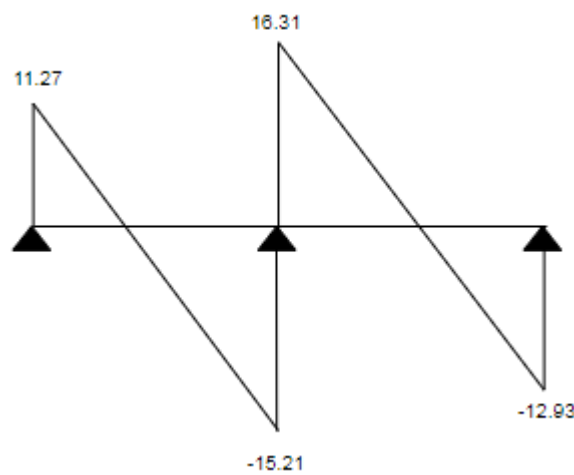


figure III- 30:diagramme de l'effort tranchant (étage courant 2 travée).

ELS :

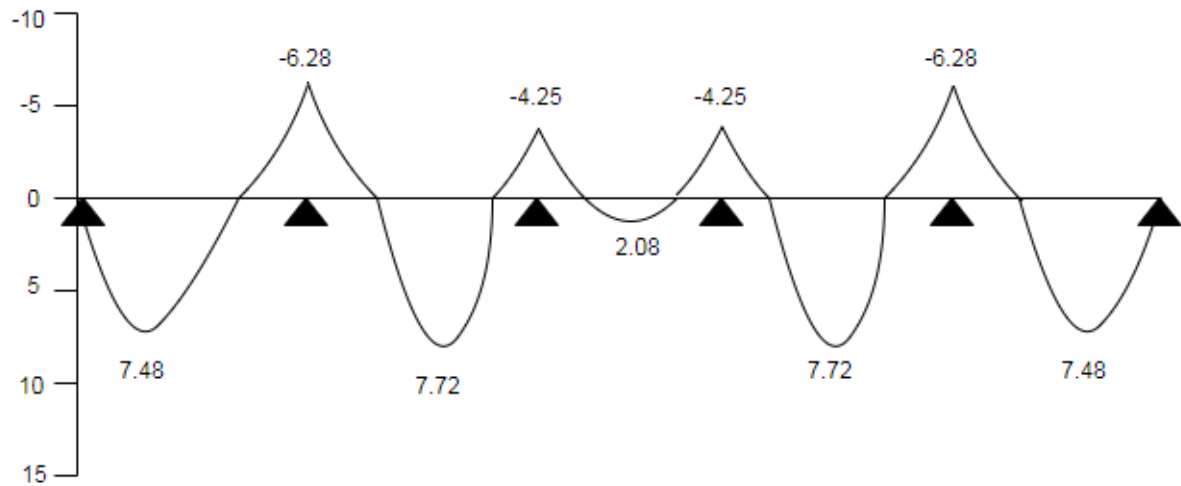


figure III- 31:diagramme du moment els (etage courant 5 travée).

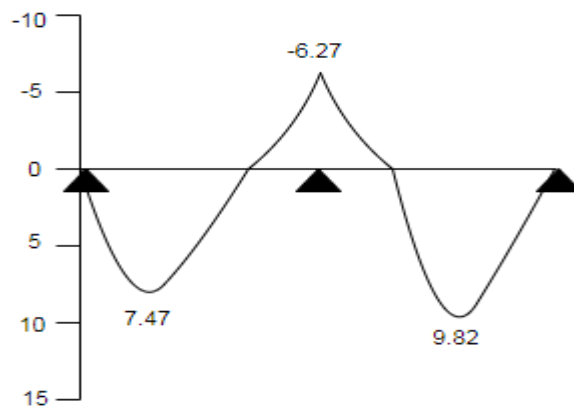


figure III- 32:diagramme du moment els (étage courant 2 travée).

➤ Terrasse :

Type 01 : (poutrelle a 5 travée)

ELU :

Appuis	A	B	C	D	E	F
travée	AB	BC	CD	DE	EF	
longueur(m)	4.25	4.70	3.10	4.70	4.25	
Longueur fictif(m)	4.25	3.76	2.48	3.76	4.25	

Moment d'appuis(KN.m)	0	-8.52	-5.76	-5.76	-8.52	0
Moment en travée(KN.m)	10.41	10.72	2.68	10.72	10.41	
Effort tranchant (v_a)	11.38	15.19	9.63	14.19	15.21	
	-15.21	-14.19	-9.63	-15.19	-11.46	

Tableau III- 13:détermination des sollicitations a l'ELU type 01(terrasse).

ELS :

Appuis	A	B	C	D	E	F
travée	AB	BC	CD	DE	EF	
longueur(m)	4.25	4.70	3.10	4.70	4.25	
Longueur fictif(m)	4.25	3.76	2.48	3.76	4.25	
Moment d'appuis(KN.m)	0	-6.18	-4.17	-4.17	-6.18	0
Moment en travée(KN.m)	7.59	7.80	1.92	7.80	7.59	
Effort tranchant (v_a)	8.29	11.07	7.02	10.34	11.08	
	-11.08	-10.34	-7.02	-11.07	-8.35	

Tableau III- 14:détermination des sollicitations a l'ELS type 01(terrasse).

- Les Diagramme des moments et des efforts tranchants :

ELU :

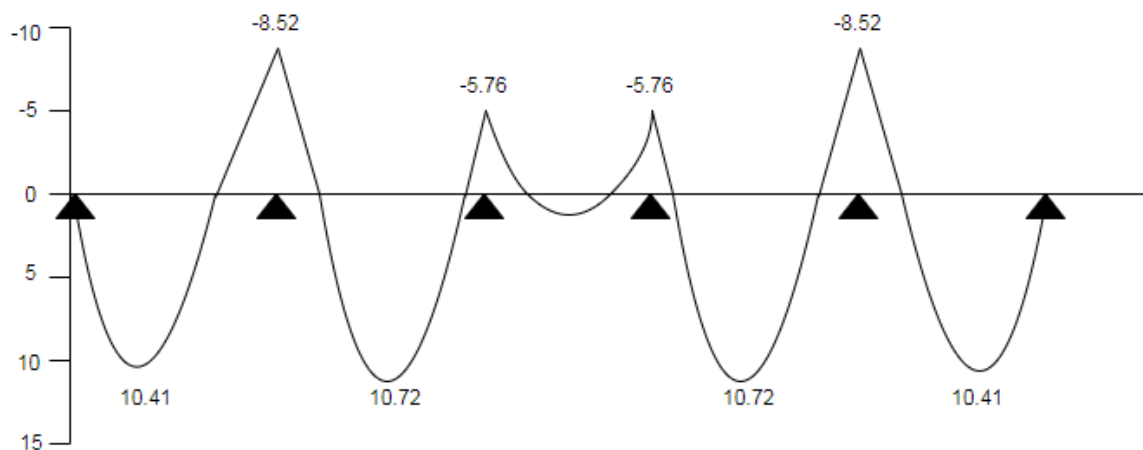


figure III- 33:diagramme du moments élu (terrasse).

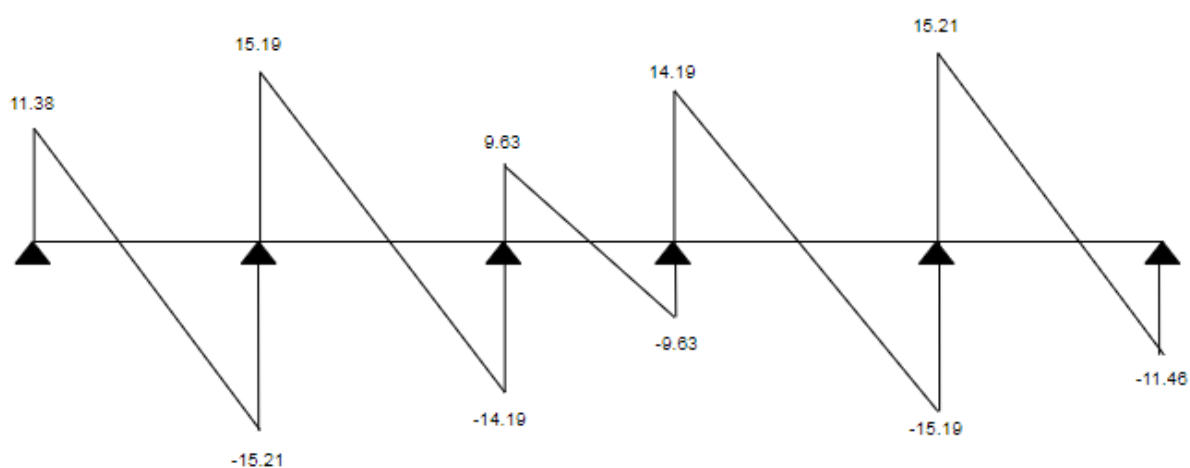


figure III- 34:diagramme de l'effort tranchant (terrasse).

ELS :

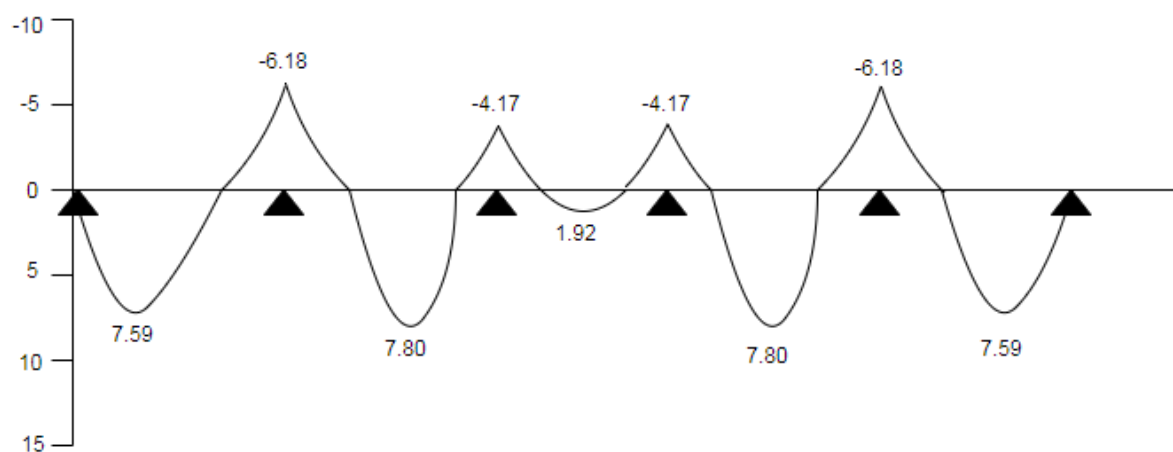


figure III- 35:diagramme du moment els (terrasse).

III-6-7 Ferrailage :

➤ Plancher terrasse :

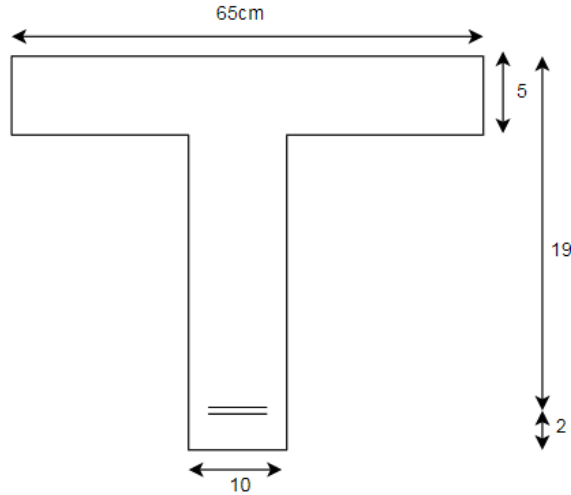


figure III- 36:Coupe d'une poutrelle.

$b = 65 \text{ cm}$, $b_0 = 10 \text{ cm}$, $h = 21 \text{ cm}$, $h_0 = 5 \text{ cm}$, $d = 19 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$

- Le ferrailage à ELU:

$$M_u = M_{\max} = \begin{cases} \text{travée: } M_t = 10.72 \text{ KN.m} \\ \text{appuis: } M_a = 8.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V_u = V_{\max} = 15.21 \text{ KN}$$

➤ En travée :

• Calcul du moment résistant de la section en Té:

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$M_t = 650 \times 50 \times 14.16 \left(190 - \frac{50}{2}\right)$$

$$M_t = 75.93 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 10.72 \text{ KN.m} < M_{tu} = 75.93 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 21 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = \frac{10.72 \times 10^6}{14.16 \times 650 \times 190^2} = 0.03$$

$$\mu = 0.03 \leq \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_s' = 0$).

$$\mu = 0.03 \leq \mu_l = 0.186$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.035 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.038 \\ Z = 187.1 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z}$$

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

$$A_u = \frac{10.72 \times 10^6}{348 \times 187.1} = 164.64 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 650 \times 190 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 149.13 \text{ mm}^2 = 1.49 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (1.64 ; 1.49)$$

$$A_s = 1.64 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 2\text{HA}12 = 2.326 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} < A_{adopte}$$

$$1.49 < 2.26 \dots \dots \dots \text{cv}$$

- **Section des armatures transversale :**

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{21}{35}; \frac{10}{10}; 10\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0.6; 0.67; 10)$$

$$\phi_t \leq 6\text{mm}$$

- **L'espacement :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 19; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq 17.1\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm}$$

- **En appui :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10\text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} b d^2} = \frac{8.52 \times 10^6}{14.16 \times 100 \times 190^2} = 0.17$$

$$\mu = 0.17 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.17 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.234 \\ Z = 172.22\text{mm} \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s Z} = \frac{8.52 \times 10^6}{348 \times 172.2} = 142.18\text{mm}^2 = 1.42\text{cm}^2$$

Donc :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 190 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} \geq 22.94 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.22 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max(A_u; A_{\min})$$

$$A_s = \max(1.42; 0.22)$$

$$A_s = 1.42 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 2.07 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}}$$

$$\rightarrow 0.22 < 1.57 \dots \dots \text{cv}$$

- **Section des armatures transversale :**

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{21}{35}; \frac{10}{10}; 10\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0.6; 0.67; 10)$$

$$\phi_t \leq 6 \text{ mm}$$

- **L'espacement :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 19; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 17.1 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2.5; 4MPa) = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\tau_u = 0.084 MPa$$

$$\tau_u = 0.083 < \overline{\tau_u} = 2.5 MPa$$

Le ferraillage à ELS:

En travée:

$M_t(KN.m)$	μ	μ_i	α	$Z(mm)$	$A (cm^2)$	$A_{adopt} (cm^2)$
10.72	0.03	0.392	0.038	187.1	1.64	2.26

Tableau III- 15 :Les Résultats de ferraillage en travée de plancher terrasse.

En appui :

$M_a(KN.m)$	μ	μ_i	α	$Z(mm)$	$A (cm^2)$	$A_{adopt} (cm^2)$
8.52	0.17	0.392	0.234	172.2	1.42	1.57

Tableau III- 16:Les Résultats de ferraillage en appui de plancher terrasse.

➤ **Plancher étage courant :**

$$b = 65 \text{ cm} , b_0 = 10 \text{ cm} , h = 21 \text{ cm} , h_0 = 5 \text{ cm} , d = 19 \text{ cm} , c = 2 \text{ cm}$$

Le ferraillage à ELU:

$$M_u = M_{\max} = \begin{cases} \text{travée: } M_t = 11.74 \text{ KN.m} \\ \text{appuis: } M_a = 9.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V_u = V_{\max} = 15.84 \text{ KN}$$

En travée :

Calcul du moment résistant de la section en Té:

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$M_t = 650 \times 50 \times 14.16 \left(190 - \frac{50}{2}\right)$$

$$M_t = 75.93 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 11.74 \text{ KN.m} < M_{tu} = 75.93 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 21 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = \frac{11.74 \times 10^6}{14.16 \times 650 \times 190^2} = 0.035$$

$$\mu = 0.035 \leq \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.035 \leq \mu_l = 0.186$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.035 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.038 \\ Z = 184.1 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z}$$

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

$$A_u = \frac{11.74 \times 10^6}{348 \times 184.1} = 183.24 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 650 \times 190 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 149.13 \text{ mm}^2 = 1.49 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (1.83 ; 1.49)$$

$$A_s = 3.21 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 1\text{HA}12 + 3\text{HA}10 = 1.13 + 2.36 = 3.49 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} < A_{adopte}$$

$$1.49 < 3.49 \dots \dots \dots \text{cv}$$

- **Section des armatures transversale :**

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{21}{35} ; \frac{10}{10} ; 10 \right)$$

$$\phi_t \leq \min(0.6; 0.67; 10)$$

$$\phi_t \leq 6 \text{ mm}$$

- **L'espacement :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 19; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 17.1 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

En appui :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} b d^2} = \frac{9.10 \times 10^6}{14.16 \times 100 \times 190^2} = 0.17$$

$$\mu = 0.17 < \mu_l = 0.392$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_s' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2u})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.17 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.234 \\ Z = 172.22 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s Z} = \frac{9.10 \times 10^6}{348 \times 172.22} = 151.85 \text{ mm}^2 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_u = 1.51 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 190 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} \geq 22.94 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.22 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max(A_u; A_{\min})$$

$$A_s = \max(2.07; 0.22)$$

$$A_s = 2.07 \text{ cm}^2$$

On adopte : $2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}}$$

$$0.22 < 2.26 \dots \dots \text{cv}$$

- **Section des armatures transversale :**

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{21}{35}; \frac{10}{10}; 10\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0.6; 0.67; 10)$$

$$\phi_t \leq 6\text{mm}$$

- L'espacement :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 19; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq 17.1\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2.5; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\tau_u = 0.083$$

$$\tau_u = 0.083 < \overline{\tau_u} = 2.5\text{MPa}$$

Le ferrailage à ELS:

En travée:

$M_t(\text{KN.m})$	μ	μ_i	α	$Z(\text{mm})$	$A (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopt}} (\text{cm}^2)$
6.56	0.019	0.392	0.023	188.2	1.49	1.52

Tableau III- 17: Les Résultats de ferrailage en travée de plancher étage courant.

En appui :

$M_a(\text{KN.m})$	μ	μ_i	α	$Z(\text{mm})$	$A (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopt}} (\text{cm}^2)$
8.94	0.026	0.392	-0.065	194.9	1.49	1.52

Tableau III- 18: Les Résultats de ferraillage en appui de plancher étage courant .

Vérification à ELS:

Vérification des contraintes:

➤ En travée:

On doit vérifier que:

- Pour le béton:

$$\underline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

$$\underline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- Pour l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\underline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$$

- La contrainte de béton:

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

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

I: Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 6.56 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 1.52 \text{ cm}^2$$

- Position de l'axe neutre :

$$1/2 by^2 + \eta (A_{st} - A_{sc}) y - \eta (A_{sc} + A_{st} \times d) = 0$$

$$\eta = 15 \quad \text{si:} \quad (A_{sc} = 0)$$

$$1/2 by^2 + 15 A_{st} \times y - 15 \times A_{st} \times d = 0$$

$$32.5 y^2 + 15 \times 1.52 \times y - 15 \times 1.52 \times 19 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 238.4$$

$$y = 3.32 \text{ cm}$$

- **Le moment d'inertie :**

$$I = 1/3 by^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 + \eta A_{sc}(d-y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} (65 \times 3.32^3) + 15 \times 1.52 (19 - 3.32)^2 = 6398.53 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.56 \times 10^6 \times 33.2}{6398.53 \times 10^4} = 3.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.40 \leq \underline{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots cv$$

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

- **La contrainte de l'acier:**

$$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser}(d-y)}{I} = \frac{15 \times 6.56 \times 10^3 \times (19 - 3.32)}{6398.53} = 241.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \underline{\sigma_{st}} \dots \dots \dots cv$$

➤ **En appui:**

- **La contrainte de béton:**

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

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

I: Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 8.94 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 1.52 \text{ cm}^2$$

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

$$1/2 by^2 + \eta (A_{st} - A_{sc}) y - \eta (A_{sc} + A_{st} \times d) = 0$$

$$\eta = 15 \quad \text{si:} \quad (A_{sc} = 0)$$

$$1/2 by^2 + 15 A_{st} \times y - 15 \times A_{st} \times d = 0$$

$$32.5 y^2 + 15 \times 1.52 \times y - 15 \times 1.52 \times 19 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 238.4$$

$$y = 3.32 \text{ cm}$$

- **Le moment d'inertie :**

$$I = 1/3 by^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 + \eta A_{sc}(d-y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} (65 \times 3.32^3) + 15 \times 1.52 (19 - 3.32)^2 = 6398.53 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.94 \times 10^6 \times 33.2}{6398.53 \times 10^4} = 4.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.63 \leq \underline{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots cv$$

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

- **La vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{21}{470} = 0.04 \leq \frac{1}{16} = 0.0062 \dots \dots \dots cnv. \\ \frac{1.52}{65 \times 19} = 0.0012 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots cv. \\ \frac{21}{470} = 0.04 \geq \frac{M_t}{10M_0 = 0.01} \dots \dots \dots \dots \dots cv. \end{array} \right.$$

Donc : La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le (BAEL 91) la flèche totale est : $\Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i$

La flèche admissible est:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{si : } L < 5m \\ \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad \text{si : } L > 5m \end{array} \right.$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{si : } L < 5m$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad \text{si : } L > 5m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10E_i I \delta_i} \dots \dots \dots \text{flèche due aux charge instantanée} \\ \delta_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10E_v I \delta_v} \dots \dots \dots \text{flèche due aux charge différées} \end{array} \right.$$

Dans notre cas $L = 4.70m$

-Moment d'inertie de la section totale homogène:

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \rightarrow I_0 = \frac{65 \times 21^3}{12} + 15 \times 1.52 \left(\frac{21}{2} - 19 \right)^2 = 51811.05 \text{ cm}^2$$

-Moment d'inertie fictif:

$$\begin{cases} I_{\delta i} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{pour la déformation instantanée} \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0.4 \lambda_i \dots \dots \dots \text{pour la déformation différée} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec:} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z} \quad Z = d - \frac{y}{3}$$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + A_s \times d}{bd + 15A_s} = \frac{\frac{65 \times 21^2}{2} + 1.52 \times 19}{65 \times 19 + 15 \times 1.52} = 11.41 \text{ cm}$$

$$Z = 19 - \frac{11.41}{3} = 15 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{6.56 \times 1000}{1.52 \times 15} = 287.72 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1.52}{65 \times 19} = 0.0012$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0012 \times 287.72 + 2.1} = 0.77$$

$$\begin{cases} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0012 \left(2 + 3 \frac{10}{65} \right)} = 35.55 \\ \lambda_v = 0.4 \lambda_i = 14.22 \end{cases}$$

$$\begin{cases} I\delta_i = \frac{51811.05}{1 + 35.55 \times 0.77} = 1826.04 \\ I\delta_v = \frac{1.1 \times 51811.05}{1 + 14.22 \times 0.77} = 4769.46 \end{cases}$$

$$\begin{cases} Ei = 11000 (fc28)^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa} \\ Ev = 3700 (fc28)^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{6.56 \times 4.70^2 \times 10^8}{10 \times 32164.2 \times 1826.04} = 24.6 \text{ mm} \\ \delta_v = \frac{6.56 \times 4.70^2 \times 10^8}{10 \times 10818.86 \times 4769.46} = 28.08 \text{ mm} \end{cases}$$

Alors : $\Delta\sigma_t = \sigma_v - \sigma_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_T = 2.8 - 2.46 = 0.34 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III-6-8 Schéma de Ferraillage :

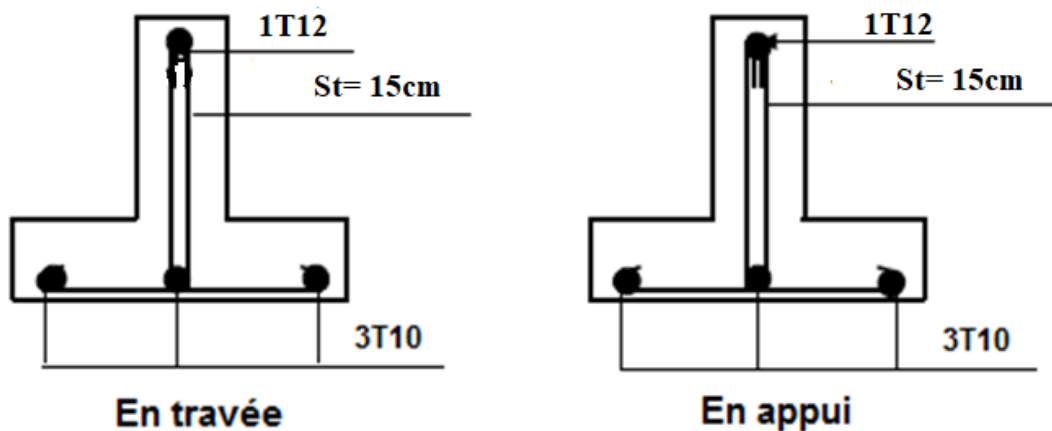


figure III- 37:Schéma de Ferraillage de nervure (16+5).

➤ Ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm, Elle est armée par un treillis soudé de diamètre Φ , dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures verticales aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

On a : Les armatures verticales aux nervures : $A_1 = \frac{4}{L_{fe}} [1]$

Avec :

$L = 65 \text{ cm}$ (Distance entre axes des poutrelles).

$f_e = 400 \text{ MPa}$.

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles.

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles.

$$A_1 = \frac{4 \times 65}{400}$$

$$A_1 = 0.65 \text{ cm}^2$$

- Les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.325 \text{ cm}^2.$$

On adopte : un treillis soudé pour les différents planchers de $\emptyset 6$ (20×20) cm^2 .

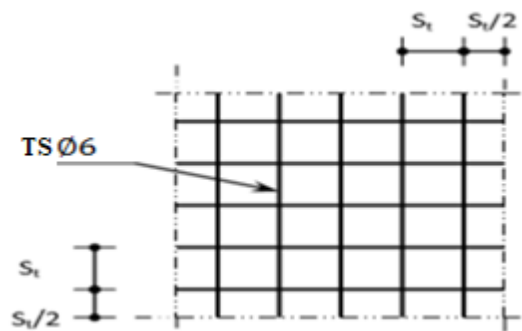


figure III- 38: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

III-7 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pour déterminer le ferraillage des éléments secondaires de notre structure, et ceci on répond à toutes les exigences du RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié en 99, et le CBA 93.

Chapitre IV:
Modélisation de la
structure et étude
dynamique

IV-1 Introduction :

Un séisme est une secousse de sol résultant de libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches, ce transmettant ainsi sur la surface terrestre. Cette secousse qui peut durer de quelques secondes à quelques minutes peut engendrer plusieurs dégâts éventuellement la déformation ou la ruine d'une construction selon son intensité. Face au risque du séisme et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière est basée sur une méthode dynamique.

IV-2 Objectif de l'étude dynamique :

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et les critères de sécurité imposées par RPA99/version2003. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel « Robot » qui est un logiciel de calcul automatique des structures conçu spécialement pour la modélisation des bâtiments de grande hauteur.

IV-3 Méthodes de calcul :

Les règles parasismiques (RPA99 addenda 2003) offrent trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

IV-3-1 Méthode statique équivalente :***a- Principe de la méthode :***

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

b- Domaine d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

❖ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en Élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

❖ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en Respectant, outres les conditions de hauteur énoncées les conditions Complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groups

Zone II : Groupe d'usage 3

- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

IV-3-2 Méthode d'analyse modale spectrale :

a. Principe de la méthode :

Selon le RPA 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. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b. Domaine d'application :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.

IV-3-3 Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme :***a. Principe de la méthode :***

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels. Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (Centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV-4 Classification de l'ouvrage selon leur importance :***IV-4-1 Classification des zones sismiques :***

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone 0 : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone II : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya **MILA** donc en zone **IIa**.

IV-4-2 Classification de l'ouvrage selon son importance :

Notre bâtiment étudié à usage d'habitation collective selon (RPA 2003) article 3.2 :

Le bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m dans **le groupe 2**.

IV-4-3 Classification du site :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

IV-5 Choix de la méthode de calcul :

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié sont vérifiées (car la structure est régulière en plan).

Cette méthode est applicable selon l'article 4.1.2.b du RPA99/2003 (Zone IIa, et groupe d'usage 2, $h=18.36 \text{ m} < 23\text{m}$), donc la méthode utilisable est la méthode statique équivalente pour l'analyse sismique.

IV-6 Présentation du logiciel Auto desk robot structural analysais 2014 :

Le robot auto desk structural analysis est une application logicielle collaborative, polyvalente et rapide destinée à calculer, modéliser, analyser et dimensionner les différentes structures d'ingénierie (bâtiment, travaux public, construction hydraulique).

Robot offre de nombreuses possibilités pour effectuer l'analyse statique et dynamique avec complément de conception et de vérification des structures en béton armé. Ainsi, facilite l'interprétation des résultats obtenus, de dimensionner les éléments spécifiques de la structure et de créer la documentation pour la structure étudiée (note de calcul). Il est basé sur la méthode des éléments finis.

IV-7 Modélisation :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement

En d'autres termes, La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

L'étude de cette structure est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions l'aide du logiciel Auto desk robot structural analysais 2014.

Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et les surcharges d'exploitation avec une minoration :

$$W = G + \beta \times Q \text{ avec } \beta = 0.2 \text{ (bâtiment d'habitation)}$$

IV-7-1 Critères de classification :

- Zone sismique (zone IIa) RPA 99 version 2003.
- Groupe d'usage : Bâtiment d'habitation R+5 (groupe 2) RPA 99 version 2003.
- Sol de fondation catégorie S3 : Site meuble.

Système de contreventement : portique contreventés par des voiles .

IV-7-2 Hypothèses de calcul :

- Règlement : RPA99 version 2003
- Bâtiment : groupe d'usage 2
- Béton ordinaire : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Acier f_{eE400}

IV-7-3 Étapes de la modélisation :

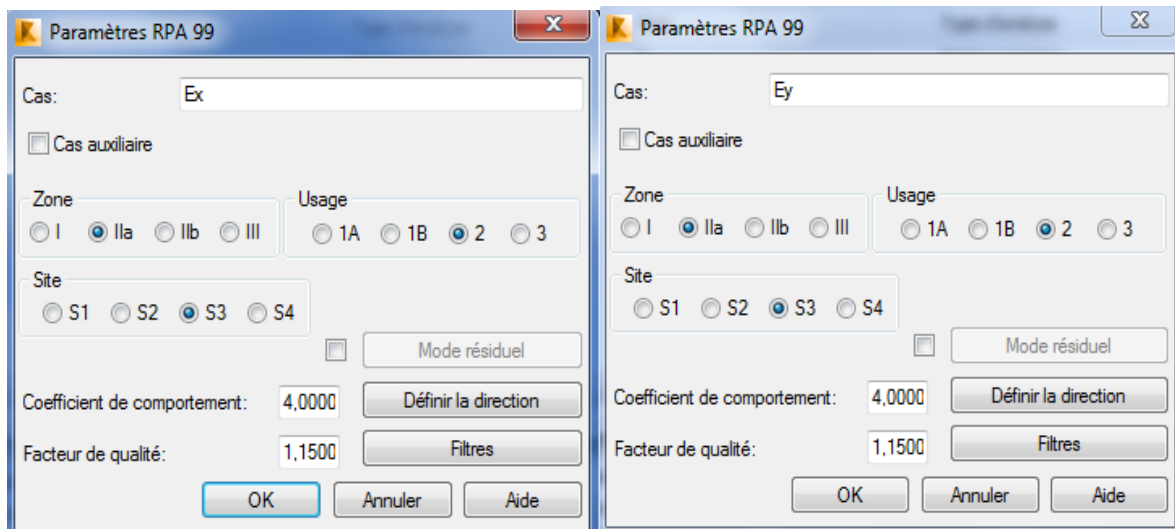
La modélisation sur logiciel Auto desk robot structural analysais 2017 consiste en

Les étapes suivantes :

- Initialiser le modèle (unités, grilles, niveaux).
- Définir la géométrie du modèle ;
- Définir les paramètres de l'analyse (matériaux, sections ... etc.) et les assigner aux éléments
- Spécifier les conditions aux limites (appuis et les diaphragmes) ;
- Définir les cas de charge (Statique et dynamique) et les appliquer aux éléments ;
- Spécifier les options d'analyse (options de l'analyse modale) ;
- Exécuter l'analyse et apporter des corrections au modèle s'il y a lieu ;
- Exploiter les résultats d'analyse (visualisation graphique, listes, exportation des résultats... etc.)

IV-7-4 Combinaisons des charges :

- ✓ $1.35G+1.5Q$
- ✓ $G+Q$
- ✓ $G+Q+E \begin{cases} G+Q+Ex \\ G+Q+Ey \end{cases}$
- ✓ $G+Q-E \begin{cases} G+Q-Ex \\ G+Q-Ey \end{cases}$
- ✓ $0.8G+E \begin{cases} 0.8G+Ex \\ 0.8G+Ey \end{cases}$
- ✓ $0.8G-E \begin{cases} 0.8G-Ex \\ 0.8G-Ey \end{cases}$

IV-8 Phase d'analyse :**IV-8-1 Données du spectre de réponse :***Figure IV- 1:Données du spectre de réponse.*

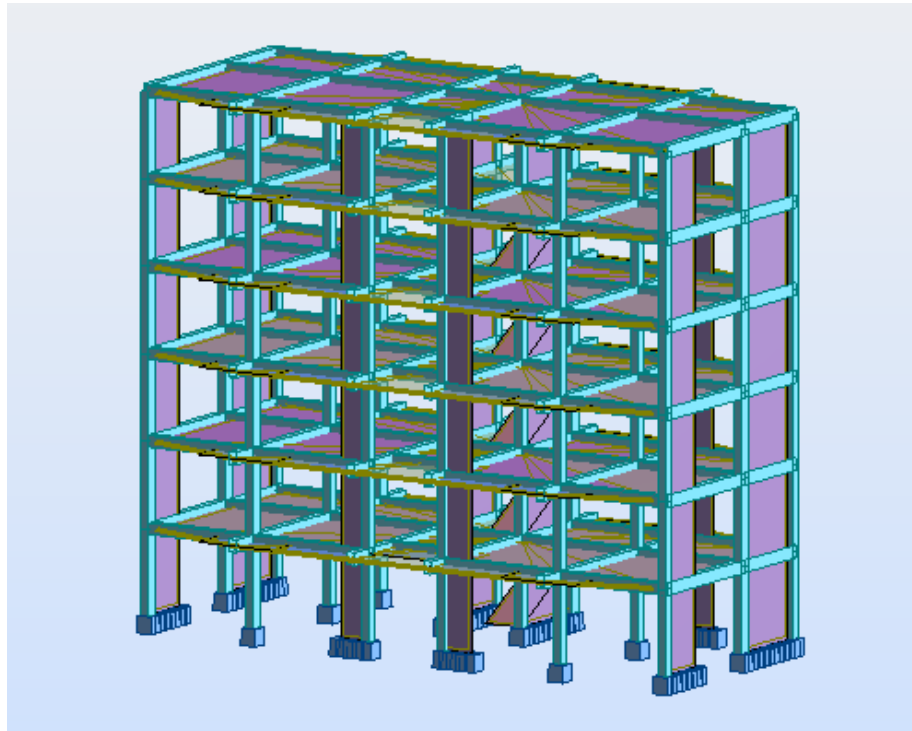
IV-8-2 Modèle 3D et en plan de la structure :

Figure IV- 2:Modèle 3D et en plan de la structure.

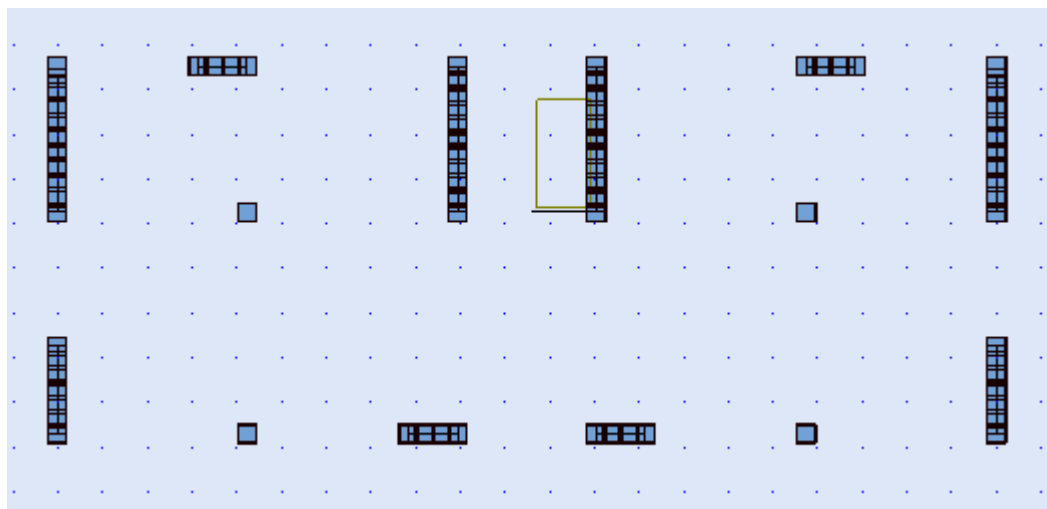
IV-8-3 La structure Avec les voiles :**a. La disposition des voiles :**

Figure IV- 3:Disposition des voiles par le logiciel ROBOT.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	2,33	0,43	75,90	0,00	0,0	75,90	0,00	0,0	566656,32	566656,66	0,0
3/ 2	4,15	0,24	75,90	67,97	0,0	0,00	67,97	0,0	566656,32	566656,66	0,0
3/ 3	4,71	0,21	76,13	68,00	0,0	0,23	0,03	0,0	566656,32	566656,66	0,0
3/ 4	7,44	0,13	87,50	68,00	0,0	11,37	0,00	0,0	566656,32	566656,66	0,0
3/ 5	14,18	0,07	92,73	68,00	0,0	5,23	0,00	0,0	566656,32	566656,66	0,0
3/ 6	18,06	0,06	92,73	87,20	0,0	0,00	19,20	0,0	566656,32	566656,66	0,0
3/ 7	19,30	0,05	92,73	87,25	0,0	0,00	0,04	0,0	566656,32	566656,66	0,0
3/ 8	22,79	0,04	95,58	87,25	0,0	2,84	0,00	0,0	566656,32	566656,66	0,0
3/ 9	31,68	0,03	96,94	87,25	0,0	1,37	0,00	0,0	566656,32	566656,66	0,0
3/ 10	34,72	0,03	96,94	87,25	0,0	0,00	0,00	0,0	566656,32	566656,66	0,0
3/ 11	35,49	0,03	96,94	87,25	0,0	0,00	0,00	0,0	566656,32	566656,66	0,0
3/ 12	35,76	0,03	96,94	87,25	0,0	0,00	0,00	0,0	566656,32	566656,66	0,0
3/ 13	36,20	0,03	96,96	87,25	0,0	0,01	0,00	0,0	566656,32	566656,66	0,0
3/ 14	36,80	0,03	96,96	87,25	0,0	0,00	0,00	0,0	566656,32	566656,66	0,0
3/ 15	37,40	0,03	96,98	87,25	0,0	0,03	0,00	0,0	566656,32	566656,66	0,0
3/ 16	38,55	0,03	96,98	87,25	0,0	0,00	0,00	0,0	566656,32	566656,66	0,0
3/ 17	38,79	0,03	97,45	87,25	0,0	0,47	0,00	0,0	566656,32	566656,66	0,0
3/ 18	39,56	0,03	97,45	93,57	0,0	0,00	6,32	0,0	566656,32	566656,66	0,0
3/ 19	39,76	0,03	97,52	93,61	0,0	0,07	0,04	0,0	566656,32	566656,66	0,0
3/ 20	40,40	0,02	97,52	93,61	0,0	0,00	0,00	0,0	566656,32	566656,66	0,0

Figure IV- 4:La Résultat de Nombre de modes trouvées par le ROBOT.

Direction X:

$$T=Ct.hn^{3/4}=0.05\times 18.36^{3/4}= 0.443 \text{ s}$$

$$T=\frac{0.09hn}{\sqrt{Dx}}= 0.36s$$

$$T_{\text{empirique}}=\min (0.44 ;036)= 0.36 \text{ s}$$

$$T_{\text{analytique}}= 1.3* T_{\text{empirique}}= 0.47s$$

Direction Y :

$$T=Ct.hn^{3/4}=0.05* 18.36^{3/4}=0.443s$$

$$T=\frac{0.09hn}{\sqrt{Dy}}= 0.5s$$

$$T_{\text{empirique}}= \min (0.44 ;0.5)=0.44s$$

$$T_{\text{analytique}}= 1.3 *T_{\text{empirique}}= 0.57s.$$

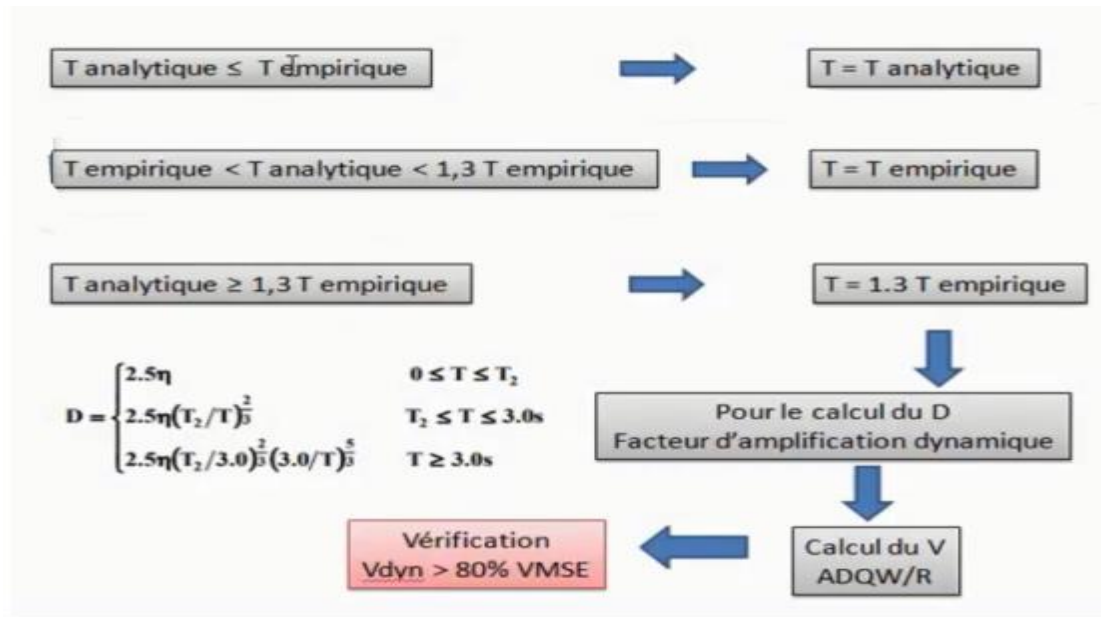


Figure IV- 5: Organigramme de vérification de la réponse sismique du bâtiment .

Remarque :

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale $T_x = 0.36s$.

$T_y = 0.5 s$

2°/ Les 1er et 2ème modes sont des modes de translation

3°/ Le 3ème mode est un mode de rotation.

4°/ On doit retenir les 20 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

Mode 01 : translation selon X-X.

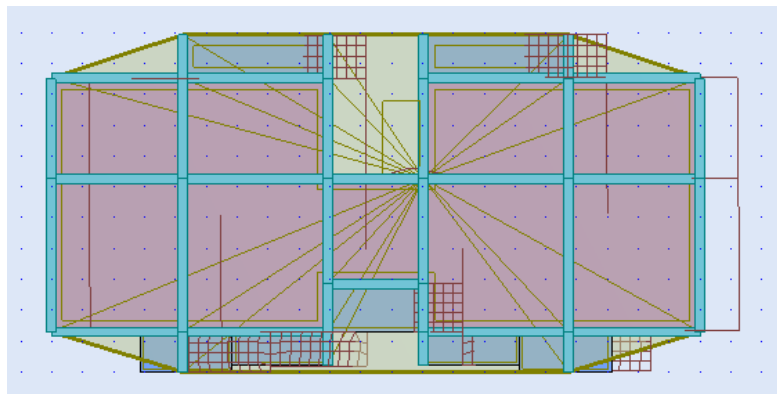


Figure IV- 6: Résultat Mode1.

Mode 02 : translation selon Y-Y

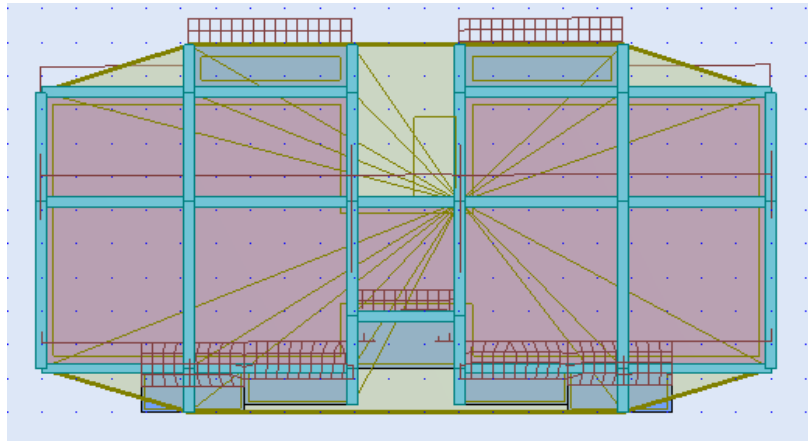


Figure IV- 7: Résultat Mode2.

Mode 3 : Rotation selon Z-Z.

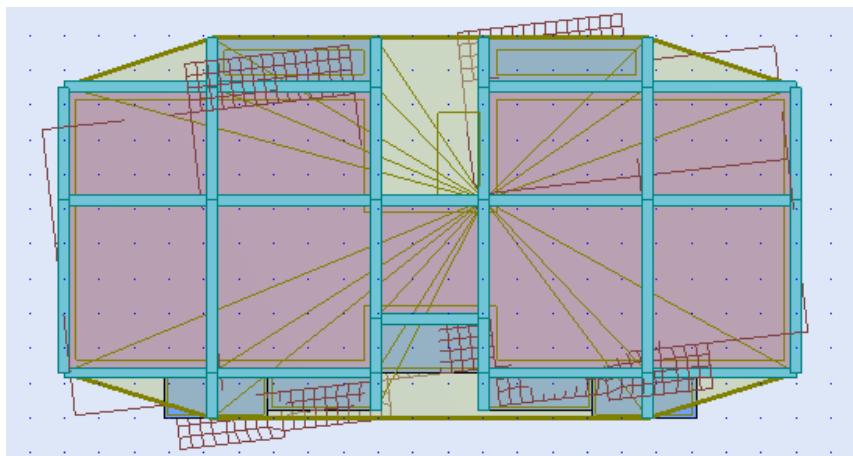


Figure IV- 8: Résultat Mode3.

IV-9 Vérification de coefficient de comportement R :

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau IV- 1:Le coefficient de comportement R :(tableau 3.4) [1].**Donc : R= 4****IV-10 Vérification de l'effort normal réduit :**

L'article (7-4-3-1) du RPA (version 2003) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante : $N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$

Où :

N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

Fc28 : résistance caractéristique du béton.

Poteau	N _d (KN)	B (m ²)	Fc ₂₈	V	observation
30× 40	784.60	0.12	25	0.261	CV

IV-11 Calcul de la force sismique totale :(art 4.2.3)

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calcul successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

Ces valeurs sont obtenues après les classifications du projet d'après le tableau par RPA99 version 2003.

IV-11-1 Coefficient d'Accélération de Zone « A » :

Le coefficient d'accélération de zone « A » est donné par le Tableau 4.1 des (RPA99/Version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment Pour notre projet : groupe usage2 et Zone IIa.

/	ZONE			
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau IV- 2:Coefficient d'Accélération de Zone A.

Donc : $A = 0.15$

IV-11-2 Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0 \leq T \leq T_2 \\ T_2 \leq T \leq 3.0s \\ T \geq 3.0s \end{cases}$$

h : Facteur de correction d'amortissement.

T: Période fondamentale.

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie de site.

Données:

Zone : IIa
Usage : 2
Assise : S3
Coefficient de qualité : 1.150
Coefficient de comportement : 4.000
Amortissement : X = 10.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+X)]^{0.5} = 0.764$
A = 0.150
T₁ = 0.150
T₂ = 0.500

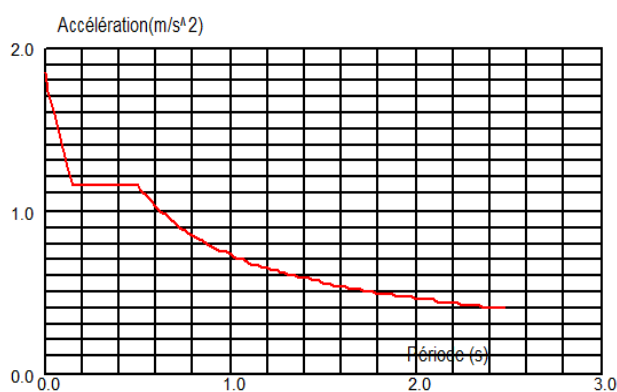


Figure IV- 9:Données du spectre de réponse (sens x).

Données:

Zone : IIa
Usage : 2
Assise : S3
Coefficient de qualité : 1.150
Coefficient de comportement : 4.000
Amortissement : X = 10.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+X)]^{0.5} = 0.764$
A = 0.150
T₁ = 0.150
T₂ = 0.500

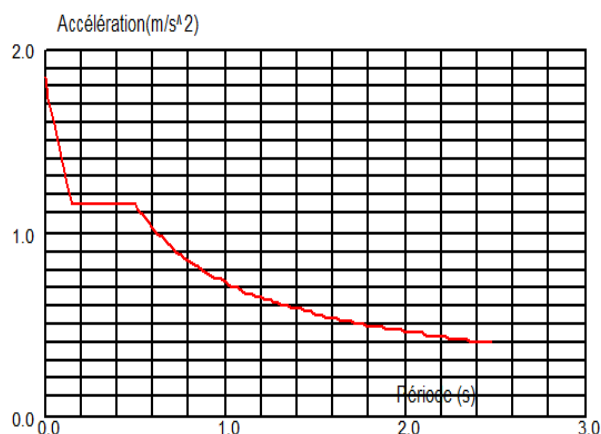


Figure IV- 10: Données du spectre de réponse (sens y).

- **Calcul de facteur de correction d'amortissement :**

Donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

D'abord on calcule Pourcentage d'Amortissement Critique ξ .

- **Pourcentage d'Amortissement Critique ξ :**

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du Type de structure et de l'importance des remplissages.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV- 3: Valeurs de ξ (%).

D'après le Tableau $\xi = 10 \%$

Donc:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} = 0.764 \geq 0.7$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du **RPA99 version 2003**.

$$T = T_{min} \begin{cases} T = C_T h^{\frac{3}{4}} \\ T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

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

On a : $h_N = 18.36\text{m}$

C_T : coefficient fonction de système de contreventement du type de remplissage et donné par

Le tableau 4.6 (dans notre cas, on a des portiques auto-stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie).

Donc : $C_T = 0.05$

$$T = C_T h^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times 18.36^{\frac{3}{4}}$$

Alors: $T = 0.44\text{ s}$.

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

Tableau IV- 4: Valeurs du coefficient C_T .

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

Sens X :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times 18.36^{\frac{3}{4}} = \mathbf{0.44s}$$

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} = 0.09 \times \frac{18.36}{\sqrt{21.30}} = \mathbf{0.35s}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min (0.44 ; 0.35) = \mathbf{0.35s}$$

$$T_{\text{analytique}} = 1.3 \times T_{\text{empirique}} = \mathbf{0.455s}$$

Sens-Y :

$$T = Ct.hn^{3/4} = 0.05 \times 18.36^{3/4} = 0.44s$$

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} = 0.09 \times \frac{18.36}{\sqrt{10.90}} = \mathbf{0.50s}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min (0.44 ; 0.50) = \mathbf{0.44s}$$

$$T_{\text{analytique}} = 1.3 \times T_{\text{empirique}} = \mathbf{0.57s}$$

• **Calcul facteur d'Amplification D :**

T1 et T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

$S_3 \Rightarrow T_1 = 0.15$ et $T_2 = 0.5$ on obtient :

Sens X : la condition $T \leq T_2$

$$\text{Donc : } D = 2.5\eta \rightarrow D_x = 2.5 \times 0.764 = 1.90$$

Sens Y : la condition $T \leq T_2$

$$D = 2.5\eta \rightarrow D_y = 2.50 \times 0.764 = 1.90$$

IV-11-3 Facteur de qualité « Q » :

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 : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 des RPA99/version 2003.

Pénalité	P _q	
	L'axe X	L'axe Y
1. Condition minimal sur les fils de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

Tableau IV- 5: Valeurs de la pénalités p_q.

➤ Sens X:

$$Q=1.15$$

➤ Sens Y :

$$Q=1.15$$

IV-11-4 Poids totale de la structure « W » :

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

$$W = \sum_{i=1}^n w_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + bW_{Qi}$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

b : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5. RPA99version2003

Cas	Type d'ouvrage	b
	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0.30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.40
	Entrepôts, hangars	0.50
	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Tableau IV- 6: Valeurs du coefficient de pondération β .

Dans notre cas : $\beta = 0.20$

IV-12 Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période Fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

$$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$$

Avec :

$V_{\text{dynamique}}$: la résultante des forces sismique à la base.

V_{statique} : la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

Si : $V_{\text{dynamique}} < 0.80 V_{\text{statique}}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Le Déplacements, moment,) Dans le rapport $0.8 V_{\text{statique}}/V_{\text{dynamique}}$

✓ Calcule de l'effort sismique totale « V » :

Sens x :

$$V_x = \frac{ADQ}{R} W$$

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.15}{4} \times 5666.57 = 464.305 \text{ KN}$$

$$0.8V_x = 371.44 \text{ KN}$$

Sens-Y :

$$V_y = \frac{ADQ}{R} W$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.15}{4} \times 5666.57 = 464.305 \text{ KN}$$

$$0.8V_y = 371.44 \text{ KN}$$

Les Résultats d'action sismique à la base trouvée par logiciel ROBOT dans les deux sens :

Les sens	0.8 V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	V _{dynamique} > 80% V _{statique}
Suivant x	371.44	446,34	Condition vérifier
Suivant y	371.44	430,98	Condition vérifier

Tableau IV- 7: Vérification de l'effort tranchant à la base.

IV-13 Vérification des déplacements :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 du RPA99 version 2003 l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$ $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0.01h_e$

h_e : représente la hauteur de l'étage.

$$\delta_k^x = R. \delta_{ek}^x \quad \text{et} \quad \delta_k^y = R. \delta_{ek}^y$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

Δ_k^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_k^y)

δ_k^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_k^y)

Etage	R	$\delta_{ek}^x(\text{cm})$ $\times R$	$\delta_{ek}^y(\text{Cm})$ $\times R$	$\Delta_k^x(\text{Cm})$ $\times R$	$\Delta_k^y(\text{Cm})$ $\times R$	$\bar{\Delta}(\text{cm})$	Observation
RDC	4	0,3	0,1	0,3	0,1	3.06	CV
1	4	0,8	0,2	0,5	0,1	3.06	CV
2	4	1,4	0,3	0,6	0,2	3.06	CV
3	4	1,9	0,5	0,5	0,2	3.06	CV
4	4	2,3	0,7	0,4	0,2	3.06	CV
5	4	2,6	0,9	0,3	0,2	3.06	CV

Tableau IV- 8:Vérification des déplacements inter étages du bloc.

IV-14 Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_K}{V_k h_k} \leq 0.10 \dots \dots \dots \text{(Article 5.6. R. P. A 2003)}$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k» calculés suivant le formule ci-après.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

h_k : hauteur de l'étage k.

Sens XX':

Niveau	$P_k(\text{KN})$	$\Delta_K(m)$	$V_k(\text{KN})$	$h_k(m)$	θ	vérification
RDC	5711.59	0,003	508,91	3.06	0.011	CV
1	4736.73	0,005	488,49	3.06	0.016	CV
2	3779.9	0,006	441,76	3.06	0.017	CV
3	2823.07	0,005	367,28	3.06	0.013	CV

4	1866.24	0,004	267,02	3.06	0.009	CV
5	909.41	0,003	143,94	3.06	0.006	CV

Tableau IV- 9: Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens xx'.

Sens YY':

Niveau	P _k (KN)	Δ _K (m)	V _k (KN)	h _k (m)	θ	vérification
RDC	5711.59	0,001	484,21	3.06	0.004	CV
1	4736.73	0,001	461,66	3.06	0.0033	CV
2	3779.9	0,002	415,61	3.06	0.006	CV
3	2823.07	0,002	353,98	3.06	0.0052	CV
4	1866.24	0,002	273,72	3.06	0.0045	CV
5	909.41	0,002	162,38	3.06	0.0037	CV

Tableau IV- 10: Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens yy'.

a. Vérification au renversement :(RPA99/V2003 Art.5.5.) [1] :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

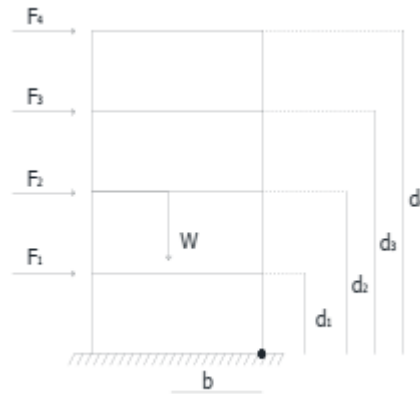
Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. $M_s > M_r$

Avec :

M_s : moment stabilisant

M_r : moment de renversement

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité D'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage. Soumis à des Effets de renversement et/ou de glissement



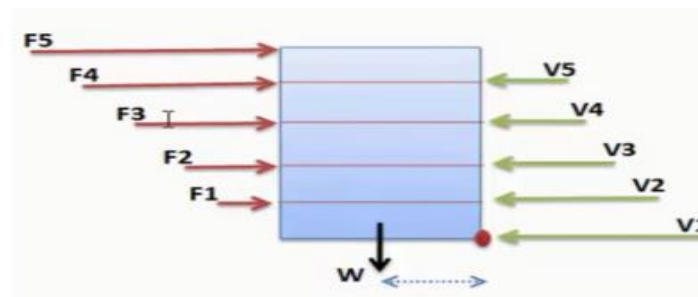
$$M_{\text{renforcement}} = \sum_{i=1}^n F_i \times h_i$$

$$M_{\text{stabilisant}} = W \times (x.g)g$$

b : la distance au centre de gravité selon la direction x-x et y-y (Xg ; Yg).

Il faut vérifier que:

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renforcement}}} \geq 1.5$$



X-X

Etage	Vx(KN)	Fy	h(m)	W(KN)	Yg(m)	Mr(KN.m)	Ms(KN.m)
RDC	508,91	22.05	3.06	5666.57	5.84	67.47	33092.77
1	488,49	46.05	3.06	5666.57	5.91	281.83	33489.43
2	441,76	61.63	3.06	5666.57	5.91	565.76	33489.43
3	367,28	80.26	3.06	5666.57	5.91	982.38	33489.43

4	267,02	111.34	3.06	5666.57	5.91	1703.50	33489.43
5	143,94	162.38	3.06	5666.57	5.80	2981.29	32866.11

Tableau IV- 11: Vérification de renversement dans le sens X.

$$\sum M_r = 6582.23$$

$$\sum M_s = 199916.6$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{199916.6}{6582.23} = 30.37 > 1.5 \dots \dots \dots cv.$$

y-y

Etage	Vy(KN)	Fx	h(m)	W(KN)	Xg(m)	Mr(KN.m)	Ms(KN.m)
RDC	484,21	20.42	3.06	5666.57	10.5	62.49	59498.99
1	461,66	46.73	3.06	5666.57	10.5	285.99	59498.99
2	415,61	74.48	3.06	5666.57	10.5	683.73	59498.99
3	353,98	100.26	3.06	5666.57	0.5	1227.18	28333.29
4	273,72	123.08	3.06	5666.57	0.5	1883.12	28333.29
5	162,38	143.94	3.06	5666.57	0.5	2642.74	28333.29

Tableau IV- 12: Vérification de renversement dans le sens Y.

$$\sum M_r = 6785.25$$

$$\sum M_s = 263496.84$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{263496.84}{6785.25} = 38.83 > 1.5 \dots \dots \dots cv.$$

IV-15 Effets de la torsion accidentelle (article 4.3.7 RPA99 v 2003) :

IV-15-1 Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

- Centre de masse :

Le centre de masse est le point de l'application des résultantes des charges horizontales

(Vent, séisme). La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse

De chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, planchers, escaliers, voiles, Balcons, Maçonnerie extérieure).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad X_y = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément i.

X_i ; Y_i : Coordonnées du C D G de l'élément (i) par rapport au repère global.

- **Centre de rigidité (torsion) :**

Est le point par lequel passe la résultante des réactions des éléments participant dans la Rigidité.

Note : Lorsque le centre de masse et de rigidité sont confondus. Les efforts extérieurs ne

Provoquent que des mouvements de translation. En revanche, lorsqu'il y a une excentricité entre eux il y a des mouvements de translation et rotation.

- **Caractéristiques géométriques :**

(X_{CT} ; Y_{CT}): Coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion.)

E_{Xth} : Excentricité théorique suivant x

E_{Yth} : Excentricité théorique suivant y

E_{Xac} : Excentricité accidentelle suivant x

E_{Yac} : Excentricité accidentelle suivant y

Etage	Lx(m)	Ly(m)	G(x ;y) (m)	R(x ;y) (m)	EXth (m)	EYth (m)	EXac (m)	EYac (m)
RDC	21	10.90	(10,50;5,84)	(10,50; 6.20)	0	0,37	0.55	1.05
1	21	10.90	(10,50;5,91)	(10,50;6.21)	0	0,30	0.55	1.05

2	21	10.90	(10,50;5,91)	(10,50;6.21)	0	0,30	0.55	1.05
3	21	10.90	(10,50;5,91)	(10,50;6.21)	0	0,30	0.55	1.05
4	21	10.90	(10,50;5,91)	(10,50;6.21)	0	0,30	0.55	1.05
5	21.	10.90	(10,50;5,80)	(10,50;5.49)	0	0,31	0.55	1.05

Tableau IV- 13:Centre de masse et centre de torsion de chaque étage.

IV-16 Conclusion :

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correct.

Chapitre V :
Ferraillage des
éléments structuraux

V-1 Introduction :

Une structure en béton armé, doit avoir une réponse favorable aux différentes sollicitations qui sont dus soit aux charges verticales ou horizontales. Cependant le bon dimensionnement et la bonne disposition des éléments structuraux ramènent une résistance pour reprendre ces sollicitations ainsi qu'un ferrailage rigide et bien disposé.

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ROBOT 2014), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Les poutres
- Les poteaux
- Les voiles

V-2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable.

V-2-1 Les combinaisons de calcul :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91 :**

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

- **Selon le R.P.A 99 :**

$G + Q \pm E$

$0.8 G \pm E$

V-2-2 Les poutres principales :

On prend la poutre la plus sollicitée de section (30× 45). Les sollicitations de cette poutre sont obtenus à l'aide du logiciel ROBOT 2014 :

Moment fléchissant (KN.m)						Effort tranchant (KN)
En travée			Sur appui			198.96
M_{accd}	M_u	M_{ser}	M_{accd}	M_u	M_{ser}	
44.51	60.27	44	-77.51	-92.45	-66.99	

Tableau V- 1:Les sollicitations de la poutre principale.

V-2-2-1 Le ferrailage à l'ELU :

- **Disposition constructive :**

-Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

-Le diamètre minimum est de 12 mm.

-La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.

➤ **Ferrailage en travées :**

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 45 \text{ cm} \quad d = 40.5 \text{ cm} \quad d' = 4.5 \text{ cm}$$

$$\gamma_b = 1.5 \quad \gamma_s = 1.15 \quad \sigma_{bc} = 14.16 \text{ MPa}$$

– **Calcul le moment réduit (μ)**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{60.27 \times 10^6}{300 \times 40.5^2 \times 14.17} \rightarrow \mu = 0.086$$

– **Calcul le moment limite (μ_l) :**

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l [1 - (0.4 \times \alpha_l)]$$

$$\alpha_l = \frac{\epsilon_{bc}}{\epsilon_{bc} + \epsilon_{sl}} \quad \text{avec :} \quad \epsilon_{bc} = 3.5\%$$

$$\epsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \cdot \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 1.73\%$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1.73} = 0.67$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.67 [1 - (0.4 \times 0.67)] = 0.392$$

$$\mu = 0.086 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Donc : l'acier comprimé n'est pas nécessaire}$$

$$0 < \mu = 0.086 < 0.186 \quad \text{donc: pivot A}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.113$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.955$$

– **La section fictive de l'acier tendue :**

$$A_s = \frac{M_U}{\sigma_s \times Z} = \frac{60.27 \times 10^3}{0.955 \times 40.5 \times 348} = 4.48 \text{ cm}^2$$

– **La section minimale d'acier tendu vaut :**

Le ferrailage minimal imposé par la règle d'RPA (Art 7.5.2.1) et la règle de condition de non fragilité et la règle de millièmes.

$$A_{smin} = \max \left\{ 0.005b \cdot h; \frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{smin} = \max \left\{ 0.005 \times 30 \times 45; \frac{30 \times 45}{1000}; 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{smin} = \max\{6.75; 1.35; 1.46\} = 6.75 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max\{A_s; A_{smin}\} = \max\{4.48; 6.75\}$$

On adopte : $A_s = 6.75 \text{ cm}^2$

– **Armature principale :**

$$A_s = 6.75 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 \quad (A_{sad} = 6.79 \text{ cm}^2)$$

– **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

$$4 \% b \cdot h \text{ en zone courante } (A_{s \max} = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2) \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$6 \% b \cdot h \text{ en zone de recouvrement } (A_{s \max} = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2) \dots\dots\dots \text{CV.}$$

➤ **Ferraillage en appuis:**

$$\gamma_b = 1.5 \quad \gamma_s = 1.15 \quad \sigma_{bc} = 14.16 \text{ MPa}$$

– **Calcul le moment réduit (μ)**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{92.45 \times 10^6}{300 \times 405^2 \times 14.17} \rightarrow \mu = 0.133$$

– **Calcul le moment limite (μ_l) :**

$$\mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.133 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Donc : l'acier comprimé n'est pas nécessaire}$$

$$0 < \mu = 0.133 < 0.186 \quad \text{donc: pivot A}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.179$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.928$$

– **La section fictive de l'acier tendue :**

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{92.45 \times 10^3}{0.928 \times 40.5 \times 348} \rightarrow A_s = 7.068 \text{ cm}^2$$

– **La section minimale d'acier tendu vaut :**

Le ferrailage minimal imposé par la règle d'RPA (Art 7.5.2.1) et la règle de condition de non fragilité et la règle de millième.

$$A_{smin} = \max\{6.75; 1.35; 1.46\} = 6.75 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max\{A_s; A_{smin}\}$$

On adopte : $A_s = 7.068 \text{ cm}^2$

– **Armature principale :**

$$A_s = 7.068 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } \mathbf{3HA12 + 3HA14} (A_{sad} = 8.01 \text{ cm}^2)$$

– **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

4 % b h en zone courante ($A_{s \max} = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$)CV.

6 % b h en zone de recouvrement ($A_{s \max} = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$)CV.

V-2-2-2 Vérification de l'effort tranchant à ELU :

Selon le BAEL91 modifié99. On doit vérifier la condition ci-après

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

La fissuration est considérée comme non préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.333 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.333 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{198.96 \times 10^3}{300 \times 405} = 1.64 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.64 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.333 \text{ MPa} \dots \text{cv.}$$

– **L'espace des armatures transversales :**

D'après RPA 99 /V2003 article (7.5.2.2)

• **Dans les zones nodales :**

$$S_t = \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_L\right\}$$

$$S_t = \min \left\{ \frac{45}{4} = 11.25; 12 \times 1.2 \right\} = 11.25 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$

• **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$

– **Armatures transversales :**

Suivant l'article A.5.1, 23 des règles BAEL91 modifié99 on a :

$$\frac{A_t}{b.s_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{ctk})}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec :

$$\begin{cases} k = 1 \text{ pour la flexion simple} \\ \alpha = 90 \text{ pour les armature droite} \end{cases}$$

$$A_t \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{ctk})b.s_t}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} = \frac{1.15(1.64 - 0.3 \times 2.1)30 \times 15}{0.9 \times 400 \times 1}$$

$$A_t \geq 1.45 \text{ cm}^2$$

On adopte : un cadre de $\Phi 8$ et une épingle de $\Phi 8$

➤ **D'après le RPA99V2003 :**

La quantité d'armatures transversales minimales est de : $A_t \geq 0.3\% S_t b$

$$A_t = 1.45 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

V-2-2-3 Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier.

On doit vérifier que:

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

➤ **En travée :**

– **Position de l'axe neutre :**

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 \text{ (d'après le BAEL)} \\ A_s = 6.79 \text{ cm}^2 \\ d = 40.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé

I : moment d'inertie

$$\frac{300}{2} y^2 - 15 \times 679 (405 - y) = 0$$

$$150y^2 + 10185y - 4124925 = 0$$

$$\rightarrow \sqrt{\Delta} = 50780.79 \rightarrow y = 135.32 \text{ mm.}$$

– **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 300 \times 135.32^3 + 15 \times 679 (405 - 135.32)^2$$

$$I = 988518825.4 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{44 \times 10^6}{988518825.4} \times 135.32$$

$$\sigma_{bc} = 6.023 \text{ Mpa.}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 6.023 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

➤ **En appuis :**

– **Position de l'axe neutre :**

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

$$\frac{300}{2} y^2 - 15 \times 792 \times (405 - y) = 0$$

$$\rightarrow 150y^2 + 11880y - 4811400 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 55027.03$$

On prend : $y = 143.82 \text{ cm.}$

– **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 300 \times 143.82^3 + 15 \times 792 (405 - 143.82)^2$$

$$I=1107874165 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{66.99 \times 10^6}{1107874165} \times 143.82$$

$$\sigma_{bc} = 8.7 \text{ Mpa}.$$

$$\text{Donc :} \quad \sigma_{bc} = 8.7 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{cv}.$$

V-2-2-4 Vérification de la flèche à l'ELS :

Avant de passer directement à la vérification de la flèche, il faut qu'on examine d'abord les conditions qui nous dispensent de cette vérification. Ces conditions sont dictées pour le cas des poutres, par l'article B.6.5, 1 des règles BAEL91 modifié99 comme suit :

Donc :

Les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.45}{4.55} = 0.099 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{c.v.} \\ \frac{6.79}{30 \times 40.5} = 0.0056 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{cv} \\ \frac{0.45}{4.55} = 0.099 \geq \frac{1 \times 60.27}{10 \times 70.91} = 0.085 \dots \dots \dots \text{c.v} \end{array} \right.$$

V-2-2-5 Schéma du ferrailage (poutre principale) :

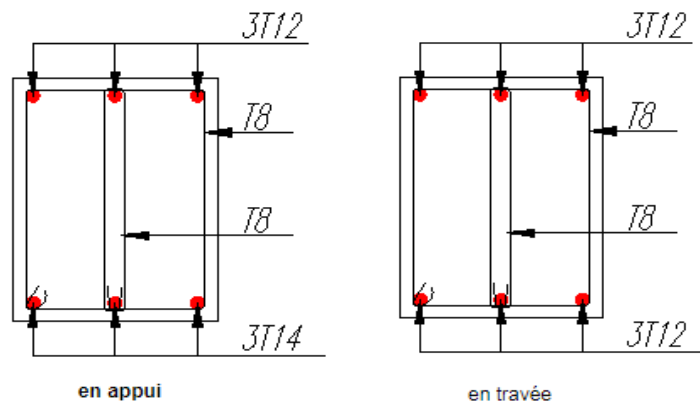


figure V- 1:Schéma du ferrailage de la poutre principale.

V-2-3 Les poutres secondaires :

On prend la poutre la plus sollicitée de section (30 35). Les sollicitations de cette poutre sont obtenus à l'aide du logiciel ROBOT 2014.

Moment fléchissant (KN.m)		Effort tranchant (KN)
En travée	Sur appui	

M _{accéd}	M _u	M _{ser}	M _{accéd}	M _u	M _{ser}	83.71
32.50	21.39	15.64	-53.07	-36.38	-26.54	

Tableau V- 2: Les sollicitations de la poutre secondaire.

V-2-3-1 Le ferraillage à l'ELU :

Les résultats du ferraillage de la poutre secondaire est représentés sur le tableau suivant :

Section (cm ²)	Position	M Max(KN.m)	A _{Scalculé} (cm ²)	A _{Smin} (cm ²)	A _{Sadopté}	Barres
30× 40	En travée	32.50	2.33	6	6.79	6HA12
	Sur appui	53.07	3.88	6	6.79	6HA12

Tableau V- 3: Le ferraillage de la poutre secondaire.

– **L'espacement des armatures transversales**

- **Dans les zones nodales :**

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_L \right\}$$

$$S_t = \min \left\{ \frac{45}{4} = 11.25; (12 \times 1.2) = 14.4 \right\} = 11.25 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$

- **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$

– **Armatures transversales :**

Suivant l'article A.5.1, 23 des règles BAEL91 modifié99 on a :

$$\frac{A_t}{b \cdot s_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{tjk})}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

On adopte : un cadre de $\Phi 8$ et un épingle de $\Phi 8$ ou $A_t = 1.45 \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification de l'effort tranchant à ELU :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{83.71 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.77 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 0.77 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots cv.$$

V-2-3-2 Vérification des contraintes à l'ELS :➤ **En travée :**

$$y=126.04\text{mm}$$

$$I=757727385.6\text{mm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{32.5 \times 10^6}{757727385.6} \times 126.04$$

$$\sigma_{bc} = 5.41\text{MPa}$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = 5.41\text{MPa} < \sigma_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **En appuis :**

$$y=126.04\text{mm}$$

$$I=757727385.6\text{mm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{53.04 \times 10^6}{757727385.6} \times 126.04$$

$$\sigma_{bc} = 8.82\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.82\text{MPa} < \sigma_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

V-2-3-3 Vérification de la flèche à l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.40}{4.30} = 0.093 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{c. v.} \\ \frac{6.79}{30 \times 36} = 0.0063 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{cv} \\ \frac{0.40}{4.30} = 0.093 \geq \frac{1 \times 57.16}{10 \times 67.25} = 0.085 \dots \dots \dots \text{c. v} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V-2-3-4 Schéma du ferrailage (poutre secondaire) :

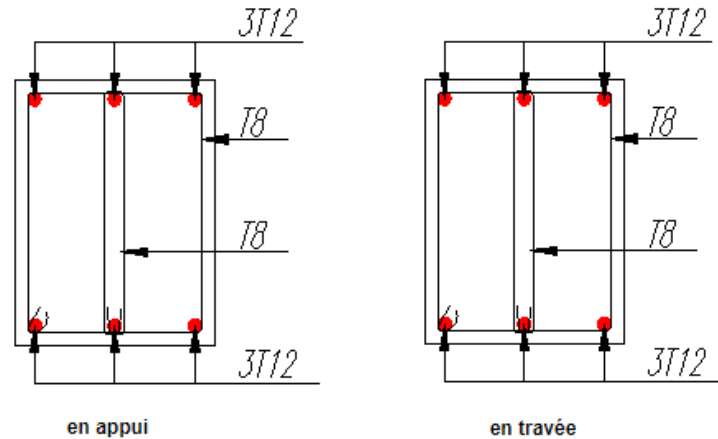


figure V- 2:Schéma de ferrailage des poutres secondaire.

V-3 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations.

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » Dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal.

Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée (M, N). Les armatures seront Calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus Défavorables et ce dans les couples des sollicitations suivants : (RPA article 5.2.)

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

- $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$
- $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$
- $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$

V-3-1 Recommandations du RPA 99/2003[1] :

Les armatures longitudinales :

D'après le RPA version 2003, pour une zone sismique IIa, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet

Leur pourcentage est limité par :

$$0.8\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{zone courante (Z.C)}$$

$$0.8\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{zone recouvrement (Z.R)}$$

Avec : A_s : la section d'acier

B : section du béton (cm²)

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de 40 Ø en zone recouvrements (en zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
- 25 cm (en zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones
- Nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par : l' et $l'.h'=2h$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

$(b_1 \times h_1)$: section de poteau

H_e : hauteur d'étage

Section armature selon l'RPA99V2003 :

$$A_{\min} = 8\% \times b \times a$$

$$A_{\max} = 4\% \times b \times a \rightarrow \text{En zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% \times b \times a \rightarrow \text{En zone de recouvrement.}$$

Section d'armature selon BAEL91 :

$$A_{\min} = 0,2 \times \frac{B}{100}$$

$$A_{\min} = 5 \times \frac{B}{100}$$

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 et BAEL91 concernant notre ouvrage sont apportées dans le tableau ci-après.

	Section	$A_{\min}$ BAEL	$A_{\max}$ BAEL	$A_{\min}$ RPA	$A_{\max}$ RPA	
					Zone Courant	Zone recouvrement
RDC 5étage	a 30×40	2.4	60	9.6	48	72

Tableau V- 4: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

➤ **Les armatures transversales : RPA99 V2003 (article.7.4.2.2) :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a v_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totales de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases} \quad (\lambda_g \text{ élanement géométrique}).$$

t : l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

$$\begin{cases} \text{dans la zone nodale : } t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm}) & \text{En zone IIa} \\ \text{dans la zone courant : } t \leq 15 & \text{En zone IIa} \end{cases}$$

Où : ϕ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales

Minimales $\left(\frac{A_t}{b_1 \times t}\right)$ est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{\min} = 0.3\%(b_1 \cdot t) \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{\min} = 0.8\%(b_1 \cdot t) \\ \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ au } \frac{l_f}{b}\right)$$

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

I_f : Longueur de flambement du poteau $\rightarrow I_f = 0,707 l_0$

l_0 : Hauteur libre d'étage

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum ;
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V-3-2 Calcule Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M). Les poteaux seront ferrillés à partir des résultats obtenus de l'analyse dynamique qui a été effectuée par le logiciel ROBOT.

- Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison **(G+Q±E)** suivants:

- Effort Normal,
- Effort Tranchant,
- Moment Fléchissant.

$$\gamma_b = 1,5 \quad \gamma_s = 1,15 \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$N > 0$: Effort de compression.

$N < 0$: Effort de traction.

	1.35G+1.5Q		0.8G−E _y		G+Q+E _x		
	N _{max} → M _{corr}		N _{min} → M _{corr}		M _{max} → N _{corr}		V _{max}
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	V(KN)
Poteau 30*40	537.65	0.40	101.58	1.80	340.38	16.87	22.80

Tableau V- 5: Les sollicitations dans les poteaux.

$$b=30\text{cm} \quad h=40\text{cm} \quad d=36\text{cm} \quad d'=4\text{cm}$$

– **Armatures longitudinales :**

Cas1 :

$$N_{\max} = 537.65 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 0.40$$

$N_u > 0$: donc le poteau est soumis à un effort de compression

➤ **Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité « e » est calculée comme suit :

$$e_G = \frac{M_{\text{Corr}}}{N_{\max}} = \frac{0.40}{537.65} = 0.0007\text{m} = 0.074\text{cm}$$

$$e_G = 0.074\text{cm} < \frac{h}{2} - d = \frac{40}{2} - 4 = 16\text{cm} \rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

– **Moment fictif (M_f):**

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \rightarrow M_f = 0.40 + 537.65 \times \left(0.36 - \frac{0.40}{2} \right)$$

$$M_f = 86.424 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.04) \times 0.3 \times 0.4 \times 14.16 \times 10^3$$

$$A=517.58\text{KN.m}$$

$$B=N_u(d-d')-M_f=537.65(0.36-0.04)-86.424$$

$$B=85.624\text{KN.m}$$

Alors : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

$$\text{Alors : } N_u = 537.65\text{KN} ; M_f = 86.424\text{KN.m}$$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} \rightarrow \mu_{ua} = \frac{86.424 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 360^2} = 0.118$$

$$\mu_{ua} = 0.118 < 0.493 \rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

$$0.118 < \mu_{lim} = 0.392 \rightarrow \mu_{ua} < \mu_l$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.118}) = 0.157$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 36(1 - 0.4 \times 0.157) = 337.39\text{mm}$$

$$A_{calcul} = \frac{M}{z \cdot \sigma_s} = \frac{86.424 \times 10^6}{348 \times 337.39} = 736.076\text{mm}^2 = 7.36\text{cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\sigma_s} = 736.076 - \frac{537.65}{348} = -808.89\text{mm}^2$$

La section non ferrailée résiste aux efforts appliqués donc on applique un ferrailage minimal

$$A_{smin} = \max\left\{0.008b \cdot h; \frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right\} = 9.6\text{cm}^2$$

Cas 2 :

$$N_{min}=101.58\text{ KN} \quad M_{corr}=1.80\text{ KN.M}$$

$N_u > 0$: donc le poteau est soumis à un effort de compression

➤ Calcul de l'excentricité:

L'excentricité « e » est calculée comme suit :

$$e_G = \frac{M_{Corr}}{N_{max}} = \frac{1.80}{101.58} = 0.0177\text{m} = 1.77\text{cm}$$

$$e_G = 0.0177\text{cm} < \frac{h}{2} - d = \frac{0.4}{2} - 0.04 = 0.16\text{m} \rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

– **Moment fictif (M_f):**

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \rightarrow M_f = 1.80 + 101.58 \times \left(0.36 - \frac{0.40}{2} \right)$$

$$M_f = 18.05 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.04) \times 0.3 \times 0.4 \times 14.16 \times 10^3$$

$$A = 517.58 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u(d - d') - M_f = 537.65(0.36 - 0.04) - 86.424$$

$$B = 85.624 \text{ KN.m}$$

Alors : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

Alors : $N_u = 101.58 \text{ KN}$; $M_f = 18.05 \text{ KN.m}$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} \rightarrow \mu_{ua} = \frac{18.07 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 360^2} = 0.033$$

$\mu_{ua} = 0.033 < 0.493 \rightarrow$ section partiellement comprimé.

$$0.033 < \mu_{lim} = 0.392 \rightarrow \mu_{ua} < \mu_l$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.042$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 36(1 - 0.4 \times 0.157) = 353.95 \text{ mm}$$

$$A_{calcul} = \frac{M}{z \cdot \sigma_s} = \frac{18.05 \times 10^6}{348 \times 353.95} = 146.54 \text{ mm}^2 = 1.46 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\sigma_s} = 146.54 - \frac{101.58 \times 10^3}{348} = -145.36 \text{ mm}^2$$

La section non ferraillée résiste aux efforts appliqués donc on applique un ferrailage minimal

Cas 3 :

$$A_{smin} = \max \left\{ 0.008b \cdot h; \frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 9.6 \text{ cm}^2$$

$$N_{min} = 16.87 \text{ KN} \quad M_{corr} = 340.38 \text{ KN.M}$$

$N_u > 0$: donc le poteau est soumis à un effort de compression

➤ **Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité « e » est calculée comme suit :

$$e_G = \frac{M_{\text{Corr}}}{N_{\text{max}}} = \frac{16.87}{340.38} = 0.049\text{m} = 4.9\text{cm}$$

$e_G = 0.049\text{m} < \frac{h}{2} - d = \frac{0.4}{2} - 0.04 = 0.16\text{m} \rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section.

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

– **Moment fictif (M_f):**

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \rightarrow M_f = 16.87 + 340.38 \times \left(0.36 - \frac{0.40}{2} \right)$$

$$M_f = 71.33\text{KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.04) \times 0.3 \times 0.4 \times 14.16 \times 10^3$$

$$A = 517.57\text{KN.m}$$

$$B = N_u(d - d') - M_f = 340.38(0.36 - 0.04) - 71.33$$

$$B = 37.59\text{KN.m}$$

Alors : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

$$\text{Alors : } N_u = 340.38 \text{ KN} \quad M_f = 71.33\text{KN.m}$$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} \rightarrow \mu_{ua} = \frac{71.33 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 360^2} = 0.129$$

$$\mu_{ua} = 0.129 < 0.493 \rightarrow \text{section partiellement comprimé}$$

$$\mu_{ua} = 0.129 < \mu_{\text{lim}} = 0.392 \rightarrow \mu_{ua} < \mu_{\text{lim}}$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.173$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.33508\text{m} = 335.08\text{mm}$$

Niveau	Section (cm ²)		Acal (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
	H	b				
RDC à 5 étage	40	30	7.36	9.6	8HA14	12.30

Tableau V- 6: Ferrailages longitudinaux des poteaux.

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M}{\sigma_s z} = \frac{71.33 \times 10^6}{348 \times 335.08} = 611.71\text{mm}^2 = 6.12\text{cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\sigma_s} = 611.71 - \frac{340.38 \times 10^3}{348} = -366.39 \text{ mm}^2$$

Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira.

– **Armatures transversales : (RPA article.7.4.2.2)**

Section d'armature :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

On calcul les armatures transversales du poteau de section $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

$$\phi_{lmin} = 1.65 \text{ m}$$

$$l_f = 0.707 \times l_0$$

$$l_f = 2.163 \text{ m}$$

V_u : Effort tranchant de calcul V_{max}.

h₁ : L'espacement des armatures transversales.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t' : L'espacement des armatures transversales.

➤ **Calcul de l'espacement :**

Selon RPA99V2003 l'espacement est pris égal à :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\phi_l; 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.6; 15\text{cm}) = 15\text{cm} \rightarrow \text{zone nodal} \\ S_t \leq 15\phi_l = 15 \times 1.6 = 2.4\text{cm} \rightarrow \text{dans la zone courant} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} S_t = 10\text{cm} & \text{dans la zone nodal} \\ S_t = 15\text{cm} & \text{dans la zone courant} \end{cases}$$

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si l'élancement } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si l'élancement } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Avec :

$$\lambda_g = \max \left[\frac{l_f}{a}; \frac{l_f}{b} \right]$$

Avec :

$$\lambda_g = \frac{2.163}{0.3} = 7.21 \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{2.163}{0.4} = 5.41$$

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 22.8 \times 10^3}{400 \times 400} \times 150 = 53.44 \text{ mm}^2 = 0.53 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section de ferrailage transversale minimale A_{tmin}

$$\text{Si } \lambda g \geq 5 \rightarrow A_t^{\min} = 0.3\% (b_1 \cdot t)$$

$$\text{Si } \lambda g \leq 3 \rightarrow A_t^{\min} = 0.8\% (b_1 \cdot t)$$

si $3 < \lambda g < 5 \rightarrow$ interpoler entre les valeurs limites précédente.

$b \times h$ (cm ²)	$V_{\max}$ (KN)	l_f (m)	Λg	ρ_a	S_t (cm)	A_t (cm ²)	A_{tmin}	A_{tadp}
30×40	22.8	2.163	7.21	2.5	15	0.53	1.35	6HA8=3.02

Tableau V- 7: Les armatures transversales des poteaux.

- On adopte pour tous les étages : 6T8 = 3.02 cm²

D'après le Code De Béton Armé (CBA93. Article A7.1.3) .Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t = 8 \geq \frac{\phi_{t \max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \dots \dots \text{cv}$$

V-3-3 Vérifications nécessaires :

– Vérification aux sollicitations tangentielles [BAEL91] :

La contrainte de cisaillement doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante BAEL(Article A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime

b : Largeur de la section du poteau

d : Hauteur utile de la section du poteau

➤ Selon BAEL99 (Article A.5.1) : fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.333 \text{ MPa}$$

➤ Selon RPA99 v 2003 :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28} = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases} \quad \lambda_g: L' \text{ élancement du poteau}$$

Niveau	b × h	V _{max} (KN)	τ _u (MPa)	λ	$\overline{\tau_{uRPa}}$ (MPa)	$\overline{\tau_{uBAEL}}$ (MPa)	ρ _d	Observation
RDC à 5 étage	30 × 40	22.80	0.211	7.21	1.875	3.33	0.075	Cv

Tableau V- 8: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

– **Vérification de stabilité de forme : (CBA 93 Article B.8.4.1)**

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement.

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

$$L_f = 0,7L_0 = 2.163 \text{ m}$$

B_r: Est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h - 2)(b - 2) \quad \gamma_b = 1,5 \quad \gamma_s = 1,15$$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.60 \times \left(\frac{50}{35} \right)^2 & \text{pour } 5 < \lambda \leq 75 \end{cases}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b}$$

Niveau	b × h (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	λ	α	B _r (m ²)	A(mm ²)	$\bar{N}$ (KN)	N _u (KN)	observation
RDC à 5 étage	30 × 40	3.06	2.163	18.73	0.804	0.1064	1005	2968.92	537.65	cv

Tableau V- 9: Vérification des poteaux au flambement.

$$\bar{N} = 0.804 \left[\frac{10.64 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{10.05 \times 400}{1.15} \right]$$

$$\bar{N} = 2968.92 \text{ KN}$$

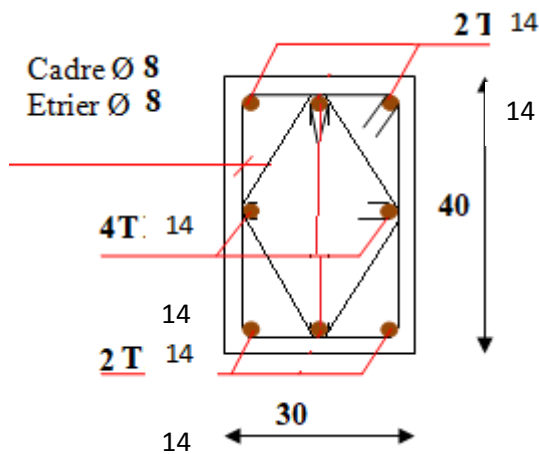
– **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r = 40\phi_{l \max} \quad \text{En zone IIa}$$

b × h (cm ²)	φ _{lmin} (mm)	40φ _{lmin} (mm)
30 × 40	16	64

Tableau V- 10:Longueur de recouvrement.

V-3-4 Représentation du ferrailage des poteaux :**figure V- 3:Schéma de ferrailage des poteaux.****V-4 Les voiles :**

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

V-4-1 Prescriptions imposées par RPA99 :**V-4-1-1 Les armatures verticales :**

Selon article (7.7.4.1) :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99 et décrites ci-dessous :

- a- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.
- b- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles
- c- à chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($s_t \leq 15\text{cm}$).
- d- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

V-4-1-2 Les armatures horizontales :

Selon l'article (7.7.4.2) :

Comme dans le cas des armatures verticales, les armatures horizontales doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets (135°) ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit

V-4-1-3 Règles communes :

Selon l'article (7.7.4.3) :

a- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15 %

- En zone courante 0.10 %

b- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

- $S \leq 1.5 a$

- $S \leq 30\text{cm}$

c- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

d- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible

- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V-4-2 Les combinaisons de calcul :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91 :**

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

- Selon le R.P.A 99 :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

V-4-3 Méthode de calcul des voiles :

On va utiliser la méthode des contraintes (simplifiée), cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I: Moment d'inertie.

On distingue trois cas :

- 1^{er} cas (σ_a, σ_b) > 0 (Section entièrement comprimée):

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).

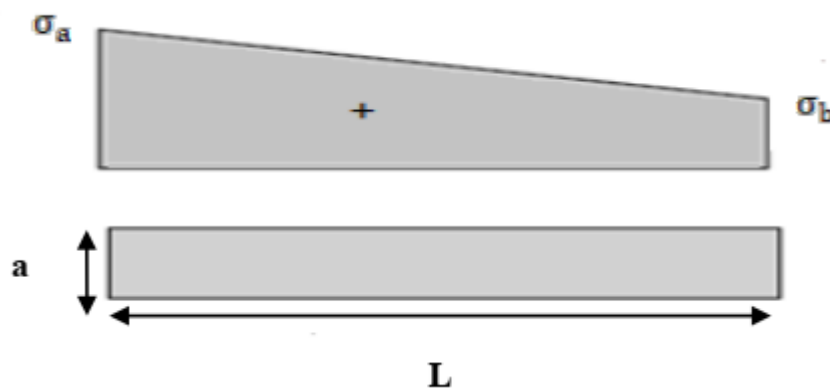


figure V- 4:Section entièrement comprimée.

- 2^{ème} cas (σ_a, σ_b) < 0 (Section entièrement tendue) :

Dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue (L_t) est égale à (L) l'effort de traction est égale à :

$$T = \frac{\sigma_a \times \sigma_b \times L \times a}{2}$$

La section d'armature est : $A_s = \frac{T}{\sigma_s}$

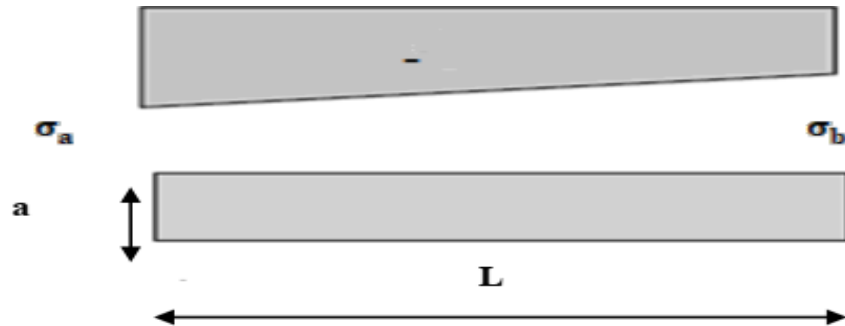


figure V- 5:Section entièrement tendue.

- 3^{ème} cas (σ_a, σ_b) sont de signes différents (Section partiellement comprimée) :

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue (L_t) en utilisant les triangles semblables :

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_a}{L - L_t} = \frac{\sigma_b}{L_t} \rightarrow L_t = \frac{\sigma_b \cdot L}{\sigma_a + \sigma_b}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \frac{\sigma_a \times \sigma_b \times L \times a}{2}$$

La section d'acier nécessaire est donnée par : $A_s = \frac{T}{\sigma_s}$

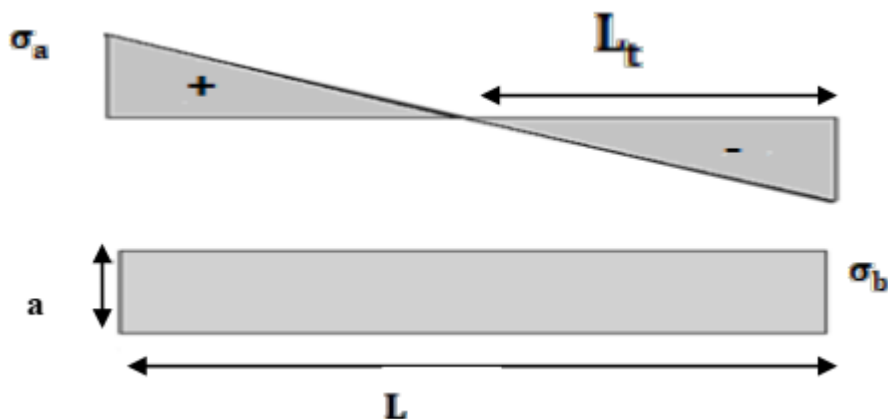


figure V- 6:Section partiellement comprimée.

V-4-4 Application :

Nous proposons le calcul détaillé du voile le plus sollicité :

On a:

$$L = 2.1 \text{ m} ; a = 0.2 \text{ m} ; A = 0.42 \text{ m}^2 ; I = \frac{a.L^3}{12} = 0.15 \text{ m}^4 ; V = \frac{L}{2} = 1.05 \text{ m}$$

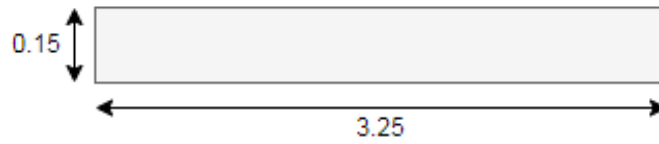


figure V- 7:Les dimensions du voile étudié.

V-4-4-1 Détermination des sollicitations :

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel ROBOT (le voile le plus sollicité) :

	1.35G+1.5Q		G+Q-E _Y		0.8G+E _X	
voile	N _{max} (KN)	M _{corr} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	N _{corr} (KN)	N _{min} (KN)	M _{corr} (KN.m)
V1	-675.79	-39.68	-313.17	-572.28	-295.30	24.88

Tableau V- 11:Les sollicitations du voile le plus sollicité.

V-4-4-2 Armatures verticales :

On utilise la méthode des contraintes

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

V-4-4-2-1 Calcul des contraintes :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{-675.79}{0.49} + \frac{-39.68 \times 1.63}{0.43} = -1529.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{-675.79}{0.49} - \frac{-39.68 \times 1.63}{0.43} = -1228.75 \text{ KN/m}^2$$

σ_a, σ_b Sont de même signes, donc la section du voile est entièrement tendue.

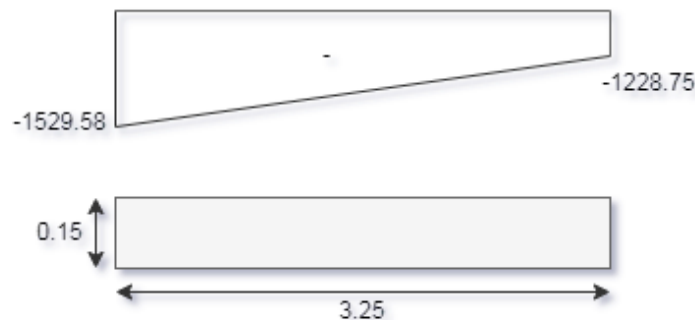


figure V- 8:Diagramme des contraintes d'une section entièrement tendue.

V-4-4-2-2 Section entièrement tendue :

Dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue (L_t) est égale à (L) l'effort de traction est égal à :

$$T = \frac{\sigma_a \times \sigma_b \times L \times a}{2} = \frac{-1529.58 \times -1228.75 \times 3.25 \times 0.15}{2} = 458121.16 \text{ KN}$$

La section d'armature est :

$$A_s = \frac{T}{\sigma_s} = \frac{458121.16}{400} = 11.45 \text{ cm}^2.$$

V-4-4-2-3 Armature vertical :

$$A_v = \frac{T}{\sigma_s} = \frac{458121.16}{400} = 1145.3 \text{ mm}^2 = 11.45 \text{ cm}^2.$$

$$(A_v / m) / \text{Face} = (11.45 / 3.25) / 2 = 1.76 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

V-4-4-2-4 Armature minimale du RPA99/version 2003 :

-Selon RPA99/V2003 :

$$A_{\min} = 0.2\% . a . L_t = 9.75 \text{ cm}^2.$$

Selon BAEL :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times A \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.89 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{ CV}$$

Les sections de calcul sont obtenues pour les sollicitations défavorables prescrites dans le tableau ci-dessus.

	G+Q+Ey	0.8G EX
Effort normal N(KN)	-313.17	-295.30
Moment de flexion (KN.m)	-572.28	24.88
$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \text{ (MPa)}$	-2808.46	-508.34
$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \text{ (MPa)}$	1530.22	-696.97
La longueur de la zone tendue $L_t \text{ (m)}$.	1.15	3.25
Effort de traction T(KN).	131.98	86360.07
$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ (MPa)}; \gamma_s = 1$	400	400
Section d'armature $A_{vt} \text{ (cm}^2\text{)}$.	3.29	2.08
$A_{RPA\min} = 0.2\% . a . L_t \text{ (cm}^2\text{)}$.	3.45	9.75
$A_{\min} = 0.23 \times A \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ cm}^2$	5.88	5.88

Tableau V- 12: Les sollicitations et les sections de calcul du voile le plus sollicité.

V-4-4-2-5 Espacement :

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99V2003 :

$$S_t \leq (1.5a ; 30) \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$ Dans la zone courante.

Dans notre cas :

$$\text{La zone d'about : } \frac{L}{10} = \frac{3.25}{10} = 0.325 \text{ m}$$

$$S_a = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \text{ Dans la zone d'about.}$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max (A_{\text{cal}}; A_{\text{RPA}}; A_{\text{BAEL}}) = \max (11.45; 9.75 ; 5.89)$$

$$A_{\text{adoptée}} = 11.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone d'about : } 2 \times 2 \text{ T12} \rightarrow A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } 2 \times 4 \text{ T12} \rightarrow A_s = 9.04 \text{ cm}^2$$

V-4-4-3 Ferrailage Horizontal :

Selon le BAEL :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{12.18}{4} = 3.045 \text{ cm}^2$$

Selon RPA :

$$A_{\text{min}} = 0.15\% . a . h = \frac{0.15}{100} \times 0.15 \times 3.06 = 6.89 \text{ cm}^2 \text{ Globalement dans la section des voiles.}$$

$$A_h = \max [A_{\text{RPA}} ; A_{\text{BAEL}}] = \max (6.89 , 3.045) = 6.89 \text{ cm}^2$$

On prend : 5HA14 ($A_{\text{adoptée}} = 7.70 \text{ cm}^2$)

V-4-4-4 Ferrailage transversal :

Dans la zone courante et la zone d'about on adopte des cadres de 8mm pour attacher les aciers de flexion, et pour garder un espacement constant entre les nappes d'acier. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré

V-4-4-5 Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Article 7.7.2) . La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_b = 1.4 \times \frac{v}{b_0 \times d} = 1.4 \times \frac{76.66 \times 10^3}{150 \times 0.9 \times 325} \text{ MPa}$$

D'après l'article 7.7.2. La contrainte limite est :

$$\overline{\tau_b} = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \overline{\tau_b}$

$$\tau_b = 2.45 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_b} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

V-4-4-6 Vérification à L'ELS :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A}$$

B : section du béton

A : section d'armatures

Ns : effort normal de service sous (G+Q)

$$\sigma_{bc} = \frac{498.32 \times 10^3}{150 \times 306 + 15 \times 12.18 \times 10^2} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.77 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

V-4-5 Schéma du ferrailage :

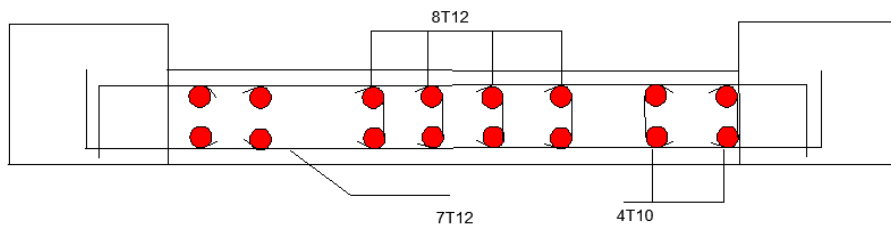


figure V- 9:Schéma du ferrailage des voiles.

V-5 Conclusion :

Les éléments principaux assurent par définition un contreventement de la structure.

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments principaux, afin qu'il soit répulsif aux différentes sollicitations.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum obtenu par le logiciel ROBOT2014, et celui donnée par le RPA99, version2003 [1]. On a noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le logiciel ROBOT2014. On déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie. De même pour les poutres principales et les poutres secondaires, qui sont ferrillées par le logiciel ROBOT2014.

Aussi pour les voiles de contreventement, qui ont un rôle important par rapport à la réponse sismique de la structure, pour autant ils sont calculés et ferrillés à la flexion composée.

Les ferraillages adoptés respectent les recommandations du BAEL et le RPA99.

Chapitre VI :
Etude de
l'infrastructure

VI-1 Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VI-2 Objectifs assurés par les fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour but de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents. Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI-3 Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI-4 Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

VI-5 Les combinaisons d'action :

D'après le RPA99 (article 10.1.4.1) les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 \times G \pm E$$

VI-6 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

Avec un taux de travail admissible du soi d'assise qui est égal à 1,90 bar, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Semelle isolée.
- Radier général.

On doit vérifier ces types pour le choix de fondation.

VI-7 Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol, on commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{A} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{sol}} = 2bars$.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de fondation.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes. L'étude géotechnique du site a donné une contrainte admissible de 2 bar, donc le choix d'un radier général n'est pas nécessaire ni économiques.

VI-7-1 Vérification de type de la semelle :

Le poids total du bâtiment : $W_{TOT} = 5666.56 \text{ KN}$

La surface totale du bâtiment : $S = 448.26 \text{ m}^2$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bar}$$

$$\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{566.656}{20} = 28.33 \text{ m}^2$$

Donc :

$$\frac{28.33}{448.26} = 0.6\% < 50\%$$

VI-7-2 Semelles isolées :

➤ Pré-dimensionnement :

On adoptera une semelle homothétique à celles du poteau, c'est-à-dire le rapport de (A/B) est égal au rapport (a/b) : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

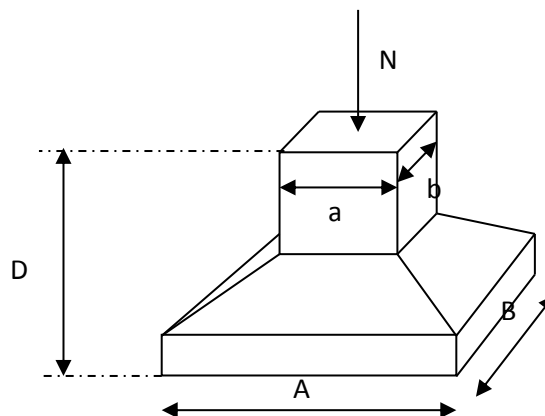


figure VI- 1:Dimensions de la semelle isolée.

$$D'ou \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} ; \overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bars}$$

On donne une valeur à A on trouve B

$$A = \frac{B \times a}{b} \rightarrow \frac{S \times a}{b}$$

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité ayant un effort normal :

$$N = 784.60 \text{ KN}$$

$$D'ou \quad S \geq \frac{784.60}{20} \rightarrow S = 39.23 \text{ m}^2 \rightarrow A = B = \sqrt{39.23} = 6.26 \text{ m} \rightarrow B = 6.26 \text{ m}.$$

➤ **Vérification de la mécanique des sols :**

Il faut vérifie que :

$$L_{min} \geq 1.5 \times B$$

Tel que L_{min} : entre axe minimum entre deux poteaux

On a :

$$1.5 \times B = 9.39 \text{ m} > L_{min} = 3.10 \text{ m} \dots \dots \dots \text{non vérifie.}$$

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI-7-3 Semelles Filantes :

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

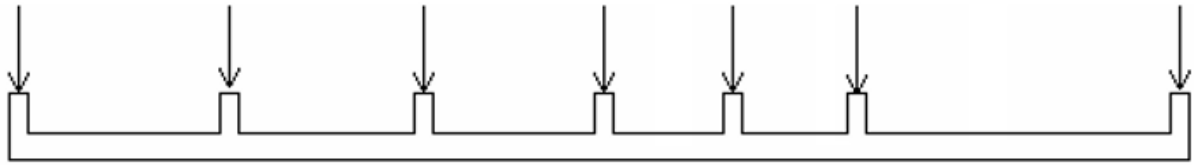


figure VI- 2:semelles filantes.

➤ **Semelle filante sous voile :**

- **Pré-dimensionnement de la semelle filante sous voile :**

$$S = B \times L \rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$$

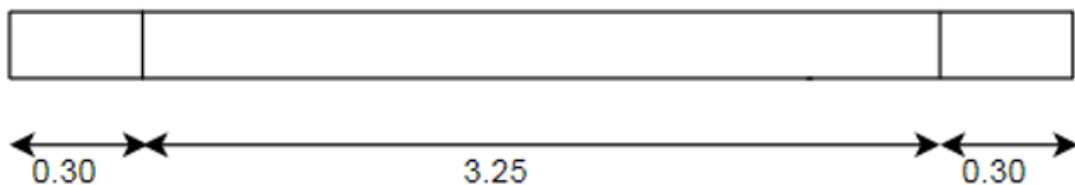


figure VI- 3:semelles filantes sous voile.

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

D'où :

$$B \geq \frac{773.74}{3.25 \times 20} \rightarrow \text{Soit : } B = 1.19\text{m}$$

$$d \geq \frac{B - b}{4} = \frac{119 - 20}{4} = 24.75\text{cm}$$

On prend $d = 25\text{ cm}$.

$$h_t = d + 5 \rightarrow h_t = 30\text{cm}$$

- **Ferraillage Semelle filante sous voile :**

$$N = 417.92\text{KN}$$

$$A_s = \frac{N \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{sol}} = \frac{417.92 \times (119 - 20) \times 10^3}{8 \times 250 \times 2000} = 10.34 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$6\text{HA}14 = 12.06 \text{ cm}^2 ; \text{ Esp} = 15 \text{ cm}$$

- *Ferraillage transversales :*

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{12.06}{4} \Rightarrow A_t = 3.015 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 ; \text{ Esp} = 20 \text{ cm}$$

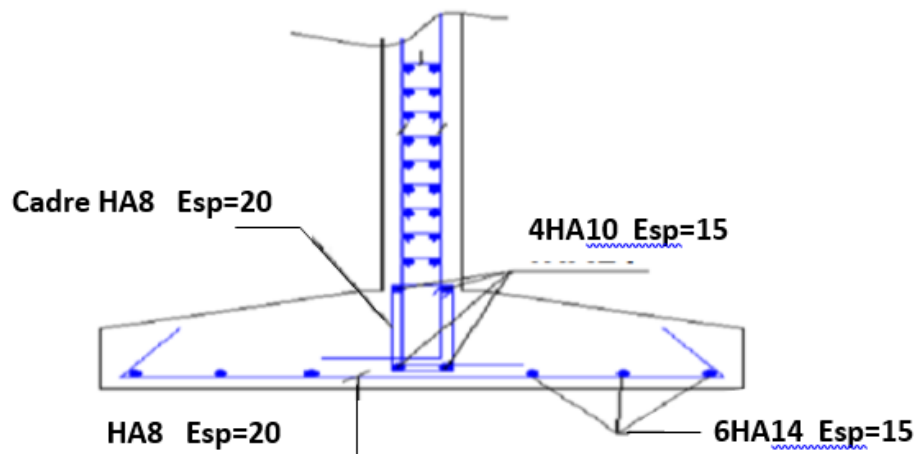


figure VI- 4:Ferraillage de la semelle filante sous voile.

- *Semelle filante sous 2 poteaux :*

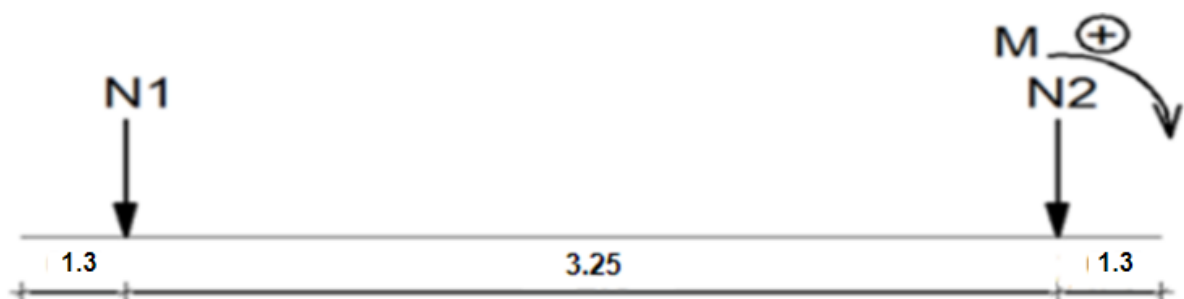


figure VI- 5: Semelle filante sous 2 poteaux.

$$N_1 = 417.92 \text{ KN}$$

$$N_2 = 355.82 \text{ KN}$$

Donc :

$$A \geq \frac{N_{tot}}{\sigma_{sol} \times B} = \frac{773.74}{200 \times 1.25} = 3.09 \text{ m}$$

$$M_1 = 0 \rightarrow N_2 \times 3.9 - R \times L = 0$$

$$L = \frac{3.09}{2} - 0.8 = 0.75 \text{ m}$$

$$R = \frac{N_2 \times 3.9}{L} = \frac{355.82 \times 3.9}{0.75} = 1850.26 \text{ KN}$$

➤ **Moment sur appuis :**

$$M_a = \frac{R}{A} \times \frac{(L)^2}{2} = \frac{1850.26}{3.09} \times \frac{(0.75)^2}{2} = 168.41 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur travée :**

$$M_{(x)} = \frac{R}{A} \times \frac{(X)^2}{2} - N(x - L)$$

$$X = \frac{N_1}{q} \Rightarrow q = \frac{R}{A} \Rightarrow X = 0.7 \text{ m}$$

$$M_{(x)} = \frac{R}{A} \times \frac{(X)^2}{2} - N(x - L)$$

$$M_{(x)} = \frac{1850.26}{3.09} \times \frac{(0.7)^2}{2} - 417.92(0.7 - 0.75) = -167.59 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_g = q \times L = 598.79 \times 0.75 = 449.09 \text{ KN}$$

$$T_d = (q \times L) - N_1 = 449.09 - 417.92 = -31.17 \text{ KN}$$

• **Ferraillage :**

- $M_a = 168.41 \text{ KN.m}$

- $M_t = -167.59 \text{ KN.m}$

$$- T = 480.26 \text{ KN}$$

➤ **En travée :**

$$M_t = 167.59 \text{ KN.m}$$

$$B = 125 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{167.59 \times 10^6}{14.16 \times 1250 \times 350^2} = 0.077 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc (A_s') n'existe pas.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.100$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

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

$$- A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{167.59 \times 10^6}{0.96 \times 350 \times 348} = 14.33 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$8\text{HA}16 = 16.08 \text{ cm}^2$$

➤ **En appui :**

$$M = 168.41 \text{ KN.m}$$

$$B = 125 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{168.41 \times 10^6}{14.16 \times 1250 \times 350^2} = 0.077 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.100$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{168.41 \times 10^6}{0.96 \times 350 \times 348} = 14.31 \text{ cm}^2$$

On adopte:

$$8\text{HA}16 = 16.08 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage transversal :**

$$N_{\text{TOT}} = 773.74 \text{ KN}$$

$$N/ml = \frac{N_{\text{TOT}}}{A} = \frac{773.74}{3.09} = 250.40 \text{ KN/ml}$$

$$A_s = \frac{N \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{250.40 \times (125 - 30)}{8 \times 35 \times 348} = 2.44 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$6\text{HA}8 = 3.02 \text{ cm}^2 \quad \text{esp} = 20 \text{ cm par 1 ml}$$

VI-8 Calcul de la longrine :

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de (F). Les longrines ont pour rôle :

- Chainer les semelles entre elles.
- Rigidifier l'infrastructure.
- Empêcher le déplacement des semelles les unes par rapport aux autres.

● **Pré dimensionnement :**

D'après le règlement RPA 2003(art 10.1.1) les longrines auront des dimensions minimales :

- (25x30) cm².....sites de catégorie S2, S3.

- (30x30) cm².....site de catégorie S4.

Pour notre cas (site ferme S3) on prend une section de (40x30) cm².

- **Ferraillage de la longrine**

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A_s = 0,6\% \times (b \times h)$$

$$A_s = 0,006 \times 30 \times 40 \Rightarrow A_s = 7,2 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_s = 9,24 \text{ cm}^2 \Rightarrow (3\text{HA}14 + 3\text{HA}14)$

- **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A \geq \min(0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e})$$

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

$$A \geq \min(0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400})$$

$$A \geq 130 \text{ mm}^2$$

$A_{\min} < A_{\text{adopté}} \Rightarrow 1.3 < 9.24 \dots\dots\dots(\text{cv})$.

- **L'espacement:**

$$S_t \leq \min(0.9 \times h ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(36 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 36 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Armatures transversales :**

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t} \leq 0.4 \text{ MPa}$$

$$A_t \leq \frac{0.4 \cdot b \cdot s_t}{f_e} \Rightarrow A_t \leq 0.45 \text{ cm}^2$$

On adopte: 2AH8 ($A = 1.01 \text{ cm}^2$)

- **Armatures longitudinales :**

Les longrines doivent calculées pour résiste a la traction sous l'action d'une force et égale a :

$$F = \frac{N_u(\max)}{\alpha} > 20 \text{ KN}$$

$$F = \frac{417.92}{12} = 34.82 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$N_u(\max)$: Effort normale ultime de poteau plus sollicité

α : Coefficient de fonction de la zone sismique et la catégorie de site considérée.

D'après (RPA99/2003) :

$\alpha = 12$ (Catégorie s_3 , zone IIa)

- **Disposition des armatures dans la longrine :**

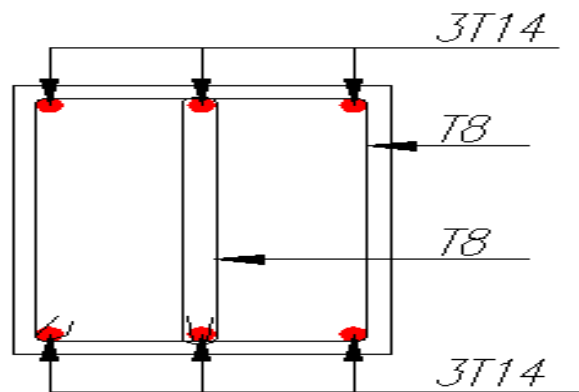


figure VI- 6:Schéma de ferrailage de la longrine.

VI-9 Conclusion :

Le calcul des fondations est une étape très importante dans le calcul d'ouvrage. Le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol, ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure et l'importance des charges à transmettre au sol d'assise.

Le type de fondation choisie est les semelles filantes après une justification de non adoption des semelles isolées et du radier général, non répondant aux conditions réglementaires.

Conclusion

Générale

Conclusion générale :

Ce projet nous a aidés à mieux approfondir dans notre domaine, à concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de master et surtout à apprendre les différentes techniques de calculs, les concepts et les règles régissant le domaine étudié. Notons que toute utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et effort.

Au premier lieu, l'étude a consisté à présenter l'ouvrage et à dimensionner les éléments principaux, poteaux, poutres, voiles suivant les règlements BAEL, Euro code 2 et le code du béton algérien CBA93 et à effectuer ensuite une descente de charges statiques. Il est donc important de comparer dans ce cas les règlements pour vérifier les processus de calcul ainsi que les dispositions constructives.

Une modélisation 3D par le logiciel Robot Structural Analysis a été menée. Les résultats donnés par ce logiciel ont permis de vérifier plusieurs points tels que la stabilité de l'ouvrage, le respect des déplacements maximaux et le choix des dimensions des éléments. Le pré dimensionnement des éléments structuraux peut être vérifié grâce à l'analyse dynamique. Les déplacements maximaux de ces derniers restent dans les limites raisonnables.

La descente de charges a permis de dimensionner les fondations. Pour notre projet, les calculs ont conduit à retenir des semelles filantes. Le dimensionnement et le ferrailage ont été calculés conformément aux règlements appliqués (RPA et BAEL). Enfin, nous espérons que ce modeste travail nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle et qu'il apporte de l'aide aux prochaines promotions.

-Références Bibliographiques :

- [1] Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- [2] Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- [3] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- [4] Charges permanentes et charges d'exploitation DTR BC -2.2.

-Cours :

- [5] : Guettiche A.2018-2019 Cours 3 année génie civil béton armé 2. Centre universitaire Abdelhafidboussouf, Mila.

-Logiciels :

- ROBOT 2014.
- AUTO CAD 2014.
- WORD 2016.
- EXCEL 2016.

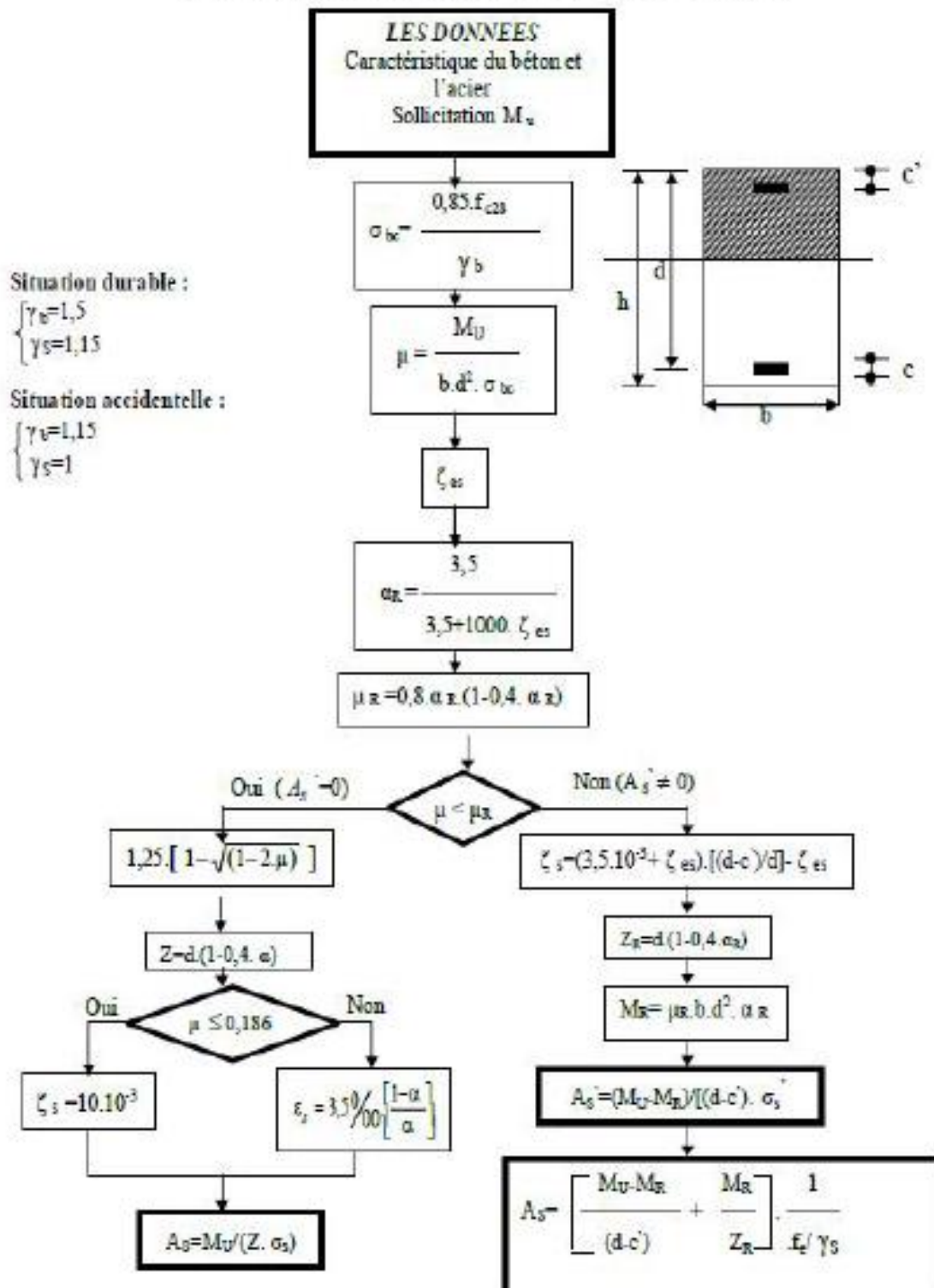
ANNEXE 1

Tableau des armatures (cm^2)

ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
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	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

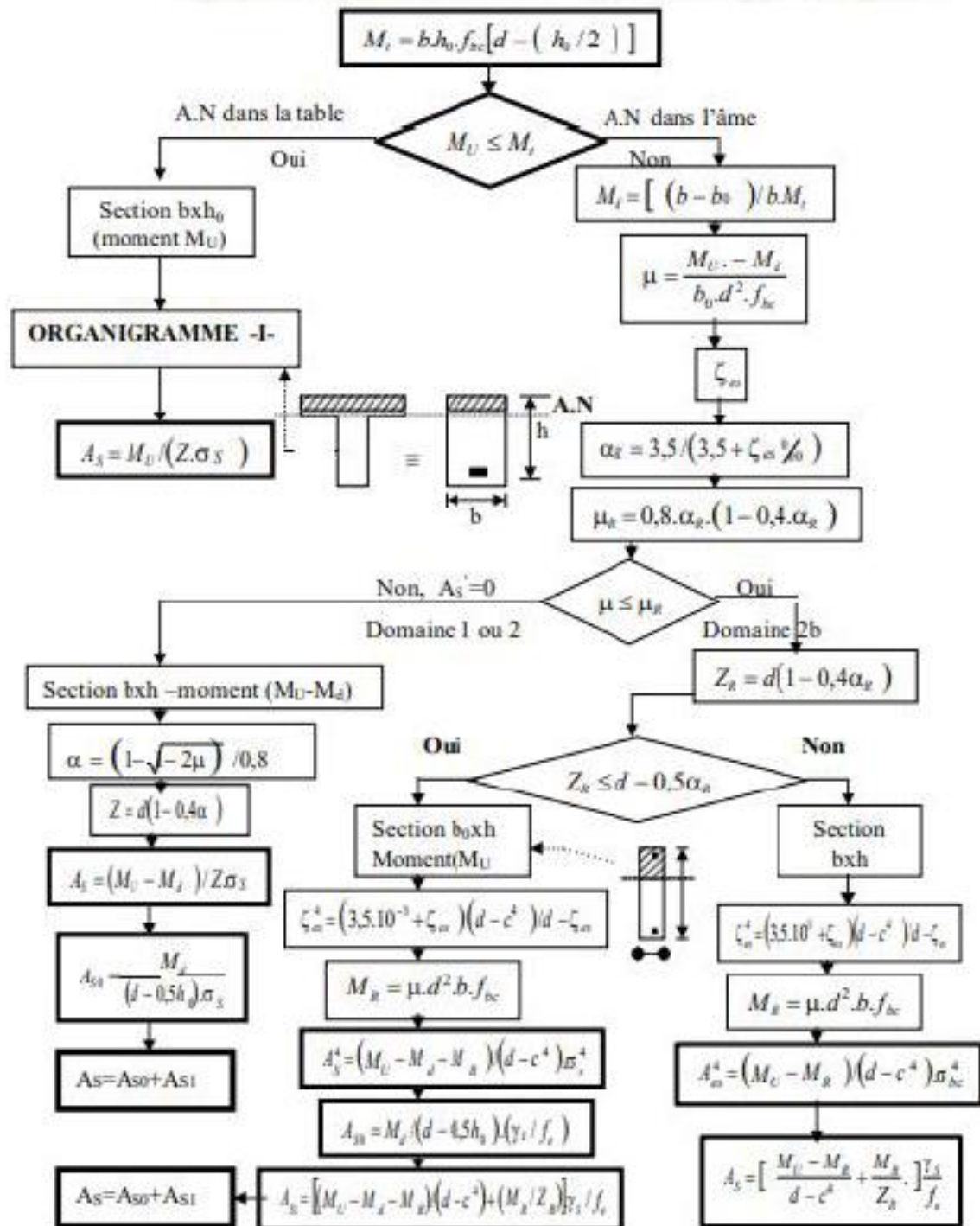
Organiigramme I

SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU EN FLEXION SIMPLE



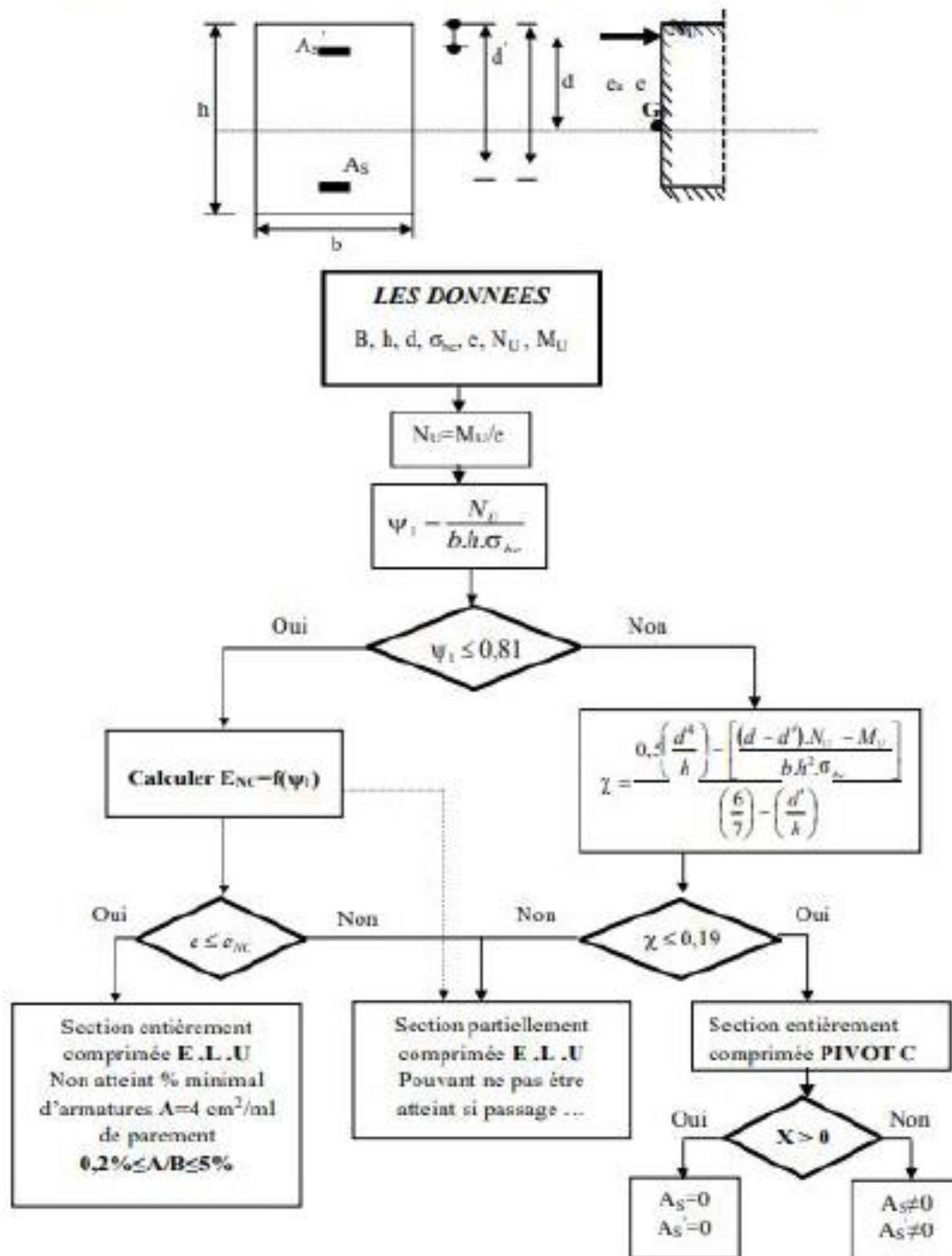
Organigramme II

CALCUL D'UNE SECTION EN T-À L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



Organigramme III

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



Organiigramme IV

FLEXION COMPOSEE AL' E.L.S

