

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

# Mémoire de fin d'études

## Mémoire de fin d'études

*En Vue de l'obtention du Diplôme de Master en génie civil*  
*Option : Matériaux & Structures*

### Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+8+3 entres sols) à usage d'habitation contreventé  
par un système mixte  
(Voiles – Portiques)**

### Présenté par :

**M<sup>r</sup>. TAIBI ABDELGHANI**  
**M<sup>r</sup>. AISSOU ABDELMALEK**

### Encadreur :

**M<sup>r</sup>. MIRIDJA NABIL**

### Jury:

**M<sup>r</sup>. HAZAM**  
**M<sup>r</sup>. BOUROUBA**

**Promotion 2011-2012**

## **Remerciements**

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

**Nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragements durant tous le parcours des études. Sans oublier notre promoteur Mr MERIDJA NABIL de nous avoir encadré.**

**Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants de département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation. En particulier les membres de jury Mr. BOUROUBA et Mr. HAZAM.**

**Notre sincère gratitude va vers tous ce qui ont participé de près ou de loin à ce travail.**

## Dédicaces

***En signe de respect et de reconnaissance,***

***Je dédie ce modeste travail à :***

- ***A mes très chers parents.***
- ***A mes frères.***
- ***A mes sœurs.***
- ***A toute ma famille.***
- ***A tous mes amis sans exception.***
- ***A mon binôme et sa famille.***

***Ghani.***

***En signe de respect et de reconnaissance,***

***Je dédie ce modeste travail à :***

- ***A mes très chers parents pour leurs sacrifices et leurs soutiens.***
- ***A mes frères.***
- ***A mes sœurs ainsi que leurs maris.***
- ***A fares et lounes.***
- ***A tous mes amis(es) sans exception.***
- ***A mon binôme et sa famille.***
- ***A ma copine S.***

***ABDELMALEK.***

## Sommaire:

<b>Introduction générale</b> .....	01
<b>Chapitre I : Généralités</b>	
➤ Présentation de l'ouvrage .....	02
➤ Règlements et normes utilisés .....	04
➤ Les états limites .....	04
➤ Hypothèse de calcul .....	05
➤ Actions et sollicitations .....	06
➤ Caractéristiques des matériaux .....	08
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments</b>	
➤ Pré dimensionnement des éléments secondaires .....	20
➤ Pré dimensionnement des éléments principaux .....	35
➤ Descente de charge .....	38
<b>Chapitre III : Etude des éléments secondaires</b>	
➤ Etude des planchers .....	62
➤ Etude des dalles pleines .....	89
➤ Etude de l'acrotère .....	103
➤ Etude de l'ascenseur .....	108
➤ Etude des escaliers .....	117
➤ Etude de la poutre de chaînage .....	125
➤ Etude de la poutre palière .....	132
<b>Chapitre IV : Etude dynamique</b>	
➤ Modélisation .....	136
➤ Méthodes de calcul .....	136
➤ Interprétation des résultats de l'analyse dynamique .....	142
➤ Vérification des résultats vis-à-vis du RPA .....	145
<b>Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux</b>	
➤ Etude des Poteaux .....	155
➤ Etude des Poutres .....	164
➤ Etude des Voiles .....	157
<b>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure</b>	
➤ Les fondations .....	183
➤ Les voiles périphériques .....	198
➤ <b>Conclusion</b> .....	204
<b>Bibliographie.</b>	
<b>Annexes.</b>	

## Liste des Figues :

<b>Figure I.1:</b> Evaluation de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton.....	13
<b>Figure I.2 :</b> Diagramme contrainte-déformation pour le béton.....	15
<b>Figure I.3 :</b> Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.....	17
<b>Figure II.1 :</b> Les planchers à corps creux (20+4).....	20
<b>Figure II.2 :</b> Schema d'une poutrelle.....	21
<b>Figure II.3.1 :</b> dispositions des poutrelles et positions des dalles pleines (3 <sup>ème</sup> entres sols)...	22
<b>Figure II.3.2 :</b> dispositions des poutrelles et positions des dalles pleines (2 <sup>ème</sup> entres sols)...	23
<b>Figure II.3.3 :</b> dispositions des poutrelles et positions des dalles pleines (1 <sup>er</sup> entre sol et R+8) .....	24
<b>Figure II.4.1 :</b> Planchers dalles pleines type1,.....	25
<b>Figure II.4.2 :</b> Palier de l'escalier type3.....	25
<b>Figure II.4.3 :</b> palier de l'escalier type1, 2.....	25
<b>Figure II.4.4 :</b> les différents types des balcons.....	26
<b>Figure II.5 :</b> Vue en coupe de l'acrotère.....	27
<b>Figure II.6.1 :</b> vue en plan d'escalier type1 (3 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 1 <sup>er</sup> entres sols et R+8).....	27
<b>Figure II.6.2 :</b> vue en plan d'escalier type2 (3 <sup>ème</sup> entres sols).....	28
<b>Figure II.6.3 :</b> schéma statique de l'escalier type1.....	28
<b>Figure II.6.4 :</b> Schéma statique de l'escalier type2.....	29
<b>Figure II.7.1 :</b> La terrasse inaccessible.....	30
<b>Figure II.7.2 :</b> Plancher étage courant.....	31
<b>Figure II.7.3 :</b> Mur extérieur.....	32
<b>Figure II.7.4 :</b> escalier.....	35
<b>Figure II.8.1</b> Vue en plan d'un voile.....	35
<b>Figure II.8.2 :</b> Hauteur libre.....	37
<b>Figure II.9.1 :</b> Plan de repérage des poteaux.....	39
<b>Figure II.9.2</b> Vue en plan du poteau A4.....	40

<b>Figure II.9.3 :</b> Schéma statique de la descente de charge.....	42
<b>Figure II.9.2</b> Vue en plan du poteau E2.....	46
<b>Figure II.9.5 :</b> Vue en plan du poteau A1.....	52
<b>Figure III.1 :</b> Schéma statique de la poutrelle.....	65
<b>Figure III. 2 :</b> Schéma statique de la poutrelle type 5.....	67
<b>Figure III. 3:</b> Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	88
<b>Figure III.4.</b> Schéma de la dalle type (01).....	89
<b>Figure III.6:</b> Section de la dalle pleine à ferrailer.....	90
<b>Figure III.7 :</b> Schéma du ferrailage de la dalle pleine type (01).....	94
<b>Figure III.8 :</b> balcon type B2.....	95
<b>Figure III.9 :</b> Schéma de ferrailage balcon sur trois appuis.....	100
<b>Figure III.10 :</b> balcon type2.....	101
<b>Figure III.11 :</b> Schéma de ferrailage balcon A <sub>2</sub> sur 2 appuis.....	104
<b>Figure III.12:</b> schéma statiquede l'acrotère.....	104
<b>Figure III.14:</b> sollicitations sur l'acrotère.....	105
<b>Figure III.15:</b> Section à ferrailer.....	107
<b>Figure III.16 :</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	110
<b>Figure III.17:</b> Schéma de la Cage d'ascenseur.....	111
<b>Figure III.18:</b> Charge concentrée sur la dalle de la cage d'ascenseur.....	114
<b>Figure III.19 :</b> Schéma de ferrailage –dalle du local machine-dalle de la cuvette.....	119
<b>Figure.III.20 :</b> Schéma del'escalier type1.....	119
<b>Figure.III.21 :</b> schéma statique.....	120
<b>Figure III.22 :</b> Section à ferrailer.....	120
<b>Figure III.23 :</b> Schémas du ferrailage de la volée(I) et (II).....	123
<b>Figure III.24 :</b> Schéma du palier de repos.....	123
<b>Figure. III.25 :</b> Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	127
<b>Figure III.26 :</b> Schéma statique de la poutre de chaînage.....	127
<b>Figure III.27 :</b> Schéma de ferrailage de la poutre chaînagede l'escalier type I en travée..	131
<b>Figure III.28 :</b> Schéma de ferrailage de la poutre chaînagede l'escalier type I en appui ..	131

<b>Figure III.29</b> : Schéma de l'escalier type2.....	131
<b>Figure III.30</b> : Schéma de ferrailage de l'escalier type.....	135
<b>Figure III.31</b> : Schéma statique de la poutre palière.....	135
<b>Figure III.32</b> :Schéma de ferrailage de la poutre palièrede l'escalier type II.....	138
<b>Figure IV.1</b> : Spectre de réponse.....	145
<b>Figure IV.3</b> : Disposition des voiles adoptée.....	148
<b>Figure IV.4</b> : modes de déformation.....	149
<b>Figure V.1</b> : la zone nodale.....	159
<b>Fig.V.2</b> : Section d'un poteau.....	164
<b>Figure V.3</b> : Schémas de ferrailages des poteaux .....	166
<b>Figure V.4</b> : Schéma de renforcement les nœuds par des armatures en bateaux.....	168
<b>Figure V.5</b> : Schéma de la Zone nodale.....	175
<b>Figure V.6</b> : Disposition constructive des poutres.....	176
<b>Tableau V.7</b> : Schéma de ferrailage des poutres de l'étage courant et terrasse inaccessible. .....	178
<b>Figure V.8</b> : Schéma de ferrailage du voile $V_{y1} V_{y3}$ au niveau du l'entre sol.....	186
<b>Figure V.9</b> : Schéma de ferrailage du voile $V_{y1} V_{y3}$ au niveau du l'entre sol.....	186
<b>Figure VI.1</b> : Semelle isolée.....	188
<b>Figure VI.2</b> : Semelle filante.....	189
<b>Figure VI.3</b> : Présentation de la zone d'impacte de la charge concentrée.....	192
<b>Figure VI.4</b> : Dalle sur quatre appuis.....	194
<b>Figure VI.5</b> : Répartition des contraintes sur le débord.....	196
<b>Figure V.6</b> : Diagramme des moments <b>sens X-X</b> .....	197
<b>Figure V.7</b> : Diagramme des efforts tranchants <b>sens X-X</b> .....	197
<b>Figure V.8</b> : Diagramme des moments <b>sens Y-Y</b> .....	197
<b>Figure V.9</b> : Diagramme des efforts tranchants <b>sens Y-Y</b> .....	198
<b>Figure VI.10</b> : Section à ferrailer.....	198
<b>Figure VI.11</b> : Ferrailage de radier générale <b>sens x-x</b> .....	199
<b>Figure VI.11</b> : Ferrailage de radier générale <b>sens y-y</b> .....	200
<b>Figure VI.13</b> : Voile périphérique.....	201

<b>Figure VI.14</b> : Diagramme des contraintes.....	201
<b>Figure VI.15</b> : Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	204

### Liste des Tableaux :

<b>Tableau I.1</b> : $f_e$ en fonction du type d'acier.....	16
<b>Tableau I.2</b> : L'enrobage des armatures.....	18
<b>Tableau I.3</b> : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	19
<b>Tableau II.1</b> : dimensions de l'escalier type1.....	29
<b>Tableau II.2</b> : dimensions de l'escalier type2.....	29
<b>Tableau II.4</b> : évaluation des charges de plancher terrasse inaccessible.....	30
<b>Tableau II.5</b> : Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.....	31
<b>Tableau II.6</b> : Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.....	31
<b>Tableau II.7</b> : Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.....	32
<b>Tableau II.8</b> : Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	33
<b>Tableau II.9</b> : Evaluation des charges dans l'acrotère.....	34
<b>Tableau II.11</b> : les sections des poteaux.....	38
<b>Tableau II.12</b> : évaluation des poids propre des poteaux.....	41
<b>Tableau II.13</b> : Calcul de la descente de charge A4.....	45
<b>Tableau II.12</b> : évaluation des poids propre des poteaux.....	47
<b>Tableau II.14</b> : évaluation des poids propre des poteaux.....	54
<b>Tableau II.15</b> : Calcul de la descente de charge A1.....	57
<b>Tableau II.16</b> : Résultats dans les deux descentes.....	58
<b>Tableau II.17</b> : Vérification des poteaux à la compression simple.....	58
<b>Tableau II.18</b> : calcul de $B_r$ .....	60

<b>Tableau II.19</b> : vérification au flambement des poteaux.....	60
<b>Tableau II.20</b> : Résultat de vérification aux exigences de l’RPA.....	60
<b>Tableau III.1</b> : Les différents types de poutrelles.....	63
<b>Tableau III.2</b> : Charges et surcharges d’exploitation sur les poutrelles.....	67
<b>Tableau III.3</b> : Sollicitations à l’ELU (terrasse inaccessible).....	70
<b>Tableau III.4</b> : Sollicitations à l’ELS (terrasse inaccessible).....	70
<b>Tableau III.5</b> : Sollicitations à l’ELU (terrasse inaccessible).....	70
<b>Tableau III.6</b> : Sollicitations à l’ELS (terrasse inaccessible).....	71
<b>Tableau III.7</b> : Sollicitations à l’ELU (terrasse inaccessible).....	71
<b>Tableau III.8</b> : Sollicitations à l’ELS (terrasse inaccessible).....	71
<b>Tableau III.9</b> : Sollicitations à l’ELU (terrasse inaccessible).....	71
<b>Tableau III.10</b> : Sollicitations à l’ELS (terrasse inaccessible).....	72
<b>Tableau III.11</b> : Sollicitations à l’ELU (terrasse inaccessible).....	72
<b>Tableau III.12</b> : Sollicitations à l’ELS (terrasse inaccessible).....	72
<b>Tableau III.13</b> : Sollicitations à l’ELU (terrasse inaccessible).....	72
<b>Tableau III.14</b> : Sollicitations à l’ELS (terrasse inaccessible).....	72
<b>Tableau III.15</b> : Sollicitations à l’ELU (étage courant).....	73
<b>Tableau III.16</b> : Sollicitations à l’ELS (étage courant).....	73
<b>Tableau III.17</b> : Sollicitations à l’ELU (étage courant).....	73
<b>Tableau III.18</b> : Sollicitations à l’ELS (étage courant).....	74
<b>Tableau III.19</b> : Sollicitations à l’ELU (étage courant).....	74
<b>Tableau III.20</b> : Sollicitations à l’ELS (étage courant).....	74
<b>Tableau III.21</b> : Sollicitations à l’ELU (étage courant).....	74
<b>Tableau III.22</b> : Sollicitations à l’ELS (étage courant).....	75
<b>Tableau III.23</b> : Sollicitations à l’ELU (étage courant).....	75
<b>Tableau III.24</b> : Sollicitations à l’ELS (étage courant).....	75
<b>Tableau III.25</b> : Sollicitations à l’ELU (étage courant).....	75
<b>Tableau III.26</b> : Sollicitations à l’ELS (étage courant).....	75

<b>Tableau.III.27:</b> Les sollicitations maximales des poutrelles.....	76
<b>Tableau III.28 :</b> Ferrailage des poutrelles plancher étage courant.....	85
<b>Tableau III.29 :</b> Ferrailage des poutrelles plancher terrasse.....	85
<b>Tableau III.30:</b> Vérification au cisaillement.....	86
<b>Tableau III.31 :</b> Vérification des poutrelles à l'ELS.....	86
<b>Tableau III.32 :</b> Vérification des contraintes dans le béton.....	87
<b>Tableau III.33 :</b> Schéma de ferrailage des poutrelles.....	88
<b>Tableau.III.34:</b> calculs le ferrailage de la dalle sur 04 appuis.....	90
<b>Tableau.III.35 :</b> ferrailage de la dalle sur 04 appuis.....	90
<b>Tableau.III.36 :</b> la vérification de la condition de non fragilité.....	91
<b>Tableau.III.37:</b> les vérifications des contraintes dans le béton.....	93
<b>Tableau.III.38 :</b> calculs le ferrailage de la dalle sur 03 appuis.....	96
<b>Tableau.III.39 :</b> ferrailage de la dalle sur 03 appuis.....	96
<b>Tableau.III.40 :</b> la vérification de la condition de non fragilité.....	97
<b>Tableau.III.41 :</b> les vérifications des contraintes dans le béton.....	99
<b>Tableau.III.42 :</b> calculs le ferrailage de la dalle sur 02 appuis.....	102
<b>Tableau.III.43 :</b> les vérifications des contraintes dans le béton.....	103
<b>Tableau III.44:</b> sollicitations et combinaisons d'action.....	106
<b>Tableau III.45 :</b> ferrailage en travée.....	111
<b>Tableau III.46 :</b> ferrailage en appuis.....	112
<b>Tableau III.47 :</b> vérification de la condition de non fragilité.....	112
<b>Tableau III.48 :</b> vérification à l'effort tranchant.....	113
<b>Tableau III.49 :</b> vérification de la flèche.....	114
<b>Tableau III.50 :</b> ferrailage en travée.....	116
<b>Tableau III.51 :</b> ferrailage en appuis.....	116
<b>Tableau III.52 :</b> Résumé des résultats de ferrailage.....	121
<b>Tableau III.53 :</b> Résumé des vérifications de l'effort tranchant et de l'espacement.....	121
<b>Tableau III.54 :</b> Vérification de l'état limite de compression.....	122
<b>Tableau III.55 :</b> calculs le ferrailage de la dalle sur 04 appuis.....	124
<b>Tableau III.56:</b> ferrailage de la dalle sur 04 appuis.....	124
<b>Tableau III.57 :</b> la vérification de la condition de non fragilité.....	125
<b>Tableau III.58 :</b> les vérifications des contraintes dans le béton.....	125

<b>Tableau III.59</b> : Les sollicitations de la poutre du chaînage.....	128
<b>Tableau III.60</b> : ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	128
<b>Tableau III.61</b> : Vérification de l'état limite de compression.....	130
<b>Tableau III.62</b> : ferrailage de la partie (I) et (III).....	132
<b>Tableau III.63</b> : Les sollicitations de la poutre palière.....	136
<b>Tableau III.64</b> : Calcul d'armature.....	136
<b>Tableau IV.1</b> : Valeur de A.....	140
<b>Tableau IV.2</b> : Valeur de R.....	141
<b>Tableau IV.3</b> : Valeurs des pénalités $P_q$ .....	141
<b>Tableau IV.4</b> : Valeurs de $C_T$ .....	142
<b>Tableau IV.5</b> : Valeurs de $T_1$ et $T_2$ .....	143
<b>Tab4.5</b> : caractéristique géométrique de la structure.....	147
<b>Tableau IV.6</b> : périodes de vibration et taux de participation des masses.....	148
<b>Tableau IV.7</b> : vérification de l'interaction sous charges verticales.....	151
<b>Tableau IV.8</b> . Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.....	152
<b>Tableau IV.9</b> . Vérification de l'effort normal réduit.....	153
<b>Tableau IV.10</b> . Vérification des déplacements.....	154
<b>Tableau IV.11</b> . Vérification des déplacements.....	154
<b>Tableau IV.12</b> . Vérification à L'effet <b>P-<math>\Delta</math></b> .....	156
<b>Tableau IV.13</b> . Vérification à L'effet <b>P-<math>\Delta</math></b> .....	157
<b>Tableau V.1</b> . Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA99 version 2003.....	159
<b>Tableau V.2</b> . Sollicitations dans les poteaux.....	160
<b>Tableau V.3</b> : Sollicitations dans les poteaux solidaires avec les voiles.....	161
<b>Tableau V.4</b> : Les armatures longitudinales pour les poteaux.....	161
<b>Tableau V.5</b> : Les armatures longitudinales pour les poteaux solidaires avec les voiles.....	161
<b>Tableau V.6</b> : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	162
<b>Tableau V.7</b> : Justification de l'effort normal ultime.....	164
<b>Tableau V.8</b> : Vérification des contraintes dans le béton.....	165
<b>Tableau V.9</b> : Vérification des contraintes tangentielles.....	166

<b>Tableau V.10:</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA. 166.....	169
<b>Tableau V.11 :</b> ferrailage des poutres.....	170
<b>Tableau V.12 :</b> ferrailage des poutres solidaires avec les voiles.....	171
<b>Tableau V.13 :</b> Vérification des contraintes tangentielles.....	172
<b>Tableau V.14 :</b> Vérification au cisaillement.....	172
<b>Tableau V.15 :</b> Vérification de la contrainte limite de béton.....	173
<b>Tableau V.16 :</b> Les moments résistants dans les poteaux.....	175
<b>Tableau V.17 :</b> les moments résistant dans les poutres.....	175
<b>Tableau V.18 :</b> Vérification des zones nodales à la formation des rotules plastiques.....	175
<b>Tableau V.19 :</b> Ferrailage des voiles $V_{x1}$ , $V_{x2}$ , $V_{x3}$ et $V_{x4}$ .....	182
<b>Tableau V.20 :</b> Ferrailage des voiles $V_{y1}$ et $V_{y3}$ .....	183
<b>Tableau V.21 :</b> Ferrailage des voiles $V_{y2}$ et $V_{y4}$ .....	184
<b>Tableau V.22 :</b> vérification des voiles au cisaillement au niveau du 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> entre sol.....	185
<b>Tableau V.23 :</b> vérification des voiles au cisaillement au niveau du RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage.....	185
<b>Tableau V.24 :</b> vérification des voiles au cisaillement au niveau du 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage.....	185
<b>Tableau V.25 :</b> vérification des voiles au cisaillement au niveau du 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage.....	185
<b>Tableau VI. 1 :</b> Ferrailage du radier.....	195
<b>Tableau VI.2 :</b> Résumé des résultats (ferrailage de la nervure).....	198
<b>Tableau VI.3 :</b> Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	189
<b>Tableau VI.4 :</b> Ferrailage du voile périphérique.....	202
<b>Tableau VI.5 :</b> Vérification des contraintes dans le voile périphérique.....	204



## Symboles Et Notations:

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

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

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

**a** : Epaisseur.

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

**B** : Aire d'une section de béton.

**Br** : Section réduite.

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

**C<sub>T</sub>** : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

**C<sub>u</sub>** : La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).

**D** : Diamètre, dalle

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

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU**: Etat limite ultime.

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

**E<sub>i</sub>** : Module d'élasticité instantanée.

**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.

**E<sub>a</sub>, E<sub>c</sub>** : Sont les modules de déformation.

**e<sub>v</sub>** : épaisseur du voile.

**F** : Force ou action générale.

**f<sub>c28</sub>** : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

**f<sub>t28</sub>** : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

**f<sub>ji</sub>** : la flèche correspondant à j.

**f<sub>gi</sub>** : la flèche correspondant à g.

**f<sub>qi</sub>** : la flèche correspondant à q.

**f<sub>gv</sub>** : la flèche correspondant à v.

**$\Delta f_t$**  : la flèche totale.

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

**F** : Coefficient de sécurité = 1.5

**G** : Action permanente.

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

**h<sub>t</sub>** : hauteur totale du plancher.

**h<sub>0</sub>** : épaisseur de la dalle de compression.

**h<sub>e</sub>** : hauteur libre d'étage.

**I** : Moment d'inertie (m<sup>4</sup>).

**I<sub>ji</sub>** : Moment d'inertie correspondant à j.

**I<sub>gi</sub>** : Moment d'inertie correspondant à g.

**I<sub>qi</sub>** : Moment d'inertie correspondant à q.

**I<sub>gv</sub>** : Moment d'inertie correspondant à v.

**Q** : Charge variable.

**Q** : Facteur de qualité.

**q<sub>u</sub>** : charge ultime.

**q<sub>s</sub>** : charge de service.

**L** : Longueur ou portée.

**L<sub>max</sub>** : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

**L<sub>x</sub>** = distance entre nus de poutrelles.

**L<sub>y</sub>** = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

**l'** : longueur fictive.

**l'<sub>g</sub>** et **l'<sub>d</sub>** : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

**M** : Moment en général.

**M<sub>a</sub>** : Moment sur appui.

**M<sub>u</sub>** : Moment de calcul ultime.

**M<sub>ser</sub>** : Moment de calcul de service.

**M<sub>t</sub>** : Moment en travée.

**M<sub>0</sub>** : moment isostatique.

**M<sub>i</sub>** : Moment à l'appui *i*

**M<sub>g</sub> et M<sub>d</sub>** : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

**M<sub>j</sub>** : Moment correspondant à j.

**M<sub>g</sub>** : Moment correspondant à g.

**M<sub>q</sub>** : Moment correspondant à q.

**N<sub>s</sub>** : Effort normal de service.

**N<sub>u</sub>** : Effort normal ultime

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

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

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

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

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

$R$  : coefficient de comportement global.

$S$  : Section, surface

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

$St$  : Espacement des armatures.

$T$  : Effort tranchant.

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

$V$  : Effort tranchant.

$W$  : poids propre de la structure.

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

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

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

$Y$  : Ordonnée de la fibre neutre.

$Z$  : Coordonnée, bras de levier

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

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

$d$  : Hauteur utile.

$e$  : Excentricité, épaisseur.

$f$  : Flèche.

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

$f_e$  : Limite d'élasticité.

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

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

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

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

$\sigma_b$  : Contrainte de compression du béton.

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

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\sigma$  : Contrainte normale.

$\sigma_j$  : Contrainte correspondant à j.

$\sigma_g$  : Contrainte correspondant à g.

$\sigma_q$  : Contrainte correspondant à q.

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

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité.

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

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

$q$  : chargement KN/ml..

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

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

$\eta$  : Facteur d'amortissement.

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

$\mu_l$  : Moment réduit limite.

$\mu_u$  : Moment ultime réduit.

$\lambda_i$  : Coefficient instantané.

$\lambda_v$  : Coefficient différé.

# INTRODUCTION GENERALE :

Les études concernant l'activité sismique sont très importantes en termes de prévention des effets des tremblements de terre, Les constructions doivent être conçues de manière à résister aux secousses sismiques pour éviter la perte des vies humaines et minimiser les dégâts matériels.

De même qu'il est préférable pour la santé d'un être humain d'avoir une bonne hygiène de vie, avant de se soigner c'est nécessaire, il est préférable pour un bâtiment d'avoir une bonne conception pour optimiser l'application des règles de calcul parasismique en prévision d'un tremblement de terre. Le calcul réglementaire d'un bâtiment mal conçu ne garantit pas son bon comportement, c'est-à-dire une meilleure stabilité.

Le but des études génie civil est de concevoir des bâtiments capables de résister aux multiples phénomènes naturels (tremblements de terres, vent extrême, neige...etc.) Ceci implique la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés qui les rendent aptes à encaisser les efforts auquel ils seront soumis et à les transmettre aux fondations.

Le présent travail consiste à étudier un bâtiment R+8+3entres sols, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les règlements et les normes vigueur à savoir (**RPA99/2003, BAEL, CBA93D.T.U 13.2, D.T.R. BC 2.33.2 et le D.T.R BC 2.33.1**).

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

- ✚ Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- ✚ Le deuxième chapitre, pour le prédimensionnement des éléments de la structure.
- ✚ Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- ✚ Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- ✚ Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux
- ✚ Le sixième chapitre. Pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale.

**I.1.Introduction :**

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

**I.2.Présentation de l'ouvrage :**

Le projet à étudier est un bâtiment R+8+3 entre sol à usage d'habitation.

Implanté à Aïn Skhounet Aghezoueth dans la ville de Bejaia qui est classée selon le RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003 Art.3.1) en Zone IIa (zone de moyenne sismicité)

**I.2.1.Caractéristiques géométriques :**

Les caractéristiques géométriques de notre structure sont les suivantes :

- Hauteur total de l'ouvrage : 38.91m.
- Hauteur de l'entre sol : 3.06m
- Hauteur de RDC : 3.06m
- Hauteur d'étage courant : 3.06m
- Hauteur de local machine : 2m.
- Largeur : 20.20m
- Longueur : 22.10m

**I.2.2 Définition des éléments de l'ouvrage :**

- **Ossature :**

Selon le **RPA99/version2003 (Art 3.4.A.1.a)**, tout ouvrage dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone considérée, sera constitué par voiles ou par voiles-portiques.

L'ossature sera en voiles-portiques, car cette structure présente un aspect intéressant de point de vue :

- rigide
- Isolation thermique
- Isolation phonique

- **Poutres :** sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant.
- **Poteaux :** sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

- **Les planchers :**

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel du plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux ou voiles).

Pour notre projet on a un type de plancher : Corps creux.

- **Les escaliers :**

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

Notre structure comprend deux types d'escaliers :

- un escalier à deux volées
- un escalier à une volée.

- **Les façades et les cloisons :**

- Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (15+10) cm séparées par une lame d'air de 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.

- Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm.

- **La terrasse :**

Pour notre projet on a un seul type de terrasse : une terrasse inaccessible.

- **L'acrotère :**

C'est un élément en béton armé, placé à la périphérie du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la terrasse et d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales.

- **Voiles :**

Sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations à la base de la structure.

- **l'ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil mécanique servant à déplacer verticalement des personnes vers les différents niveaux de la construction, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur muni d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes.

- **les balcons :**

Les balcons seront réalisés en dalles pleines et corps creux.

- **les dalles pleines :**

C'est un élément porteur, constitué d'une plaque en béton armé.

- **L'infrastructure :**

C'est la partie enterrée de la structure, son rôle est d'assurer les fonctions suivantes :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements et de poinçonnement.

### **I.3. Règlements et normes utilisés :**

Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie.

Essentiellement ; nous avons eu recours au :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisé en 2003 (Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

### **I.4. Les états limites :**

C'est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées. Selon le BAEL 91 ; nous avons deux états limites : ELS et ELU.

#### **a) Etat limite ultime :**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement

#### **b) Etat limite de service :**

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

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

**I.5. Hypothèse de calcul :**

**1.5.1 E.L.U :** Selon le **CBA93 (article A.4.3.2)** ; les hypothèses de calcul à l'ELU sont :

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

**1.5.2. E.L.S :** Selon le **BAEL91 (article A.4.5)** ; les hypothèses de calcul à l'ELS sont :

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )
- 3-  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  avec  $E_s$  : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence acier-béton.
- 4- On ne déduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé.

**I.6. Les actions : CBA 93 (art A.3.1.1)**

On appelle actions, les forces et les couples dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, elles proviennent donc :

- Charges permanentes.
- Charges d'exploitations.
- Charges climatiques.
- Charges accidentelles (séisme et l'explosion).

**I.6.1. Les différents types d'actions :**

- **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes sont celles dont la variation dans le temps est négligeable telle que:
  - Le poids propre de la structure.
  - Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
  - Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides.
  - Les déformations imposées à la structure.
- **Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps telle que :
  - Les charges d'exploitations.
  - Les charges climatiques (neige et vent).
  - Les effets thermiques.
  - les charges appliquées au cours d'exécution.
- **Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :
  - Les chocs.
  - Les séismes (E).
  - Les explosions
  - Les feux.

**I.6.2. Valeurs de calcul des actions :** Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions, puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas du chargement le plus défavorable.

**a) Combinaison d'actions à l'ELU: CBA93 (article : A.3.3.2)**

- **Situation durable ou transitoire :** On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma Q_1 Q_1 + \sum_{i=1}^n 1,3 \psi_{oi} Q_i \text{ [Art A3.3.2.1 BAEL 91]}$$

Soit :

**G<sub>max</sub>:** l'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable à la justification d'élément.

$G_{min}$ : l'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable à la justification d'élément.

$Q_1$ : action variable dite de base.

$Q_i$ : action variable dite d'accompagnement.

$\Psi_0, \psi_1$  et  $\psi_2$  : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont donnés par **CBA 93(Art A 3.1.3.1)**.

$\psi_{0i}$  =coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement, il est égal à 0.77 pour les bâtiments à usage courant.

$\gamma_{Q1}=1.5$  C'est dans le cas général.

=1.35 Dans les cas (La température, Les charges d'exploitations étroitement bornées ou de Caractère particulières, Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine).

- **Situations accidentelles :**

$G_{max}+G_{min}+FA+\psi_1 Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i$  ( $i>1$ )

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

$\psi_1 Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable.

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

$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$

**b) Combinaison d'action à l'EL S : CBA93 (article : A.3.3.3)**

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

$\psi_{0i} =0.6$  pour l'effet de la température.

**c) Combinaisons de calcul :**

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations selon le **RPA99 version 2003** sont :

**Situations durables :**  $\begin{cases} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{cases}$

**Situations accidentelles :**

$$\begin{cases} G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2E. \text{ pour les structures auto-stables (uniquement pour les poteaux).} \\ 0.8G \pm E. \end{cases}$$

Avec :- **G** : étant l'action permanente.

- **Q** : charge d'exploitation.

- **E** : l'action du séisme.

**I.7. Les matériaux :**

**I.7.1. Béton :** Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m<sup>3</sup> de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m<sup>3</sup> les règles du **BAEL91** ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristique les plus importante du béton frais et du béton durci .Lorsque le rapport E/C augmente le béton frai devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible.

- **Dosage pour 1m<sup>3</sup> du béton courant pour un rapport E/C=0.5 est :**

$$\begin{cases} 350 \text{ Kg de ciment (CPA 32,5).} \\ 400 \text{ l Sable (0<Dg<5mm).} \\ 800 \text{ l de } \begin{cases} \text{Gravillons (5<Dg< 15mm).} \\ \text{Gravier (15<Dg<25mm).} \end{cases} \\ 175 \text{ l d'eau de gâchage} \end{cases}$$

**I.7.2. Principaux Avantages et inconvénients du béton :****a)Avantage :**

- Il est peu couteux, facile à fabriquer et nécessite peu d'entretien.
- Il épouse toutes les formes qui lui sont données, des modifications et adaptations du projet sur chantier sont faciles à effectuer.
- Il devient solide comme la pierre, correctement utilise, il dure des millénaires, il résiste bien au feu et aux actions mécaniques usuelles.

- Associé à des armatures en acier, il acquiert des propriétés nouvelles qui en font un matériau de construction aux possibilités immenses (béton armé, béton précontraint).
- Il convient aux constructions monolithiques, les assemblages sont faciles à réaliser dans le cas béton coulé sur place.
- Les ressources nécessaires pour sa fabrication existent dans de nombreux pays en quantité presque illimitée.
- Il exige peu d'énergie pour sa fabrication.

**b) Inconvénients :**

Les principaux inconvénients du béton ont pu être éliminés grâce à son association à des armatures en acier ou à l'utilisation de précontrainte, de toutes façons il reste quelques inconvénients suivants :

- son poids propre élevé (densité de 2.4 environ qui peut être réduite à 1.8 dans les bétons légers de structure et à moins de 1.0 dans le cas de béton léger isolation) .
- sa faible isolation thermique.
- Le coût élevé entraîné par la destruction du béton en cas de modification d'un ouvrage.

**I.7.3. Composition du béton :****a) Le ciment :**

C'est un liant hydraulique caractérisé par sa propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

Dosage en ciment :

Le dosage en ciment varie suivant les caractéristiques exigées ; résistance mécanique, résistance aux agents chimiques (eau de mer, eaux sulfatées) et compacité.

Les valeurs usuelles pour des bétons maigres ou non armés varient de 150 à 300 kg de ciment par mètre cube de béton mis en œuvre.

Pour le béton armé, ces valeurs sont de 350 à 400 kg/m<sup>3</sup> et pour le béton précontraint, elles peuvent atteindre 500 kg/m<sup>3</sup>.

La résistance d'un béton armé est sensiblement proportionnelle au dosage en ciment ; différentes formules permettent de la calculer.

**b) Les granulats :**

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- Les granulats provenant de concassage des roches.

**c) L'eau de gâchage:**

L'eau est indispensable à la fabrication de béton, c'est d'elle que dépendent en grande partie la cohésion et la résistance de ce matériau de construction omniprésent. Grâce à l'eau de gâchage, le mélange de béton frais peut être mis en œuvre avec une ouvrabilité contrôlée.

Il est interdit d'employer les eaux de marais ou d'égout, ainsi que les eaux souillées, le PH à 4 et contiennent plus de 2700 mg /L de sulfates estimés en SO<sub>4</sub> et plus de 5000 mg /L d'autres sels. L'eau de mer ou autres contenant des sels minéraux peut être employé à condition que la teneur en sel ne dépasse pas 2%.

La qualité de l'eau pour la confection des bétons s'établit par l'analyse chimique ou en procédant à des essais comparatifs de résistance d'éprouvettes de béton gâchées avec l'eau testée et eau potable pure, essaye à 28 jours et conservées dans des conditions normales.

L'eau est considérée comme bonne si les éprouvettes préparées sur la base de cette eau ont la même résistance que celle des éprouvettes préparées sur la base de l'eau potable.

**d) Les adjuvants :**

Ce sont des produits qui fournissent à la formulation de béton une gamme étendue, variée et nuancée de possibilités pour :

- Faciliter la mise en œuvre des bétons.
- Adapter leur fabrication au temps froid et temps chaud.
- Réduire les couts de mise en œuvre.
- Améliorer les propriétés du béton durci.

En général, chaque adjuvant a une action principale.

**I.7.4. Qualités recherchées pour un bon béton :**

- Résistance mécanique élevée (25-40 MPa).
- Imperméabilité à l'eau et absence de réaction chimique avec l'acier.
- Bonne mise en œuvre (facile à couler).

- Bonne tenue dans le temps

Ces résultats seront obtenus, en jouant sur les paramètres suivants :

- La qualité de ciment, granulats et l'eau de gâchage.
- Le dosage (quantité).
- Un bon mélange (homogénéité).

#### **I.7.5. Mise en œuvre du béton :**

La mise en œuvre du béton intervient de façon importante dans les qualités attendues du béton, telles la résistance mécanique, la compacité ou la porosité.

Cette mise en place est favorisée par :

- une bonne vibration.
- une granulométrie continue.
- des adjuvants appelés plastifiants.

Inversement la mise en œuvre est gênée par :

- une densité importante de ferrailage, surtout si la distance entre aciers est faible.
- les faibles températures.
- les importantes épaisseurs de coulage.

Il est recommandé, lors du coulage du béton, de ne pas le laisser tomber d'une hauteur importante (plus d'un mètre) sans prendre des précautions spéciales, pour éviter la ségrégation ; c'est à dire l'accumulation des granulations lourds au fond du moule et la montée de l'eau et de laitance en partie supérieure, ce qui nuirait à sa compacité et à sa résistance

#### **I.7.6. Caractéristiques mécaniques du béton :**

##### **a) Masse volumique :**

- La masse volumique béton à granulats courants (normal)  $\rightarrow 2200 \div 2400 \text{ kg/m}^3$
- La masse volumique béton à granulats légers  $\rightarrow 700 \div 1500 \text{ kg/m}^3$
- La masse volumique béton à granulats lourds  $\rightarrow 3500 \div 4000 \text{ kg/m}^3$
- La masse volumique du béton armé  $\rightarrow 2500 \text{ kg/m}^3$

##### **b) Déformations du béton indépendantes des charges appliquées :**

Déformation thermique : le coefficient de dilatation du béton varie de  $7 \cdot 10^{-6}$  à  $12 \cdot 10^{-6}$

**c) Retrait :**

Le béton après sa confection contient un excès d'eau. Si le durcissement se fait à l'air libre l'eau va s'évaporer. Cette évaporation s'accompagne automatiquement par une diminution de volume. Cette diminution s'appelle le retrait.

Les facteurs et influence du retrait : le retrait augmente avec :

- La proportion d'éléments fins : le retrait augmente si l'élément est fin.
- La quantité du ciment : le retrait augmente si la quantité du ciment augmente.
- La sécheresse de l'air : plus le climat est sec plus il y a du retrait.

Pour les constructions courantes, les effets dus variation de température et au retrait seront négligés, si on prévoit des joints de dilatation tous les 20 à 30 mètres.

**d) Fluage :**

Le fluage est le phénomène physique qui provoque la déformation irréversible d'un matériau soumis à une contrainte constante (noté  $\sigma_0$ ) pendant une durée suffisante. Il est fonction notamment des caractéristiques du béton, de son âge lors du chargement, de l'épaisseur de l'élément.

**e) Résistance à la compression  $f_{cj}$  :**

Cette résistance ( $f_{cj}$  en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées (16cm de diamètre et d'une hauteur de 32cm) dans le laboratoire.

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28}$

**- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$  MPa.**

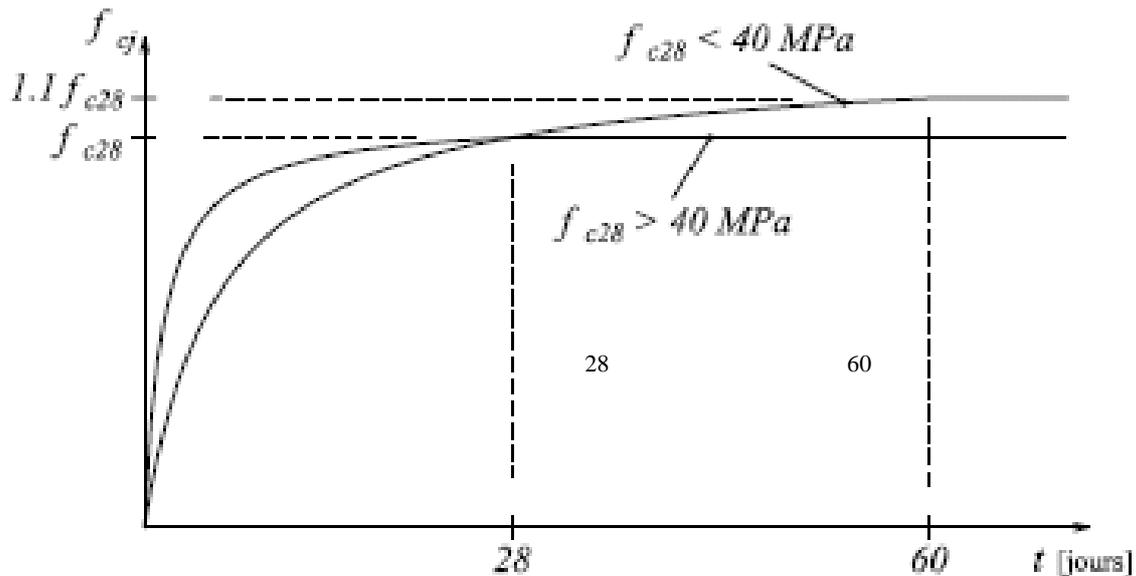
$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

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

**- Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  MPa.**

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

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



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

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

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

**f) Résistance à la traction  $f_{t_j}$  :**

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de  $j$  jours notée ( $f_{t_j}$ ) est conventionnellement définie par :

$$f_{t_j} = 0.6 + 0.06 \times f_{c_j} \quad \text{Avec} \quad f_{c_j} \leq 60\text{MPa} \quad (\text{CBA Art A.1.2.1.2})$$

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

**g) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : BAEL91(article A.5.1.2 .1.1)**

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} \min (0.2 f_{c_j} / \gamma_b ; 5\text{MPa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min (0.15 f_{c_j} / \gamma_b ; 4\text{MPa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

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

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} 3.33\text{MPa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5\text{MPa} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

**h) Module de déformation longitudinale du béton :** on distingue les modules de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24 heures, le module instantané est pris égal.

$$E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3} \text{ .BAEL91.}$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Le module instantané est pris égal à trois fois le module différé.

$$E_{ij} = 3 * E_{vj}$$

**BAEL91.**

Pour les vérifications courantes :  $j > 28$  jours on a :  $E_{ij} = 11000 * (f_{c28.})^{1/3}$ .

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

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

$$E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_{v28} = 10721.40 \text{ MPa}$$

**i) Module déformation transversale du béton :**

$$G = \frac{E}{2 * (\nu + 1)}$$

Avec : E : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson **CBA93 (article A.2.1.3).**

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

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

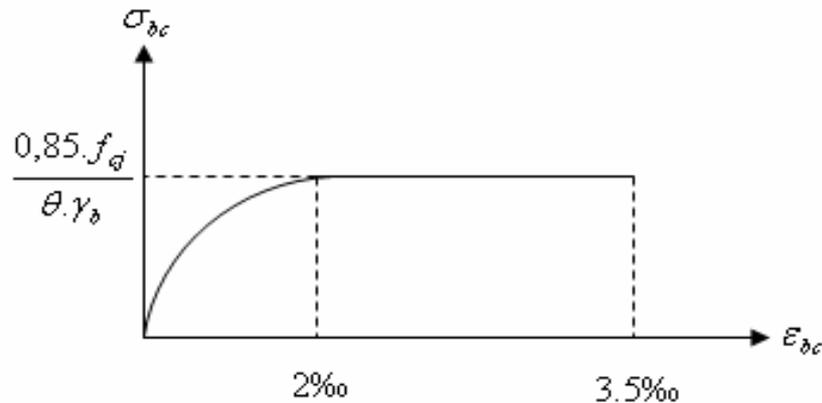
Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS).

ELU :  $\nu = 0$  et  $G = 0,5 * E$

ELS :  $\nu = 0,2$  et  $G = 0,42 * E$

**j) Diagramme contraintes déformations :**

Diagramme contraintes ( $\sigma_{bc}$ )-déformations relatives ( $\varepsilon_{bc}$ ):



**Figure I.2 :**Diagramme contrainte-déformation pour le béton.

- $f_{bu}$  : est la valeur de calcul de la contrainte du béton

$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25 \cdot \bar{f}_{bu} \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc} \cdot (4 \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc}) & \text{si } 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \\ 0.85 \cdot f_{c28} / \theta \cdot \gamma_b & \text{si } 2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \end{cases}$$

-le coefficient  $\theta$  dépend de la durée d'application des charges :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si durée} > 24h \\ 0.9 & \text{si } 1h > \text{durée} < 24h \\ 0.8 & \text{si } h < 1h \end{cases}$$

- $\gamma_b$  est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & (\text{cas courants}) \\ 1.15 & (\text{combinaisons accidentelles}) \end{cases} \text{CBA (A.4.3.4.1).}$$

**I.8. Les aciers :**

Leurs rôles est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton.

Les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec  $f_e \leq 500$  MPA et leurs allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) de leurs longueur initiale pour faire travailler au maximum l'acier.

On distingue :

- **Les treillis soudés :** Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement de nuance FeE500.
- **Les ronds lisses :** Ce sont des barres laminées de sections circulaires.

- **Les barres de haute adhérence** : Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

**I.8.1. Résistance caractéristique de l'acier :**

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

- **Contraintes limites  $\sigma_s$**

✓ à ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ tq } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité

✓ à ELS : **BAEL91 (article A.4.5.32)**

La valeur de  $\sigma_s$  est donnée en fonction de la fissuration :

**Cas 1 :fissuration peu préjudiciable :**

$\sigma_s = f_e$  [MPa], Pas de vérification à faire.

**Cas2 :fissuration préjudiciable:**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, \max(240 \text{ Mpa}; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}})\right)$$

$f_{ij}$  : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

**Cas 3 :fissuration très préjudiciable :**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, \max(200 \text{ Mpa}; 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}})\right)$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec:

$\eta=1$  : pour les ronds lisses, treillis soudés.

$\eta=1.6$  : pour les hautes adhérences.

**I.8.2. Principales armatures utilisées :**

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences	Treillis soudés à fils lisses
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	TLE500
$f_e$ [MPa]	215	235	400	500

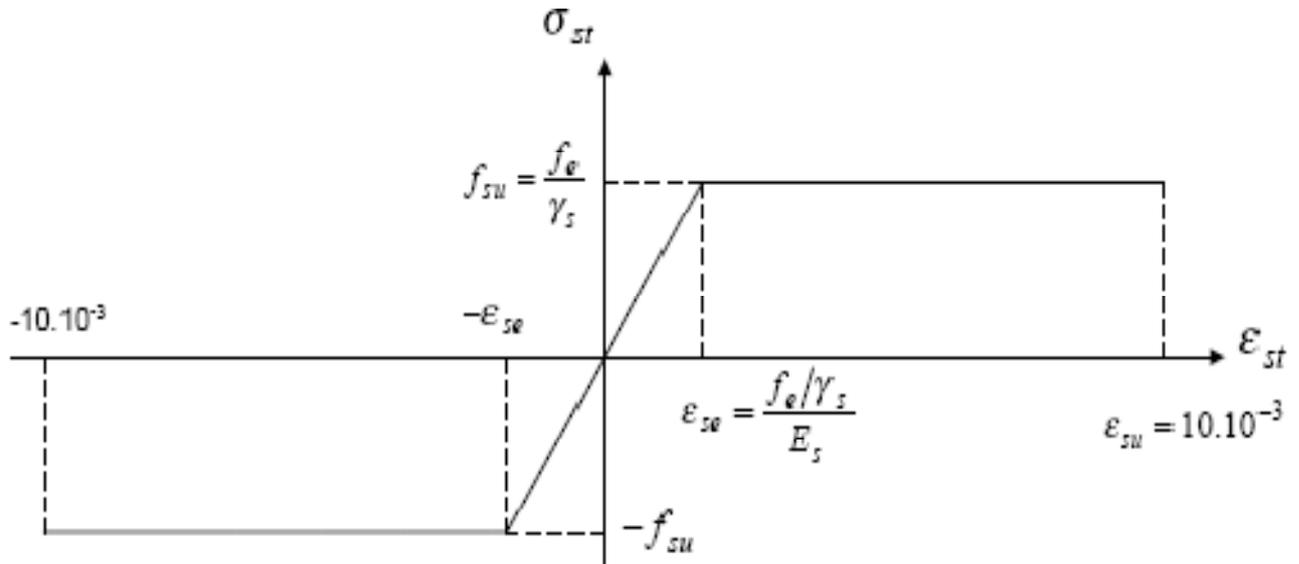
**Tableau I.1** :  $f_e$  en fonction du type d'acier.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ .

### I.8.3. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers :

Le diagramme se compose de deux parties : **CBA93 (article A.2.2.2)**

- Droite de Hook ( $\sigma = E_\epsilon$ ) de pente  $E = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$  indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10% (déformation maximale).



**Figure I.3 :** Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

La valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie  $f_{su}$  est définie par :

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$$

-  $\sigma_s$  est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.

-  $\gamma_s$  est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{(cas courants).} \\ 1 & \text{(combinaisons accidentelles).} \end{cases}$$

**I.8.4. Protection des Armatures :**

Dans le but d'assurer la protection des armatures contre la corrosion et autres effets.

Le **BAEL91** donne les enrobages à respecter en tenant compte de l'exposition et de la nature de l'ouvrage comme résumé sur le tableau suivant :

Exposition et nature de l'ouvrage	Valeurs minimales de C
Ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.	5cm (1)
Parfois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou à des condensations, ou encore, eu égal à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.	3cm (2)
Parfois situées dans des locaux couverts et clos et que ne seraient pas exposées aux condensations.	1cm

**Tableau I.2 :**L'enrobage des armatures.

Avec C : l'enrobage de l'armature la plus proche de la paroi.

(1) Cet enrobage de 5cm peut être réduit à 3cm si, soit les armatures, soit le béton, sont protégés par un procédé dont l'efficacité a été démontrée.

(2) La valeur de 3cm peut être ramenée à 2cm lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieure à 40MPa. En effet, l'efficacité de la protection apportée par l'enrobage est fonction de la compacité du béton, laquelle croît avec sa résistance.

**I.10.Conclusion :**

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisés sont données dans le tableau suivant :

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
<b>Béton</b>	Résistance caractéristique ( $f_{c28}$ )	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable	14,2
	*situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS ( $\sigma_{bc}$ )	15
	Module de déformation longitudinale instantanée $E_{ij}$	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée $E_{vj}$	10721,39
<b>Acier</b>	Limite d'élasticité $f_e$	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle	400
	*situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : *FPN	/
	*FN	240
*FTN	176	

**Tableau I.3 :** Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

### II.1.Introduction :

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous nous référons aux recommandations du RPA99 (version 2003), (BAEL 91), DTR BC2.2 et au(CBA 93).

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → poutrelles → planchers → poutres → poteaux plus les voiles → fondations → sol.

### II.2. Pré dimensionnement :

Afin de pré dimensionner les éléments structuraux de notre bâtiment nous nous sommes référés aux exigences du RPA 99(version 2003), BAEL 91, DTR et du CBA93.

Les éléments structuraux sont des éléments porteurs dans la structure, comportant :

- 1) Eléments secondaires : ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (escaliers, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).
- 2) Eléments principaux : ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).

#### II.2.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

##### II.2.1.1. Les planchers :

###### a) planchers à corps creux :

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

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

Avec L : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{490 - 30}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 20.44 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de  $h_t = 24 \text{ cm}$  :  $\begin{cases} 20 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$

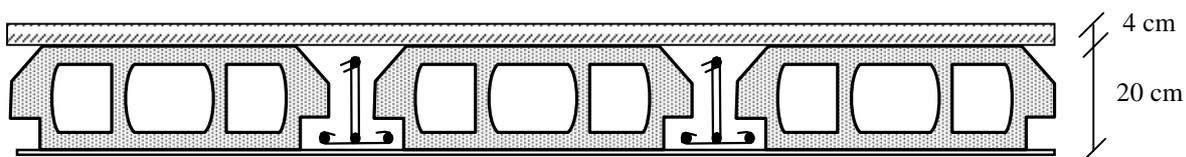


Figure II.1 : Les planchers à corps creux (20+4).

- **Les Poutrelles :**

Ce sont des petites poutres en béton armé colées sur place formant l'ossature d'un plancher. Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères :

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

**NB :** Pour ce qui est de notre cas ; nous avons opté pour les deux critères.

Sur les Figure (II.3.1;II.3.2 et II.3.3) nous montrons la disposition des poutrelles adoptées ainsi que l'emplacement des différentes dalles pleines pour tous les niveaux.

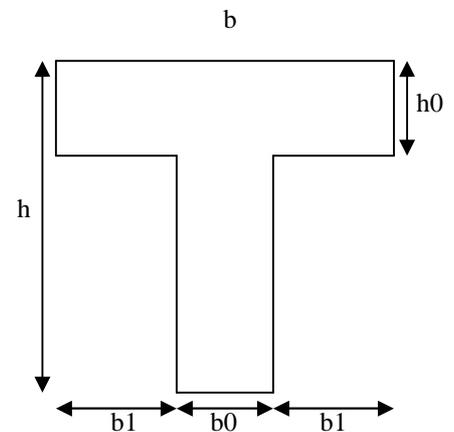
Les poutrelles se calculent comme des sections en T. La largeur de la table de compression à prendre est déniée par :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h \rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 20\text{cm})$$

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

$$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10) \quad \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm : distance entre deux nervures successives.}$$



**Figure II.2 :** Schema d'une poutrelle

$L_y$  : la distance maximale entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$L_y = 490 - 30 = 460\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min (55/2 ; 460/10)$$

$$b_1 \leq \min (27.5 ; 46)$$

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

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65$$

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

- **Plan de disposition des poutrelles :**

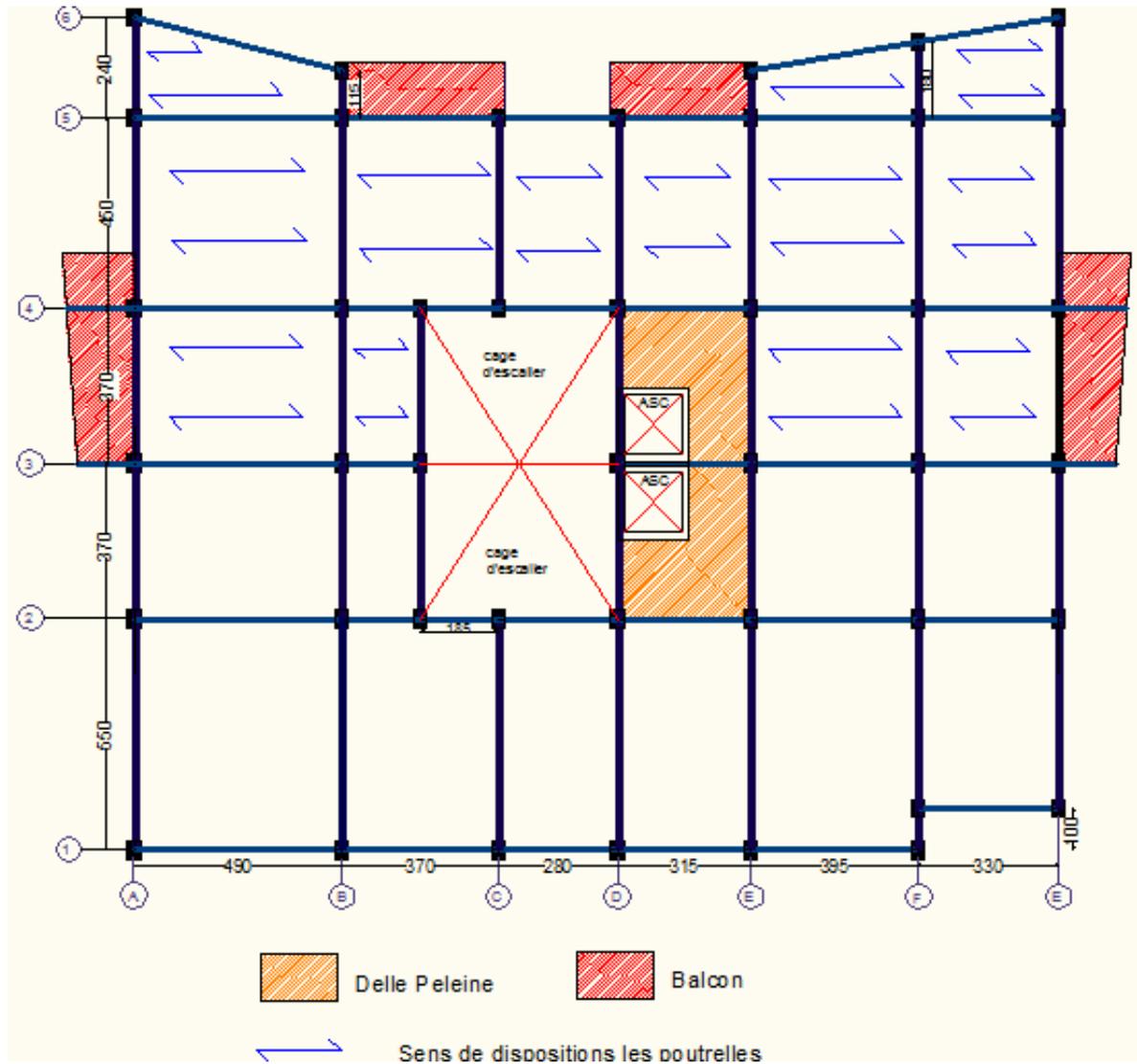


Figure II.3.1:dispositions des poutrelles et positions des dalles pleines (3<sup>ème</sup> entres sols).

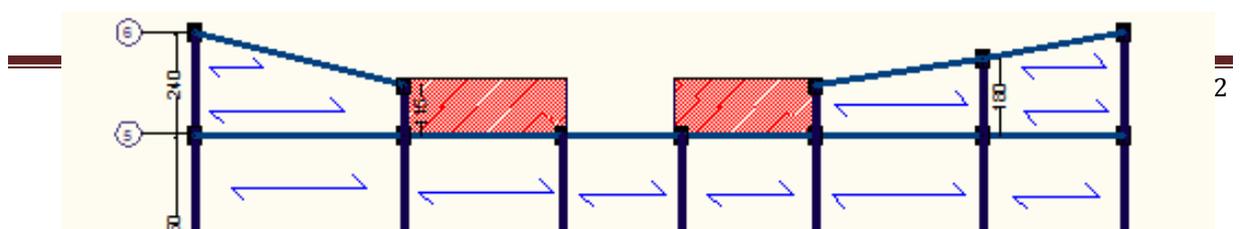
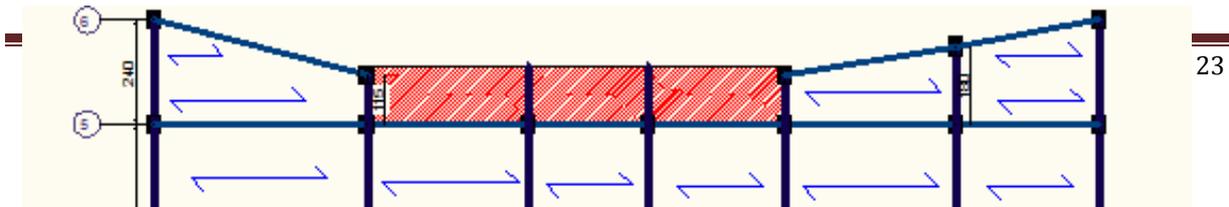


Figure II.3.2 :dispositions des poutrelles et positions des dalles pleines (2<sup>eme</sup> entres sols).



**Figure II.3.3:**dispositions des poutrelles et positions des dalles pleines (1<sup>er</sup> entre sol et R+8).

**b) planchers en dalles pleines :**

Dans notre cas les dalles pleines sont utilisées dans les balcons. Leurs dimensions doivent satisfaire les critères suivants :

- Critère de résistance :
  - $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$  pour une dalle sur deux appuis.
  - $e \geq L_x/20$  pour une dalle sur un seul appui.
  - $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$  pour une dalle sur trois ou quatre appuis

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

- Critère de coupe-feu :
  - $e \geq 7cm \rightarrow$  Pour une heure de coupe-feu.
  - $e \geq 11cm \rightarrow$  Pour deux heures de coupe-feu. **(CBA93)**

$e \geq 17.5cm \rightarrow$  Pour quatre heures de coupe-feu.

Avec  $e$  : épaisseur de la dalle pleine.

- Isolation phonique :  $e \geq 13 cm$  **(CBA93)**

Dans notre cas :

- **Planchers dalles pleines :**

- **Delle reposant sur quatre appuis :**

Les deux dalles reposantes sur les poutres et le voile de l'ascenseur et même dimensions.

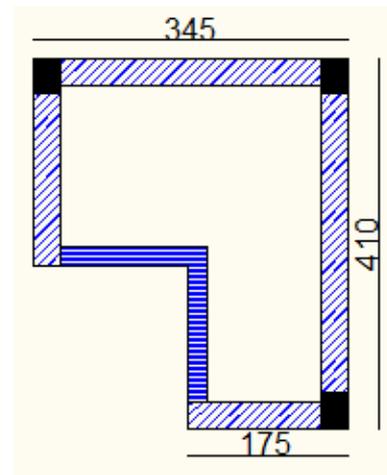
$$L_x = 3.45\text{m}; \quad L_y = 4.1\text{m}.$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \Rightarrow \frac{345}{50} \leq e \leq \frac{410}{40}$$

$$\Rightarrow 6.9\text{cm} \leq e \leq 8.625\text{cm}.$$

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

On prend : **e = 14 cm.**



**Figure II.4.1 :**Planchers dalles pleines type1, 2.

- **Les paliers de cages d'escaliers :**

- **Palier reposant sur trois appuis :**

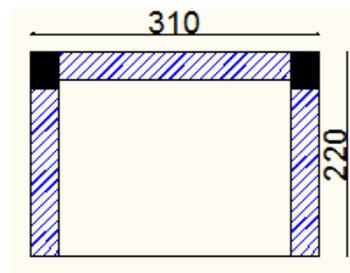
$$L_x = 2.2\text{m}; \quad L_y = 3.1\text{m}.$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \Rightarrow \frac{220}{50} \leq e \leq \frac{310}{40}$$

$$\Rightarrow 4.4\text{cm} \leq e \leq 5.5\text{cm}.$$

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

On prend : **e = 14 cm.**



**Figure II.4.2 :** Palier de l'escalier type3

- **Paliers reposant sur quatre appuis :**

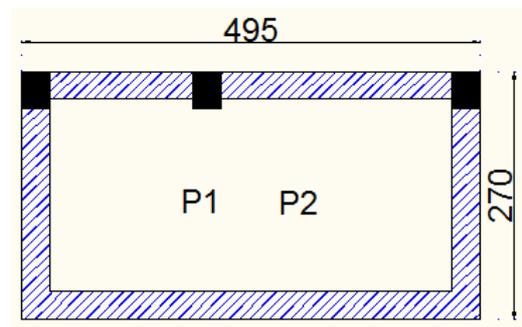
$$\text{On a : } L_x = 2,7\text{m} ; \quad L_y = 4.95\text{m}.$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \Rightarrow \frac{270}{50} \leq e \leq \frac{495}{40}$$

$$\Rightarrow 5.4\text{cm} \leq e \leq 6.75\text{cm}.$$

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

On prend : **e = 14 cm.**



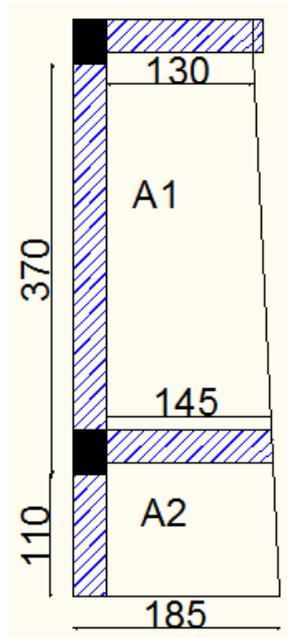
**Figure II.4.3 :** palier de l'escalier type1, 2.

- **Dalles pleines des balcons :**

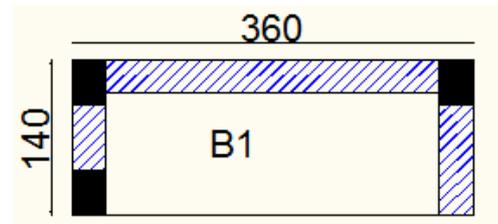
- Les différents types des panneaux de dalles des balcons :

A1, B1, B2, B3 et B4 : Dalles sur trois appuis.

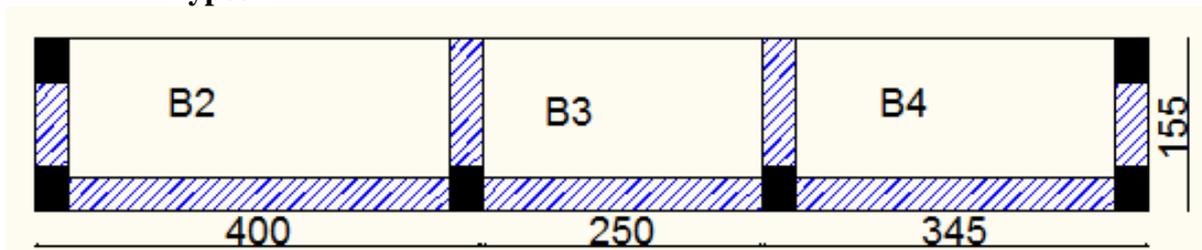
A2 : dalle sur deux appuis.



Type01



Type02



Type03

Figure II.4.4 : les différents types des balcons.

**Remarque :** Toutes les dalles des balcons ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coupe-feu est la plus défavorable.

Pour deux heures de coupe-feu  $e \geq 11\text{cm}$ . On prend :  $e = 14\text{ cm}$ .

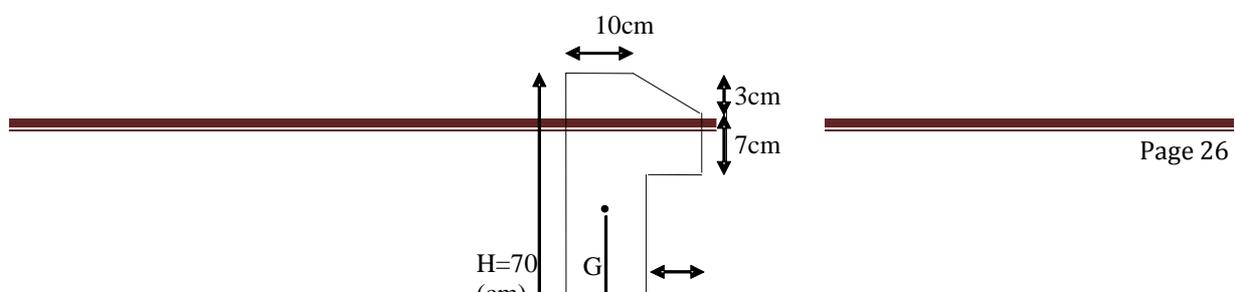
Finalement l'épaisseur à retenir pour les trois types de dalle est :  $e = 14\text{ cm}$

c) L'acrotère :

Ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture.

$$H = 70\text{cm}.$$

$$S_{inacce} = 10 \times 70 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 = 0.0785\text{m}^2$$



**Figure II.5 : Vue en coupe de l'acrotère.****d) Les escaliers :**

Les escaliers sont des successions de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents dimensions de l'escalier sont :

$H_0$  : demi-hauteur d'étage.

$L_0$ : longueur totale d'escalier.

$g$  : le giron.

$h$  : hauteur de la contre marche.

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

-la hauteur  $h$  des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.

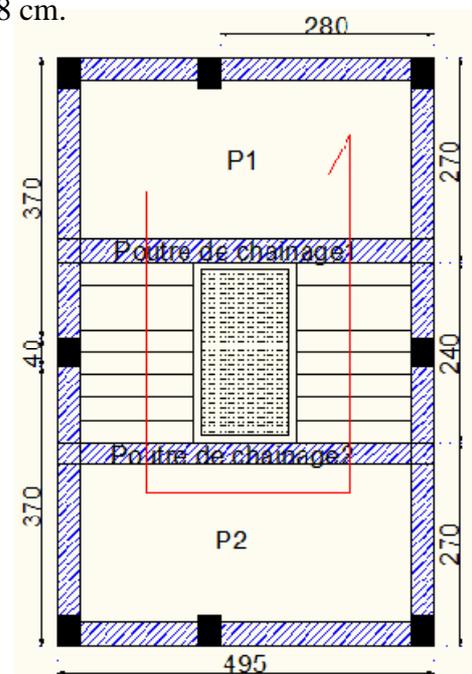
-la largeur  $g$  se situé entre 25 et 32 cm.

Dans notre projet on a deux types d'escaliers:

- **1<sup>er</sup> type escalier droit à deux volées :**

**Remarque :** On a créés deux poutres de chainages au niveau de palier p1, p2.

**Figure II.6.1 :** vue en plan d'escalier type1(3<sup>eme</sup>, 2<sup>eme</sup> et 1<sup>er</sup> entres sols et R+8).



- **2<sup>eme</sup> type escalier droit à un volée :**

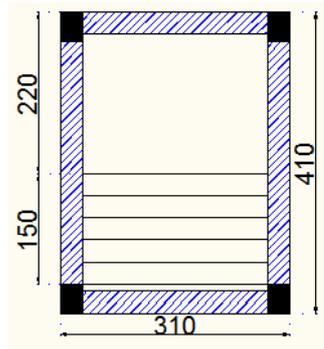


Figure II.6.2 : vue en plan d'escalier type2 (3<sup>eme</sup> entres sols).

• Dimensionnement :

- 1<sup>er</sup> type :

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

$$0.59 \leq g + 2 \times h \leq 0.64m \dots\dots\dots(1)$$

Or :  $g = \frac{L_0}{n-1}$  et  $h = \frac{H_0}{n}$

n : Nombre de contre marche.

n - 1: Nombre de marches ou (N).

Remplaçant dans (1) on trouve :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0$$

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

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

$$L = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} = 2.85m.$$

$$\frac{285}{30} \leq e \leq \frac{285}{20}$$

$$\Rightarrow 9.50 \leq e \leq 14.25cm$$

Pour 2 heure de Coup feu e > 11cm.

Soit e = 14cm.

$$L = 2.4m$$

$$H = 1.53m$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1.53 + 2.4) n + 2 \times 1.53 = 0$$

$$\Rightarrow n = 9$$

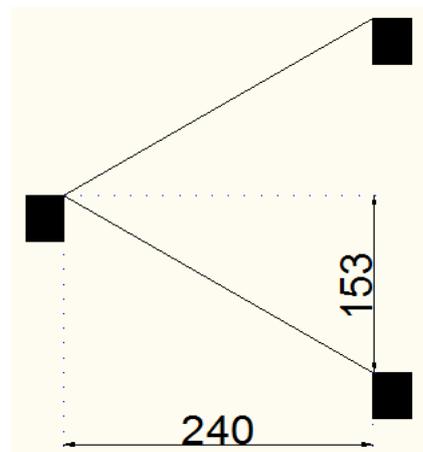


Figure II.6.3 : schéma statique de l'escalier type1

$$h = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$$

Calcul de  $\alpha$ :

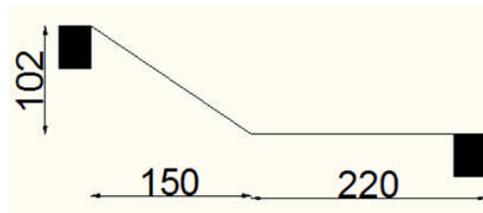
$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H_0/L_0) = \text{tg}^{-1}(153 / 240) \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$L_0$ (m)	$H_0$ (m)	n	h(cm)	g(cm)		l(m)	e(cm)	N
2.4	1.53	9	17	30	32.52	13.7	14	8

**Tableau II.1** : dimensions de l'escalier type1

- 2<sup>er</sup> type :



**Figure II.6.4** :Schéma statique de l'escalier type2

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$L_0$ (m)	$H_0$ (m)	n	h(cm)	g (cm)		l(m)	e (cm)	N
1.5	1.02	6	17	30	34.22	4.01	14	5

**Tableau II.2** : dimensions de l'escalier type2

II.2.2. Evaluation des charges et surcharges :

II.2.2.1. Plancher terrasse inaccessible :

- La terrasse inaccessible :

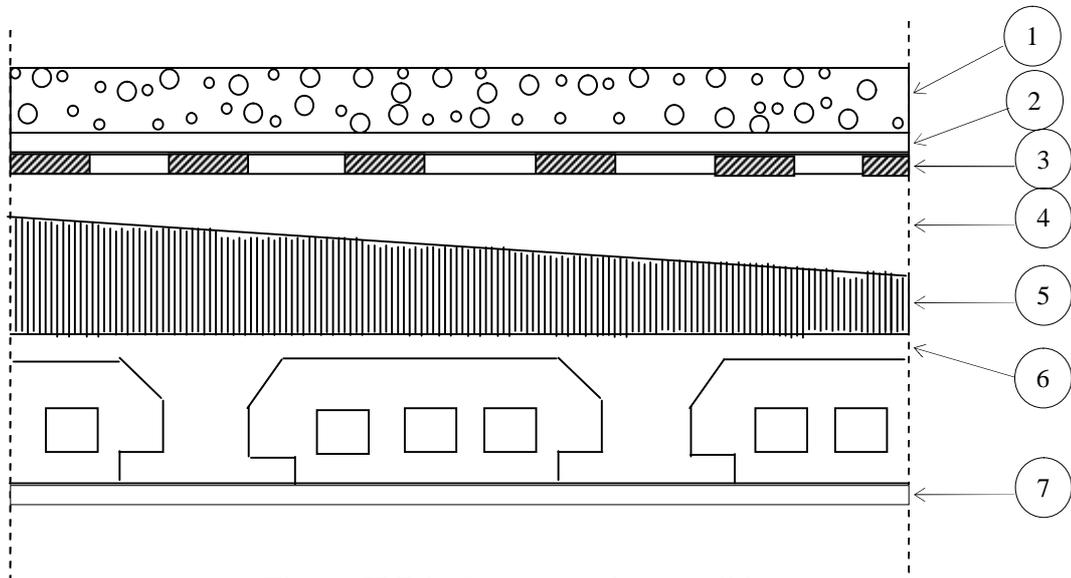


Figure II.7.1 : La terrasse inaccessible

N°	Description	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m <sup>3</sup> ) "γ "	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection lourde en gravier	0,05	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique en polystyrène	0,04	0,25	0,10
4	Couche pour vapeur en fente bitumée	0,007	/	0,03
5	Forme de pente en béton nègre	0,10	22	2,20
6	Dalle de corps creux (20+4)	0,24	/	3,20
7	Enduit en plâtre	0,015	10	0,15
				<b>Σ= 6.8</b>

Tableau II.4: évaluation des charges de plancher terrasse inaccessible.

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse accessible est estimée à :  
**Q = 1.0 KN/m<sup>2</sup>. (DTRB.C.2.2)**
- La charge permanente totale estimée est : **G = 6.8 KN/m<sup>2</sup>.**

II.2.2.2. Plancher de l'étage courant :

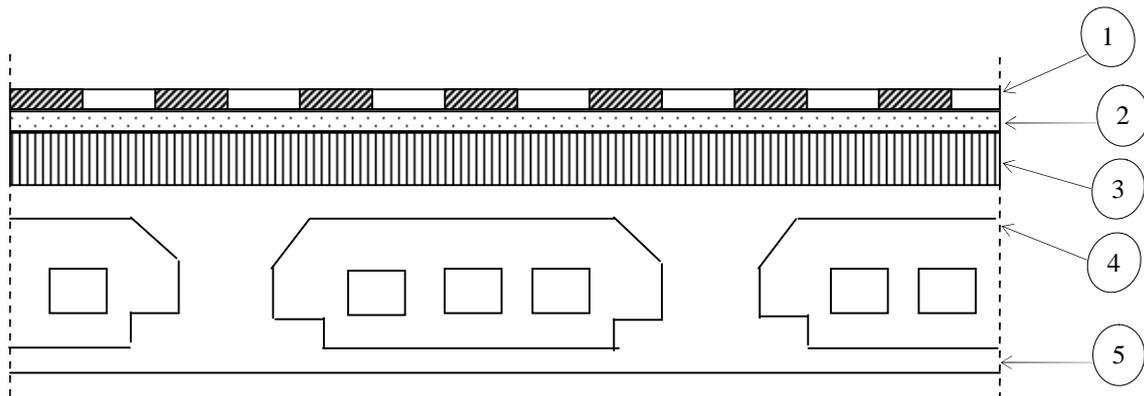


Figure II.7.2 :Plancher étage courant

N°	Description	Epaisseur (m) "e"	Densité (K/m <sup>3</sup> ) "γ"	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle de corps creux (20+4)	0.24	/	3.20
5	Enduit en mortier ciment	0.015	10	0.15
6	Cloisons de distribution	0.10	10	1
				<b>Σ = 5.55</b>

Tableau II.5 : Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.

- La charge permanente totale qu'on a est  $G = 5.55 \text{ KN/m}^2$ .
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage courant est estimée à  $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$ . (DTRB.C.2.2)(Art VI.7.2.1)

II.2.2.3. Dalles pleines:

❖ Plancher de l'étage courant :

N°	Description	Epaisseur (m) "e"	Densité (K/m <sup>3</sup> ) "γ"	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Dalle pleine	0.14	25	3.50
2	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Sable fin	0.02	18	0.36
5	Enduit en plâtre	0.015	10	0.15
				<b>Σ = 4.85</b>

Tableau II.6 : Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.

- La charge permanente totale qu'on a est  $G_{dalle} = 4.85 \text{ KN} / \text{m}^2$ .

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage courant est estimée à  $Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2$ . (DTRB.C.2.2)(Art VI.7.2.1)
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons est estimée à  $Q = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$ . (DTRB.C.2.2)(Art VI.7.7)

❖ La terrasse inaccessible :

N°	Description	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m <sup>3</sup> ) "γ"	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection lourde en gravier	0,05	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique en polystyrène	0,04	0,25	0,10
4	Couche pour vapeur en fente bitumée	0,007	/	0,03
5	Forme de pente en béton nègre	0,10	22	2,20
6	Epaisseur de la dalle	0,14	25	3,5
7	Enduit en ciment	0,015	20	0,3
				<b>Σ=7.25</b>

**Tableau II.7 :** Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines

- La charge permanente totale qu'on a est  $G_{dalle} = 7.16 \text{ KN} / \text{m}^2$ .
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage courant est estimée à  $Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2$ . (DTRB.C.2.2)(Art VI.7.2.1).

II.2.2.4. Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses) :

❖ Evaluations des charges :

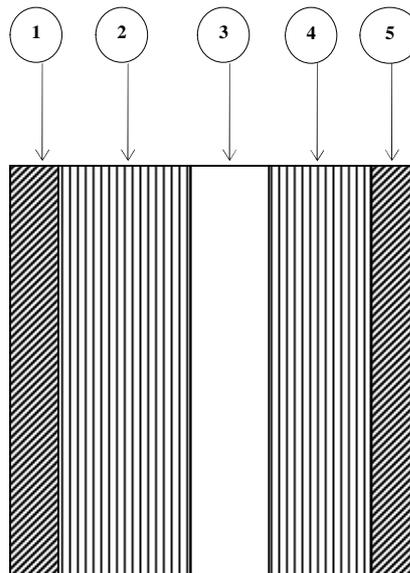


Figure II.7.3 : Mur extérieur

N°	Description	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m <sup>3</sup> ) "γ"	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	0.015	20	0.3
2	Brique creuse	0.15	09	1.35
3	Ame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	09	0.90
5	Enduit plâtre	0.015	10	0.15
				<b>Σ = 2.7</b>

Tableau II.8 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

- La charge totale estimée est : **G = 2.7 KN/m<sup>2</sup>**.

II.2.2.5. Acrotère :

- **Charge Permanente :**

- Poids propre :

$$G = \gamma_b \times S$$

$$G = 1.75 \text{ KN/ml}$$

- Enduit de ciment :

Enduit extérieur : (e=2cm)

$$G_1 = g_c \times S_{ext}$$

$$G_1 = 0.28 \text{ KN/ml.}$$

Enduit intérieur : (e=2cm)

$$G_2 = g_c \times S_{int}$$

$$G_2 = 0.39 \text{ KN/ml.}$$

$$G_T = 2.42 \text{ KN/ml.}$$

❖ Evaluation des charges :

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Surface (cm <sup>2</sup> )	Densité (K/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	10	785	25	1,75
Enduit de ciment intérieur	2	194,88	20	0,28
Enduit de ciment extérieur	2	140	20	0,28
Charge permanente totale	G=2,42KN/ml			
Charge d'exploitation	Q=1KN/ml			

**Fig.7.5 : coupe d'acrotère**

**Tableau II.9 :** Evaluation des charges dans l'acrotère.

**II.2.2.6. Les escaliers :**

❖ Evaluation des charges :

N°	Description	palier (KN/m <sup>2</sup> )	paillasse (KN/m <sup>2</sup> )
1	Poids de la dalle	25*0.14=3.5	25*0.14/cos(35.31)=4.29
2	Poids des marches	0.00	22*0.17/2=1.87
3	Mortier de pose vertical	0.00	20*0.02*0.17/0.3=0.23
4	Mortier de pose horizontal	20*0.02=0.4	20*0.02=0.40
5	Carrelage de pose horizontal	22*0.02=0.44	22*0.02=0.44
6	Carrelage vertical	0.00	22*0.02*0.17/0.3=0.25
7	Garde-corps	0.00	0,60
8	Enduit en plâtre	0.15	0.15
TOTAL		Σ =4.49	Σ =8.23

**Tableau II.10 :** Evaluation des charges sur les escaliers.

$$G_{palier} = 4.49 \text{ KN} / \text{m}^2 ; G_{paillasse} = 8.23 \text{ KN} / \text{m}^2 ; Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

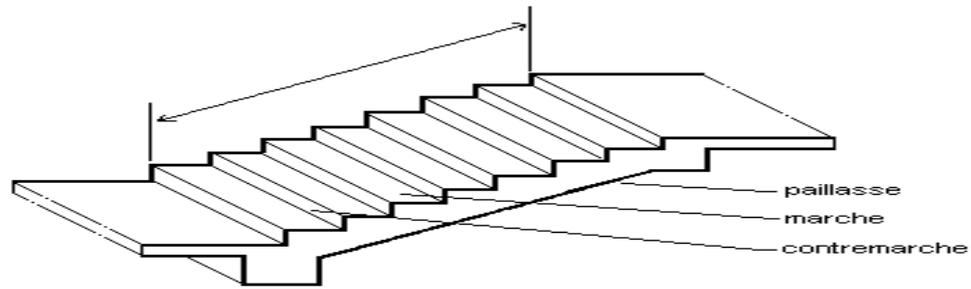


Figure II.7.4 : escalier.

### II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux :

#### II.3.1. Les voiles :

Selon l'article (7.7.1) du RPA99/Version 2003, l'épaisseur ( $e$ ) et la largeur ( $L$ ) d'un voile doivent satisfaire les conditions suivantes :

$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

Pour la hauteur d'étage égale à 3.06m

$$h_e = 3.06 - 0.24 = 2.82\text{m}$$

$$a \geq \max\left[\frac{h_e}{20}; 15\text{cm}\right].$$

$$a \geq \max\left[\frac{282}{20}; 15\text{cm}\right].$$

$$\Rightarrow a \geq \max[14.1; 15\text{cm}].$$

Soit  $a = 20\text{cm}$  pour les étages de 1 à 12.

$$L \geq 4 \times a = 80\text{cm}.$$

#### II.3.2. Les poutres :

##### a)- Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leurs hauteurs sont déterminées selon la condition de la flèche qui est :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \text{ BAEL 91}$$

$L_{\max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{\max} = 550 - 40 = 510\text{cm}.$$

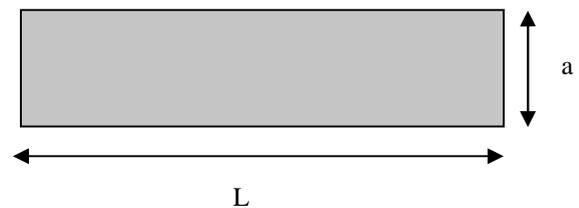


Figure II.8.1 Vue en plan d'un voile.

$$\Rightarrow 34\text{cm} \leq h \leq 51\text{cm}.$$

Soit :  $h = 45\text{cm}$

Pour la largeur (b) :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad (\text{Le BAEL 91})$$

$$13,5\text{cm} \leq b \leq 31,5\text{cm}$$

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

✓ **Vérifications :**

Selon les recommandations du **RPA 99(version2003)**, on doit satisfaire les conditions suivantes.

$$b \geq 20 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right. \quad (\text{Art 7.5.1})$$

Sachant que  $b$  : largeur de la poutre.

$h$  : hauteur de la poutre.

Soit :  $h = 45 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

$$(2) \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots\text{verifier.} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots\text{verifier.} \\ h/b = 45 / 30 = 1.5 < 4 \quad \dots\dots\dots\text{verifier.} \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :

$$b \times h = (45 \times 30) \text{ cm}^2$$

**b). Les poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leurs hauteurs sont données selon la condition de la flèche :

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

$L_{\max}$  : Portée libre maximale, entre axes, de la poutre longitudinale.

$$L_{\max} = 490 - 30 = 450 \text{ cm}$$

$$L_{\max} = 450\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} \leq h \leq 45\text{cm}.$$

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

➤ **Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right.$$

Sachant que  $b$  : largeur de la poutre.

$h$  : hauteur de la poutre.

Soit :  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{verifier.}$$

$$(2) \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{verifier.} \end{array} \right.$$

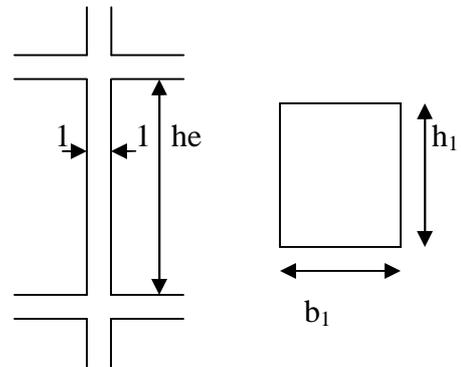
**$h / b = 40 / 30 = 1.33 < 4 \dots\dots\dots \text{verifier.}$**

**II.3.3. Les poteaux :**

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

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (Art 7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$



Coupe (1-1)

$h_e$  : Hauteur libre d'étage est égale à 2.81m | **Figure II.8.2** : Hauteur libre.d'étage.

On adopte préalablement la section  $b_1 \times h_1$  des poteaux comme suit :

- $50 \times 50 \text{ cm}^2$  pour (3 entres sols).
- $45 \times 45 \text{ cm}^2$  pour (rez de chaussée, 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage).
- $40 \times 40 \text{ cm}^2$  pour (3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage).
- $35 \times 35 \text{ cm}^2$  pour (6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage).

étages	Trois entes sols	RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup>	3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup>	6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup>
S (cm <sup>2</sup> )	50*50	45*45	40*40	35*35

Tableau II.11 : les sections des poteaux.

#### II.4. Descente de charge :

- **La loi de dégression des charges d'exploitation :**

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

#### - La loi de dégression : [4]

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

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

Sous toit ou terrasse :

$$Q_0$$

Sous dernier étage :

$$Q_0 + Q_1$$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) :

$$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 3) :

$$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

Sous étage n quelconque :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Le coefficient  $\frac{(3+n)}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$

-Plan de repérage des poteaux :

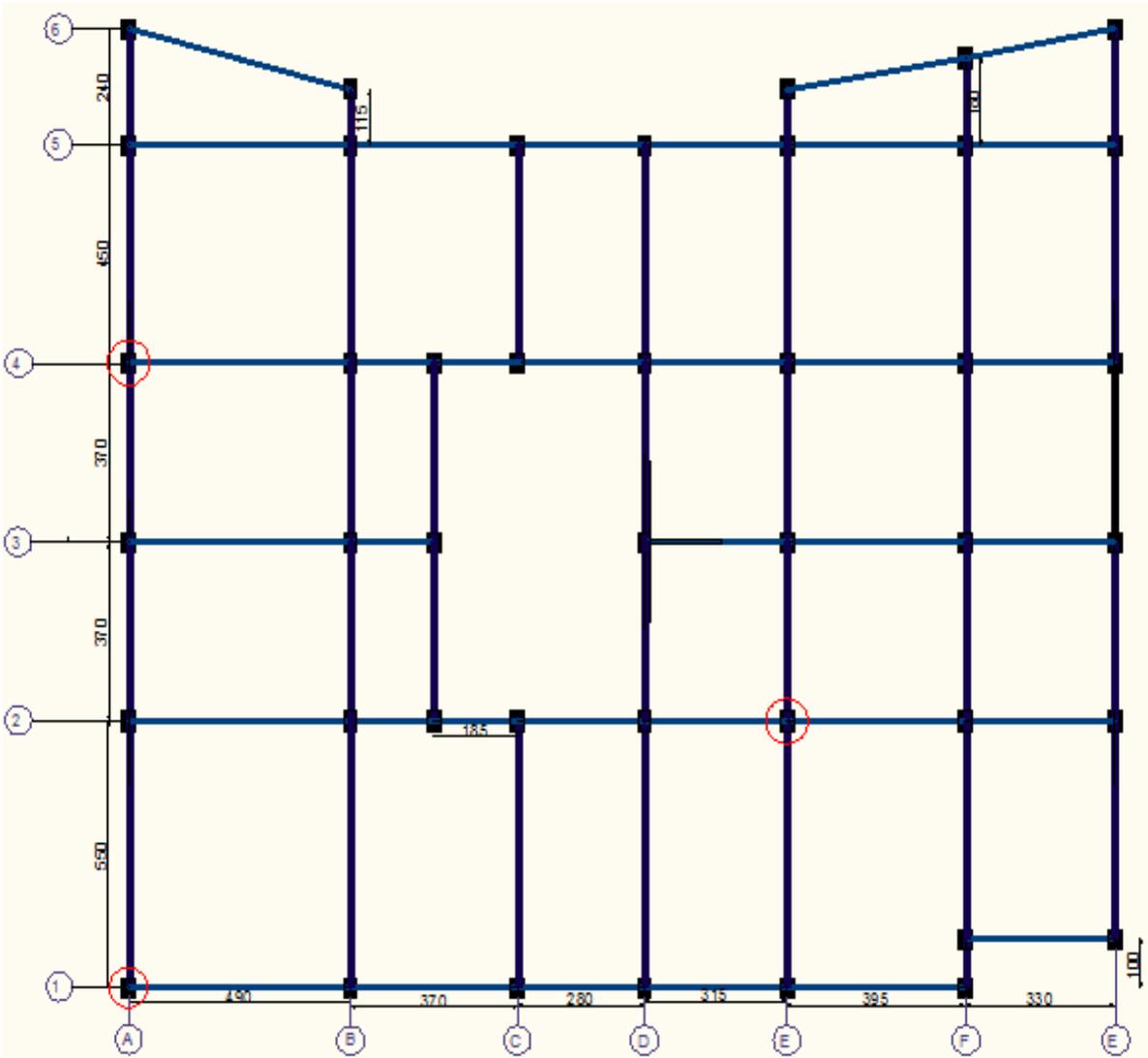


Figure II.9.1 : Plan de repérage des poteaux.

- Calcul du poids propres des éléments revenants au poteau A4 :

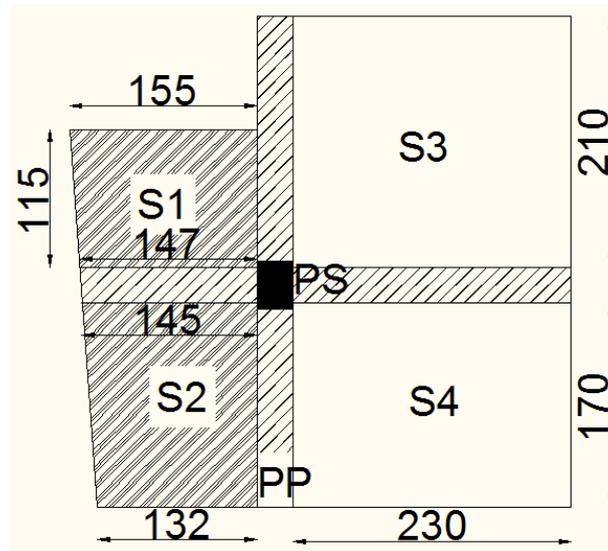


Figure II.9.2 Vue en plan du poteau A4.

#### ☀ Poids des planchers :

##### ▪ Plancher terrasse inaccessible :

###### - Partie corps creux :

$$G = 6.8 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$S = S_3 + S_4 = 8.74 \text{ m}^2$$

$$G = 6.8 \times 8.74 = 59.432 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \times 8.74 = 8.74 \text{ KN}$$

###### - Partie dalle pleine :

$$G = 7.5 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 = 4.1 \text{ m}^2$$

$$G_{DP} = 7.5 \times 4.1 = 30.75 \text{ KN}$$

$$Q_{DP} = 1 \times 4.1 = 4.1 \text{ KN}$$

##### ▪ Plancher étage courant :

###### - Partie corps creux :

$$G = 5.55 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$S = S_3 + S_4 = 8.74 \text{ m}^2$$

$$G = 5.55 \times 8.74 = 48.507 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \times 8.74 = 13.11 \text{ KN}$$

###### - Partie dalle pleine :

$$G = 4.85 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 = 4.1 \text{ m}^2$$

$$G_{DP} = 4.85 \times 4.1 = 19.885 \text{ KN}$$

$$Q_{DP} = 3.5 \times 4.1 = 14.35 \text{ KN}$$

☀ **Poids de mur extérieur :**

$$G_1 = 2.7 \text{ KN/m}^2$$

$$S_1 = 5.275 \times 2.73 = 14.4 \text{ m}^2$$

$$G_{mur1} = 2.7 \times 14.4 = 38.88 \text{ KN}$$

$$G_2 = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$S_2 = 2.703 \times 2.2 = 5.947 \text{ m}^2$$

$$G_{mur2} = 1.5 \times 5.947 = 8.921 \text{ KN}$$

$$G_{mur \text{ total}} = 38.88 + 8.921 = 47.801 \text{ KN}$$

☀ **Poids de poutres :**

$$L_{pp} = 3.7 \text{ m}$$

$$L_{ps} = 3.75 \text{ m}$$

$$P_{pp} = 0.3 \times 0.45 \times 3.7 \times 25 = 12.488 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = 0.3 \times 0.4 \times 3.75 \times 25 = 11.25 \text{ KN}$$

$$G_{poutre} = 12.488 + 11.25 = 23.738 \text{ K}$$

☀ **Poids de l'acrotère :**

$$G = 2.42 \text{ KN/ml}$$

$$G = 2.42 \times (5.66) = 13.697 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \times 5.66 = 5.77 \text{ KN}$$

☀ **Poids de poteaux :**

Pour les poteaux :  $P = S \times 25 \times h_e \implies h_e = 3.06 \text{ m}$

Trois entes sols : section des poteaux (50 × 50) cm<sup>2</sup>

$$P = 0.5 \times 0.5 \times 3.06 \times 25 = 19.125 \text{ KN}$$

RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup> étage : section des poteaux (45 × 45) cm<sup>2</sup>

$$P = 0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.49 \text{ KN}$$

3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup> étage : section des poteaux (40 × 40) cm<sup>2</sup>

$$P = 0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ KN}$$

6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup> étage : section des poteaux (35 × 35) cm<sup>2</sup>

$$P = 0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.37 \text{ KN}$$

étages	Trois entes sols	RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup>	3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup>	6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup>
S (m <sup>2</sup> )	<b>0.25</b>	<b>0.2025</b>	<b>0.16</b>	<b>0.1225</b>
P(KN)	<b>19.125</b>	<b>15.49</b>	<b>12.24</b>	<b>9.37</b>

**Tableau II.12 :** évaluation des poids propre des poteaux.

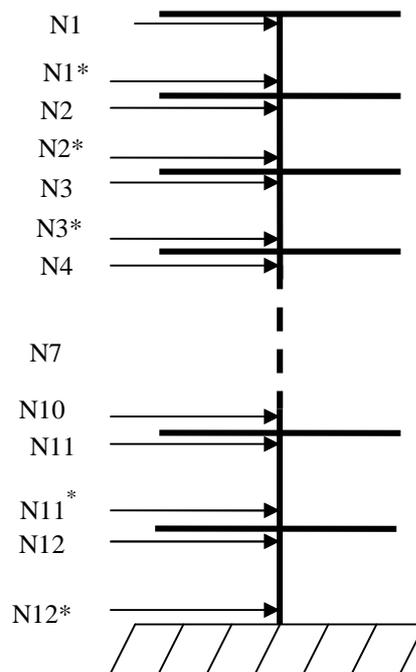


Figure II.9.3 : Schéma statique de la descente de charge.

- Tableau récapitu

Niveau	Eléments	G(KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	59.432	
	Dalle pleine inaccessible	30.75	8.74
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	12.488	+
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	11.25	4.1
	Poteau(35×35)cm <sup>2</sup>	9.37	+
	Acrotère	13.697	5.77
	<b>Total</b>	<b>136.987</b>	<b>18.61</b>
N2	Venant de N1	136.987	
	Plancher d'étage (20+4)	48.507	
	Dalle pleine	19.885	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	12.488	18.61
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	11.25	+
	Poteau (35×35)cm <sup>2</sup>	9.37	27.46
	Mur extérieure	47.801	
	<b>Total</b>	<b>286.288</b>	<b>46.07</b>
	Venant de N2	286.288	
	Plancher d'étage (20+4)	48.507	

N3	Dalle pleine	19.885	18.61 + 52.174
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	12.488	
PS (30×40) cm <sup>2</sup>	11.25		
Poteau (35×35)cm <sup>2</sup>	9.37		
Mur extérieure	47.801		
	<b>Total</b>	<b>435.589</b>	<b>70.784</b>
N4	Venant de N3	435.589	18.61 + 74.142
	Plancher d'étage (20+4)	48.507	
	Dalle pleine	19.885	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	12.488	
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	11.25	
	Poteau (40×40)cm <sup>2</sup>	12.24	
	Mur extérieure	47.801	
	<b>Total</b>	<b>587.76</b>	<b>92.752</b>
N5	Venant de N4	587.76	18.61 + 93.364
	Plancher d'étage (20+4)	48.507	
	Dalle pleine	19.885	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	12.488	
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	11.25	
	Poteau (40×40)cm <sup>2</sup>	12.24	
	Mur extérieure	47.801	
	<b>Total</b>	<b>739.931</b>	<b>111.974</b>
N6	Venant de N5	739.931	18.61 + 109.84
	Plancher d'étage (20+4)	48.507	
	Dalle pleine	19.885	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	12.488	
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	11.25	
	Poteau (40×40)cm <sup>2</sup>	12.24	
	Mur extérieure	47.801	
	<b>Total</b>	<b>892.102</b>	<b>128.45</b>
	Venant de N6	892.102	
	Plancher d'étage (20+4)	48.507	

N7	Dalle pleine	19.885	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	12.488	18.61
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	11.25	+
	Poteau (45×45)cm <sup>2</sup>	15.49	123.57
	Mur extérieure	47.801	
	<b>Total</b>	<b>1047.523</b>	<b>142.18</b>
N8	Venant de N7	1047.523	
	Plancher d'étage (20+4)	48.507	
	Dalle pleine	19.885	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	12.488	18.61
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	11.25	+
	Poteau (45×45)cm <sup>2</sup>	15.49	137.3
	Mur extérieure	47.801	
	<b>Total</b>	<b>1202.944</b>	<b>155.91</b>
N9	Venant de N8	1202.944	
	Plancher d'étage (20+4)	48.507	
	Dalle pleine	19.885	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	12.488	18.61
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	11.25	+
	Poteau (45×45)cm <sup>2</sup>	15.49	151.03
	Mur extérieure	47.801	
	<b>Total</b>	<b>1358.365</b>	<b>169.64</b>
N10	Venant de N9	1358.365	
	Plancher d'étage (20+4)	48.507	
	Dalle pleine	19.885	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	12.488	18.61
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	11.25	+
	Poteau (50×50)cm <sup>2</sup>	19.125	164.76
	Mur extérieure	47.801	
	<b>Total</b>	<b>1517.426</b>	<b>183.37</b>
N11	Venant de N10	1517.426	
	Plancher d'étage (20+4)	48.507	

	Dalle pleine	19.885	18.61
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	12.488	+
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	11.25	178.49
	Poteau (50×50)cm <sup>2</sup>	19.125	
	Mur extérieure	47.801	
	<b>Total</b>	<b>1676.487</b>	<b>187.1</b>
N12	Venant de N11	1676.487	
	Plancher d'étage (20+4)	48.507	
	Dalle pleine	19.885	18.61
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	12.488	+
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	11.25	192.22
	Poteau (50×50)cm <sup>2</sup>	19.125	
	Mur extérieure	47.801	
	<b>Total</b>	<b>1835.548</b>	<b>210.83</b>
Gt=1835.548KN Qt=210.83KN		Nu=1.35Gt+1.5Qt	
		Ns=Gt+Qt	
		<b>Nu=2794.235KN</b>	
		<b>Ns=2046.378KN</b>	

Tableau II.13: Calcul de la descente de charge A4.

- Calcul du poids propres des éléments revenants au poteau E2 :

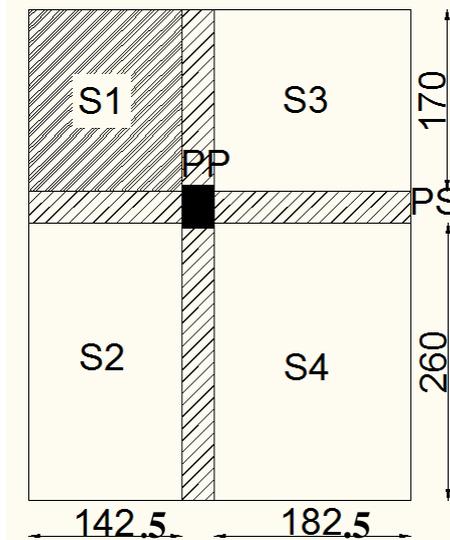


Figure II.9.2 Vue en plan du poteau E2

#### ☀ Poids des planchers :

##### ▪ Plancher terrasse inaccessible :

###### - Partie corps creux :

$$G = 6.8 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 12.105 \text{ m}^2$$

$$G = 6.8 \times 12.105 = 82.314 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \times 12.105 = 12.105 \text{ KN}$$

###### - Partie dalle pleine :

$$G = 7.5 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$S = S_1 = 2.423 \text{ m}^2$$

$$G_{DP} = 7.5 \times 2.423 = 18.173 \text{ KN}$$

$$Q_{DP} = 1 \times 2.423 = 2.423 \text{ KN}$$

##### ▪ Plancher étage courant :

###### - Partie corps creux :

$$G = 5.55 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$S = S_2 + S_3 + S_4 = 11.553 \text{ m}^2$$

$$G = 5.55 \times 11.553 = 64.119 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \times 11.553 = 17.33 \text{ KN}$$

###### - Partie dalle pleine :

$$G = 4.85 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$S = S_1 = 2.423 \text{ m}^2$$

$$G_{DP}=4.85 \times 2.423 = 11.63 \text{ KN}$$

$$Q_{DP}= 1.5 \times 2.423 = 3.635 \text{ KN}$$

☀ **Poids de mur extérieur :**

- **Plancher étage courant :**

$$G_1=2.7 \text{ KN/m}^2$$

$$S_2=1.775 \times 2.66=4.722 \text{ m}^2$$

$$G_{mur1}=2.7 \times 4.722=12.748 \text{ KN}$$

$$G_2=1.2 \text{ KN/m}^2$$

$$S_2=5.575 \times 2.66=14.83 \text{ m}^2$$

$$G_{mur2}=1.2 \times 14.83=17.795 \text{ KN}$$

$$G_{mur \text{ total}}=12.748+17.795=30.543 \text{ KN}$$

- **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G=2.7 \text{ KN/m}^2$$

$$S=2.025 \times 1.76=3.564 \text{ m}^2$$

$$G_{mur}=2.7 \times 3.564=9.623 \text{ KN}$$

☀ **Poids de poutres :**

$$L_{pp}= 4.2 \text{ m}$$

$$L_{ps}= 3.25\text{m}$$

$$P_{pp}=0.3 \times 0.45 \times 4.2 \times 25 = 14.175 \text{ KN}$$

$$P_{ps}=0.3 \times 0.4 \times 3.25 \times 25 = 9.75 \text{ KN}$$

$$G_{poutre}= 14.175+9.75 = 23.925 \text{ KN}$$

☀ **Poids de l'acrotère :**

$$G=2.42\text{KN/ml}$$

$$G=2.42 \times (2.025)=4.9 \text{ KN}$$

$$Q=1 \times 2.025=2.025 \text{ KN}$$

☀ **Poids de poteaux :**

étages	Trois entes sols	RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup>	3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup>	6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup>
S (m <sup>2</sup> )	<b>0.25</b>	<b>0.2025</b>	<b>0.16</b>	<b>0.1225</b>
P(KN)	<b>19.125</b>	<b>15.49</b>	<b>12.24</b>	<b>9.37</b>

**Tableau II.12 :** évaluation des poids propre des poteaux.

- Tableau récapitulatif de la descente de charge :

Niveau	Eléments	G(KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	82.314	
	Dalle pleine inaccessible	18.173	
	Acrotère	4.9	12.105
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	14.175	+
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.75	2.423
	Poteau(35×35)cm <sup>2</sup>	9.37	+
	Murs extérieurs	9.623	2.025
	<b>Total</b>	<b>148.305</b>	<b>16.553</b>
N2	Venant de N1	148.305	
	Plancher d'étage (20+4)	64.119	
	Dalle pleine	11.63	16.553
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	14.175	+
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.75	20.965
	Poteau (35×35)cm <sup>2</sup>	9.37	
	Murs séparations	30.543	
	<b>Total</b>	<b>287.892</b>	<b>37.518</b>
N3	Venant de N2	287.892	
	Plancher d'étage (20+4)	64.119	
	Dalle pleine	11.63	16.553
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	14.175	+
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.75	39.834
	Poteau (35×35)cm <sup>2</sup>	9.37	
	Murs séparations	30.543	
	<b>Total</b>	<b>427.479</b>	<b>56.387</b>
N4	Venant de N3	427.479	
	Plancher d'étage (20+4)	64.119	
	Dalle pleine	11.63	16.553
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	14.175	+
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.75	56.606
	Poteau (40×40)cm <sup>2</sup>	12.24	

	Murs séparations	30.543	
	<b>Total</b>	<b>569.936</b>	<b>73.159</b>
N5	Venant de N4	569.936	
	Plancher d'étage (20+4)	64.119	
	Dalle pleine	11.63	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	14.175	16.553
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.75	+
	Poteau (40×40)cm <sup>2</sup>	12.24	71.281
	Murs séparations	30.543	
	<b>Total</b>	<b>712.393</b>	<b>87.834</b>
N6	Venant de N5	712.393	
	Plancher d'étage (20+4)	64.119	
	Dalle pleine	11.63	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	14.175	16.553
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.75	+
	Poteau (40×40)cm <sup>2</sup>	12.24	83.86
	Murs séparations	30.543	
	<b>Total</b>	<b>854.85</b>	<b>100.413</b>
N7	Venant de N6	854.85	
	Plancher d'étage (20+4)	64.119	
	Dalle pleine	11.63	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	14.175	16.553
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.75	+
	Poteau (45×45)cm <sup>2</sup>	15.49	94.343
	Murs séparations	30.543	
	<b>Total</b>	<b>1000.557</b>	<b>110.896</b>
N8	Venant de N7	1000.557	
	Plancher d'étage (20+4)	64.119	
	Dalle pleine	11.63	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	14.175	16.553
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.75	+
	Poteau (45×45)cm <sup>2</sup>	15.49	104.825

	Murs extérieurs	30.543	
	<b>Total</b>	<b>1146.264</b>	<b>121.378</b>
N9	Venant de N8	1146.264	
	Plancher d'étage (20+4)	64.119	
	Dalle pleine	11.63	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	14.175	16.553
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.75	+
	Poteau (45×45)cm <sup>2</sup>	15.49	115.308
	Murs séparations	30.543	
	<b>Total</b>	<b>1291.971</b>	<b>131.861</b>
N10	Venant de N9	1291.971	
	Plancher d'étage (20+4)	64.119	
	Dalle pleine	11.63	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	14.175	16.553
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.75	+
	Poteau (50×50)cm <sup>2</sup>	19.125	125.79
	Murs séparations	30.543	
	<b>Total</b>	<b>1441.313</b>	<b>142.343</b>
N11	Venant de N10	1441.313	
	Plancher d'étage (20+4)	64.119	
	Dalle pleine	11.63	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	14.175	16.553
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.75	+
	Poteau (50×50)cm <sup>2</sup>	19.125	136.273
	Murs séparations	30.543	
	<b>Total</b>	<b>1590.655</b>	<b>152.826</b>
N12	Venant de N11	1590.655	
	Plancher d'étage (20+4)	64.119	
	Dalle pleine	11.63	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	14.175	16.553
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	9.75	+
	Poteau (50×50)cm <sup>2</sup>	19.125	146.755

	Murs séparations	30.543	
	<b>Total</b>	<b>1739.997</b>	<b>163.308</b>
$G_t=1739.997\text{KN}$ $Q_t=163.308\text{KN}$		$N_u=1.35G_t+1.5Q_t$ $N_s=G_t+Q_t$	
		$N_u=2593.958\text{KN}$ $N_s=1903.305\text{KN}$	

Tableau II.15: Calcul de la descente de charge E2.

- Calcul du poids propres des éléments revenant au poteau A1 :

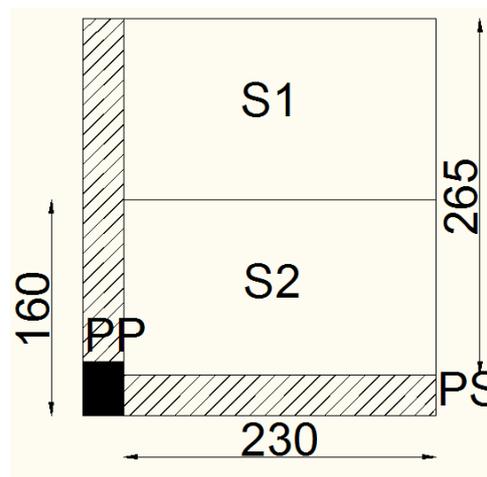


Figure II.9.5 : Vue en plan du poteau A1.

#### ✦ Poids des planchers :

##### ▪ Plancher étage courant :

$$G=5.55 \text{ KN/ m}^2; Q=1.5 \text{ KN/ m}^2$$

$$S= S_1+S_2=6.095\text{m}^2$$

$$G_{pc}=5.55 \times 6.095 =33.827 \text{ KN}$$

- Surcharge pour les étages suivants :  
(2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> entres sols).

$$S= S_1+S_2=6.095 \text{ m}^2$$

$$Q_{pc}=1.5 \times 6.069 =9.143 \text{ KN}$$

- Surcharge pour les étages suivants :  
(1<sup>er</sup> entre sol, RDC,...et 8<sup>ème</sup> étages).

$$S_1 = 3.105 \text{ m}^2$$

$$Q_{pc} = 1.5 \times 3.105 = 4.675 \text{ KN}$$

$$S_2 = 2.3 \text{ m}^2$$

$$Q_{pc} = 3.5 \times 2.3 = 8.05 \text{ KN}$$

$$Q_{total} = 4.675 + 8.05 = 12.707 \text{ KN}$$

▪ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 6.8 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 = 6.095 \text{ m}^2$$

$$G_{pi} = 6.8 \times 6.095 = 41.446 \text{ KN}$$

$$Q_{pi} = 1 \times 6.095 = 6.095 \text{ KN}$$

☀ **Poids de mur extérieur :**

$$G_1 = 2.7 \text{ KN/m}^2$$

$$S_1 = 5.55 \times 2.715 = 15.068 \text{ m}^2$$

$$G_{mur1} = 2.7 \times 15.068 = 40.684 \text{ KN}$$

$$G_2 = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$S_2 = 2.3 \times 1 = 2.3 \text{ m}^2$$

$$G_{mur2} = 1.5 \times 2.3 = 3.45 \text{ KN}$$

$$G_{Total} = G_{mur1} + G_{mur2} = 44.134 \text{ KN}$$

☀ **Poids de poutres :**

$$L_{pp} = 2.55 \text{ m}$$

$$L_{ps} = 2.3 \text{ m}$$

$$P_{pp} = 0.3 \times 0.45 \times 2.55 \times 25 = 8.606 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = 0.3 \times 0.4 \times 2.3 \times 25 = 6.9 \text{ KN}$$

$$G_{poutre} = 8.606 + 6.9 = 15.506 \text{ KN}$$

☀ **Poids de l'acrotère :**

$$G = 2.42 \text{ KN/ml}$$

$$G = 2.42 \times (5.55) = 13.431 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \times 5.55 = 5.55 \text{ KN}$$

☀ **Poids de poteaux :**

Pour les poteaux :  $P = S \times 25 \times h_e \implies h_e = 3.06 \text{ m}$

étages	Trois entes sols	RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup>	3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup>	6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup>
S (m <sup>2</sup> )	0.25	0.2025	0.16	0.1225
P(KN)	19.125	15.49	12.24	9.37

**Tableau II.14 :** évaluation des poids propre des poteaux

- Tableau récapitulatif de la descente de charge :

Niveau	Eléments	G(KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	41.446	
	Acrotère	13.431	6.095
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	8.606	+
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	6.9	5.55
	Poteau(35×35)cm <sup>2</sup>	9.37	
	<b>Total</b>	<b>79.753</b>	<b>11.645</b>
N2	Venant de N1	79.753	
	Plancher d'étage (20+4)	33.827	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	8.606	11.645
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	6.9	+
	Poteau (35×35)cm <sup>2</sup>	9.37	12.707
	Mur extérieur	44.134	
<b>Total</b>	<b>182.59</b>	<b>24.352</b>	
N3	Venant de N2	182.59	
	Plancher d'étage (20+4)	33.827	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	8.606	11.645
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	6.9	+
	Poteau (35×35)cm <sup>2</sup>	9.37	24.143
	Mur extérieur	44.134	
<b>Total</b>	<b>285.427</b>	<b>35.788</b>	
N4	Venant de N3	285.427	
	Plancher d'étage (20+4)	33.827	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	8.606	11.645
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	6.9	+
	Poteau (35×35)cm <sup>2</sup>	9.37	34.309
	Mur extérieur	44.134	
<b>Total</b>	<b>388.264</b>	<b>45.954</b>	
N5	Venant de N4	388.264	
	Plancher d'étage (20+4)	33.827	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	8.606	11.645
			+

	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	6.9	43.204
	Poteau (40×40)cm <sup>2</sup>	12.24	
	Mur extérieur	44.134	
	<b>Total</b>	<b>493.971</b>	<b>54.849</b>
N6	Venant de N5	493.971	
	Plancher d'étage (20+4)	33.827	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	8.606	11.645
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	6.9	+
	Poteau (40×40)cm <sup>2</sup>	12.24	50.828
	Mur extérieur	44.134	
	<b>Total</b>	<b>596.808</b>	<b>62.473</b>
N7	Venant de N6	596.808	
	Plancher d'étage (20+4)	33.827	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	8.606	
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	6.9	11.645
	Poteau (45×45)cm <sup>2</sup>	15.49	+
	Mur extérieur	44.134	57.182
	<b>Total</b>	<b>705.765</b>	<b>68.827</b>
N8	Venant de N7	702.895	
	Plancher d'étage (20+4)	33.827	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	8.606	11.645
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	6.9	+
	Poteau (45×45)cm <sup>2</sup>	15.49	63.535
	Mur extérieur	44.134	
	<b>Total</b>	<b>814.722</b>	<b>75.18</b>
N9	Venant de N8	814.722	
	Plancher d'étage (20+4)	33.827	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	8.606	11.645
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	6.9	+
	Poteau (45×45)cm <sup>2</sup>	15.49	69.889
	Mur extérieur	44.134	
	<b>Total</b>	<b>923.679</b>	<b>81.534</b>
	Venant de N1	923.679	

N10	Plancher d'étage (20+4)	33.827	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	8.606	11.645
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	6.9	+
	Poteau (50×50)cm <sup>2</sup>	19.125	76.242
	Mur extérieur	44.134	
<b>Total</b>		<b>1036.271</b>	<b>87.887</b>
N11	Venant de N10	1036.271	
	Plancher d'étage (20+4)	33.827	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	8.606	11.645
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	6.9	+
	Poteau (50×50)cm <sup>2</sup>	19.125	80.279
Mur extérieur	44.134		
<b>Total</b>		<b>1145.228</b>	<b>91.924</b>
N12	Venant de N11	1145.228	
	Plancher d'étage (20+4)	33.827	
	PP (30×45) cm <sup>2</sup>	8.606	11.645
	PS (30×40) cm <sup>2</sup>	6.9	+
	Poteau (50×50)cm <sup>2</sup>	19.125	84.413
Mur extérieur	44.134		
<b>Total</b>		<b>1254.418</b>	<b>96.058</b>
Gt=1254.418KN Qt=96.058KN		$N_u = 1.35G_t + 1.5Q_t$	
		$N_s = G_t + Q_t$	
		<b>Nu=1837.551KN</b>	
		<b>Ns=1350.476KN</b>	

Tableau II.15 : Calcul de la descente de charge A1.

- Récapitulation des résultats :

/	G(KN)	Q(KN)	N <sub>u</sub> (KN)	1.1* N <sub>u</sub>	N <sub>s</sub> (KN)
Poteau A4	1835.548	210.83	2794.235	3073.659	2046.378
Poteau E2	1739.997	163.308	2593.958	2853.354	1903.305
Poteau A1	1254.418	96.058	1837.551	2021.306	1350.476

Tableau II.16 : Résultats dans les deux descentes.

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau A4 est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{totale} = 1835.548KN, Q_{totale} = 210.83KN$$

$$N_u = 1.35 \times 1835.548 + 1.5 \times 210.83 = 2794.235KN.$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10% tel que :  $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

L'effort normal maximum N=2794.235KN

$$\text{Donc } Nu = 1.1 \times 2794.235 = 3073.659KN$$

II.4. vérification des poteaux :

▪ Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité :

On doit vérifier la condition suivante:

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{3073.659 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.205m^2$$

On a  $B = 0.5 \times 0.5 = 0.25m^2$ .

$B = 0.25 \geq 0.205cm^2$ . Condition vérifiée.

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

Niveaux	Nu	Sections	Condition B > B calculé		Observations
			B	B calculé	
Trois entes sols	3073.659	50*50	0.25	0.205	vérifiée
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup>	2297.078	45*45	0.2025	0.153	vérifiée
3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup>	1536.714	40*40	0.16	0.102	vérifiée
6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup>	763.643	35*35	0.1225	0.051	vérifiée

Tableau II.17 : Vérification des poteaux à la compression simple.

▪ **Vérification au flambement :**

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

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{(CBA Art B.8.4.1)}$$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section des armatures.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers

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

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

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

$l_f$  : Longueur de flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau.

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

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142m.$$

$$B = 0.5 \times 0.5 = 0.25m^2.$$

$$I = \frac{0.5 \times 0.5^3}{12} = 5.21 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{5.21 \times 10^{-3}}{0.25}} = 0.144$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.144} = 14.875 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{14.875}{35}\right)^2} = 0.82$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

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

$$B_r \geq \frac{3073.659 \times 10^{-3}}{0.82 \times \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.17m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4} = 0.2304 m^2$$

0.2304 > 0.129      donc le poteau ne risque pas de flamber.

▪ **Tableau de calcul de  $B_r$  :**

Niveaux	$B$ (m <sup>2</sup> )	$B_r$ (m)	$l_0$ (m)	$l_f$ (m)	$i$	$\lambda$	$\alpha$	$B_r = \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$
Trois entes sols	<b>0.25</b>	<b>0.2304</b>	<b>3.06</b>	<b>2.142</b>	<b>0.144</b>	<b>14.875</b>	<b>0.82</b>	<b>0.17</b>
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup>	<b>0.2025</b>	<b>0.1849</b>	<b>3.06</b>	<b>2.142</b>	<b>0.13</b>	<b>16.477</b>	<b>0.814</b>	<b>0.128</b>
3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup>	<b>0.16</b>	<b>0.1444</b>	<b>3.06</b>	<b>2.142</b>	<b>0.115</b>	<b>18.626</b>	<b>0.804</b>	<b>0.087</b>
6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup>	<b>0.1225</b>	<b>0.1089</b>	<b>3.06</b>	<b>2.142</b>	<b>0.101</b>	<b>21.208</b>	<b>0.792</b>	<b>0.044</b>

**Tableau II.18 :** calcul de  $B_r$ .

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux :

Niveaux	Nu	Sections	Condition $B_r > B_r$ calculé		Observations
			$B_r$	$B_r$ calculé	
Trois entes sols	<b>3073.659</b>	<b>50*50</b>	<b>0.2304</b>	<b>0.17</b>	vérifiée
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup>	<b>2297.078</b>	<b>45*45</b>	<b>0.1849</b>	<b>0.128</b>	vérifiée
3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup>	<b>1536.714</b>	<b>40*40</b>	<b>0.1444</b>	<b>0.087</b>	vérifiée
6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup>	<b>763.643</b>	<b>35*35</b>	<b>0.1089</b>	<b>0.044</b>	vérifiée

**Tableau II.19 :** vérification au flambement des poteaux.

▪ **Vérification aux exigences de l’RPA :**

Niveaux	$\min(b \times h) \geq 25 \text{cm.}$	$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$0.25 < \frac{b}{h} < 4.$	Observations
Trois entes sols	<b>50*50</b>	<b>15.3</b>	<b>1</b>	vérifiée
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup>	<b>45*45</b>	<b>15.3</b>	<b>1</b>	vérifiée
3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup>	<b>40*40</b>	<b>15.3</b>	<b>1</b>	vérifiée
6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup>	<b>35*35</b>	<b>15.3</b>	<b>1</b>	vérifiée

**Tableau II.20 :** Résultat de vérification aux exigences de l’RPA.

- **Vérification de l'effort normal réduit :**  
Selon le **RPA(article.7.1.3.3)** il faut vérifier :

$$\frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Tel que :

$N_d$  : effort normal de calcul.

$B_c$  : l'aire brute du poteau.

$$\frac{N_U}{B * f_{c28}} = \frac{3073.659 * 10^{-3}}{0.5 * 0.5 * 25} = 0.491 > 0,3$$

→ La condition n'est pas vérifiée, donc on redimensionne la section de poteau ainsi les dimensions des poteaux de chaque niveau sont résumées dans le tableau ci-dessous :

niveau	repérage	Nd(KN)	A	Nrd	remarque
Entre sol 3,2,1	Le poteau Le plus Sollicité C'est Le A4 avec lacom 1.35G+1.5Q	<b>3073.659</b>	70*60	0.29	vérifiée
RDC , 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage		<b>2297.078</b>	65*55	0.25	vérifiée
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage		<b>1536.714</b>	60*50	0.2	vérifiée
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage		<b>763.643</b>	55*45	0.12	vérifiée

**Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit.**

## II.5. Conclusion :

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

- ✓ Poutres principales :  $30 \times 45 \text{ cm}^2$ .
- ✓ Poutres secondaires :  $30 \times 40 \text{ cm}^2$ .
- ✓ Poteaux du trois entres sols :  $70 \times 60 \text{ cm}^2$ .
- ✓ Poteaux d'étage RDC, 1 et 2 :  $65 \times 55 \text{ cm}^2$ .
- ✓ Poteaux des étages 3, 4 et 5 :  $60 \times 50 \text{ cm}^2$ .
- ✓ Poteaux des étages 6, 7 et 8 :  $55 \times 45 \text{ cm}^2$ .

Donc on passe au chapitre III pour l'étude des éléments secondaires.

**III.1.Introduction :**

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

**III.2) Les planchers :**

Dans notre structure nous avons des planchers à surcharges modérées pour cela on a opté pour des planchers à corps creux pour des raisons économiques.

**III.2.1) disposition et pré dimensionnement des poutrelles :**

➤ **Disposition:**

Le choix du sens porteur est donné par 02 critères :

1. Le critère de la petite porté.
2. Le critère de continuité (le sens où il y a plus d’appuis).

➤ **Pré dimensionnement:**

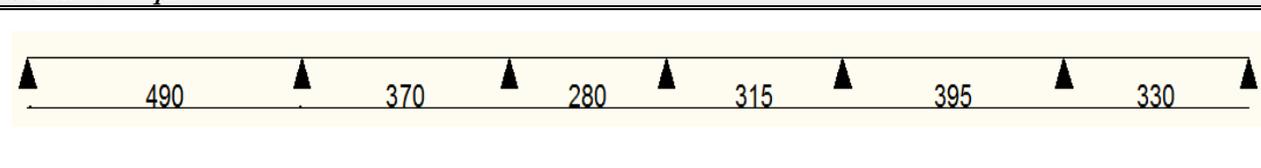
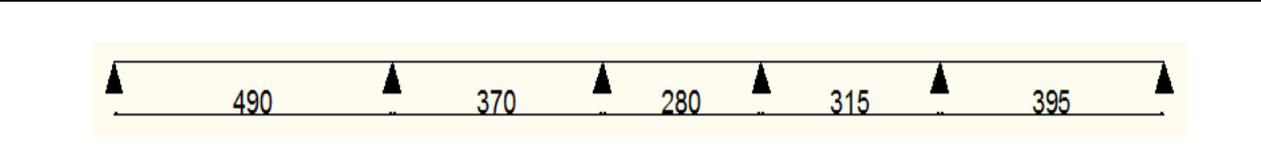
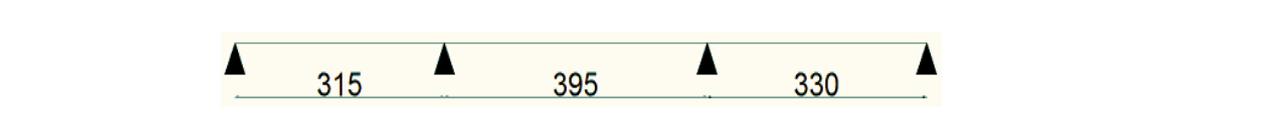
Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que :  $h = (20 + 4)cm$ .

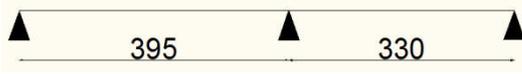
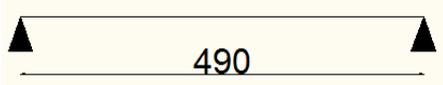
\* Hourdis de 20cm d’épaisseur et de 65cm de largeur.

\* Table de compression de 4cm.

Une dalle pleine pour les balcons de 14cm d’épaisseur.

❖ **Les différents types de poutrelles :**

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	

Type 4	
Type 5	
Type 6	

**Tableau III.1 :** Les différents types de poutrelles.

### III.2.2) Méthodes de calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour cela, nous disposons de deux méthodes

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot.

#### ❖ La méthode forfaitaire :

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharges modérées lorsque les conditions suivantes sont satisfaites.

- Plancher à surcharges modérées :  $Q \leq \min(2 \times G ; 5) \text{KN} / \text{m}^2$
- Le rapport entre deux travées successives  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

Avec  $l_i, l_{i+1}$  : longueur entre nu d'appui de deux travées successive.

- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- Fissuration peu nuisible.

#### ➤ Exposé de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment  $M_0$  dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

➤ **Principe de la méthode forfaitaire :**

[BAEL 91]

✓ **Les moments fléchissant :**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  : Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

$M_0$  : Moment isostatique.

$M_d$  : Moment sur l'appui de droite.

$M_g$  : Moment sur l'appui de gauche.

$M_t$  : Moment en travée.

Les conditions à vérifiées.

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

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- ✓  $0.5 \times M_0$  : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓  $0.4 \times M_0$  : pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- ✓  $0.6 \times M_0$  : pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- ✓  $0.15 \times M_0$  : pour les appuis de rive.

➤ **Évaluation des efforts tranchants  $V_u$  :**

Les efforts tranchants sont évalués forfaitairement, en supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas, les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques, sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive) ; l'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15% s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- 10% s'il s'agit d'une poutre à plusieurs travées.

### ❖ La méthode de Caquot :

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges élevées, et également à des planchers à surcharges modérées si l'une des conditions de la méthode précédente n'est pas vérifiée.

- Si la première condition n'est pas vérifiée → On applique la méthode de Caquot.
- Si la 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée → On applique la méthode de Caquot minorée, Pour ce cas les moments sur appuis sont calculer de la même manière que la méthode de Caquot en remplaçant la charge permanent  $G$  par  $G'$  avec  $G' = 2G/3$ .

La détermination des moments max en travées se fait avec la charge permanente  $G$ .

#### a) Application de la méthode :

##### 1. Evaluation des moments :

###### ▪ En appuis

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

$$l' = \begin{cases} 1 & \text{travée de rive.} \\ 0,8l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

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

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

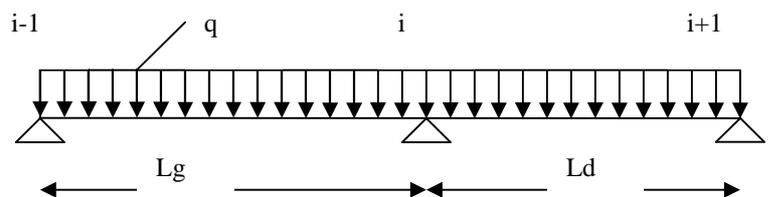


Figure III.1 : schéma statique de la poutrelle.

###### ▪ En travée :

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

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} : \text{Moment isostatique.}$$

$$M_0(x) = \frac{P_U * x}{2} (l - x)$$

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

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

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

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

**2. Effort tranchant :**

$$V_g = \frac{M_g + M_d}{l} - \frac{q \times l}{2l}$$

$$V_d = V_g + q \times l$$

**3. Vérification des conditions de BAEL :**

- vérification de la méthode forfaitaire :

1<sup>ère</sup> condition :

- ➔ Plancher terrasse inaccessible

$$G = 6.80 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.80; 5) \text{ KN/m}^2 \dots \text{ vérifiée.}$$

- ➔ Plancher étage courant

$$G = 5.55 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.55; 5) \text{ KN/m}^2 \dots \text{ vérifiée.}$$

2<sup>ème</sup> condition :

- Le rapport entre deux travées successives  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$$\text{Type 1 : } 0.8 \leq \frac{4.90}{3.70}; \frac{3.7}{2.8}; \frac{2.80}{3.15}; \frac{3.15}{3.95}; \frac{3.95}{3.30} \leq 1.25 \text{ n'est pas Vérifiée.}$$

$$\text{Type 2 : } 0.8 \leq \frac{4.90}{3.70}; \frac{3.7}{2.8}; \frac{2.80}{3.15}; \frac{3.15}{3.95} \leq 1.25 \text{ n'est pas Vérifiée.}$$

$$\text{Type 3 : } 0.8 \leq \frac{3.15}{3.95}; \frac{3.95}{3.30} \leq 1.25 \text{ n'est pas Vérifiée.}$$

$$\text{Type 4 : } 0.8 \leq \frac{3.95}{3.30} \leq 1.25 \text{ n'est pas Vérifiée.}$$

$$\text{Type 5 : } 0.8 \leq \frac{4.9}{1.85} \leq 1.25 \text{ n'est pas Vérifiée.}$$

Donc on applique la méthode de Caquot.

Type 6 : c'est une poutrelle a une seul travée de 4.90 mètres, donc on la calcule par la méthode de RDM.

**4. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :**

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

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

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.80	1.00	10.68	6.942	7.80	5.07
Etages d'habitation	5.55	1.50	9.742	6.333	7.05	4.583

**Tableau III.2. :**Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

### 5. Calcul des sollicitations :

Pour le plancher Terrasse inaccessible :

les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont pas satisfaites, donc on applique la méthode de Caquot.

▪ **Exemple : Poutrelle type 5**

On applique la méthode de Caquot minorée on remplace G avec  $G' = 2G / 3$  seulement pour calculer les moments aux appuis.

$$\begin{aligned} P_u &= 6.942 \text{ KN/m} \\ P_s &= 5.07 \text{ KN/m} \\ G &= 6.80 \text{ KN/m}^2 \\ Q &= 1 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$l'_g = l_g = 3.95 \text{ m}$$

$$l'_d = l_d = 3.30 \text{ m}$$

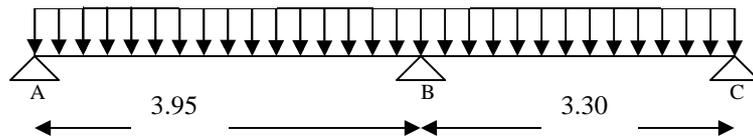


Figure III. 2 : schéma statique de la poutrelle type 5.

▪ **Moments sur appuis intermédiaires :**

On prend  $G' = 2G / 3 = 4.533 \text{ KN/m}^2$   
Calcul de la charge sur la poutrelle :

à l'ELU :  $q_u = 1.35 \times G' + 1.5 \times Q$

à l'ELS :  $q_s = G' + Q$

et  $p_u = 0.65 \times q_u$

et  $p_s = 0.65 \times q_s$

$P_u = 4.953 \text{ KN/m}$

$P_s = 3.597 \text{ KN/m}$

à l'ELU :

$$M_B = -\frac{4.953(3.95^3 + 3.3^3)}{8.5(3.95 + 3.3)} = -7.842 \text{ KN.m}$$

à l'ELS :

$$M_B = -\frac{3.597(3.95^3 + 3.3^3)}{8.5(3.95 + 3.3)} = -5.695 \text{ KN.m}$$

▪ **Moments sur appuis de rives :**

Les moments sur les appuis de rives sont nuls, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif tel que:  $M = -0.15M_0$

Avec:  $M_0 = \max(m_0^i; m_0^{i+1})$ .

$$m_0 = \frac{Pl^2}{8} : \text{Moment isostatique calculé avec } G'.$$

Moments isostatiques :

à l'ELU :

$$M_{AB}^0 = 9.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^0 = 6.742 \text{ KN.m}$$

à l'ELS :

$$M_{AB}^0 = 7.015 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^0 = 4.896 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :** en prend la totalité de G.

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

$$M_0(x) = \frac{P_U * x}{2} (l - x)$$

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

- **La travée AB :**

à l'ELU :

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

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

Pour cette travée  $M_g=0$

$$X_0 = (3.95/2) + [-7.842 / (3.95 * 6.942)] = 1.69 \text{ m}$$

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

$$M(x) = \frac{6.942 * 1.69}{2} (3.95 - 1.69) + 0 - 7.842 \frac{1.69}{3.95} = 9.9 \text{ KN.m}$$

à l'ELS :

$$X_0 = (3.95/2) + [-5.695 / (3.95 * 5.07)] = 1.69 \text{ m}$$

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

$$M(x) = \frac{5.07 * 1.69}{2} (3.95 - 1.69) + 0 - 5.07 \frac{1.69}{3.95} = 7.512 \text{ KN.m}$$

- **La travée BC :**

à l'ELU :

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

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

Pour cette travée  $M_d=0$

$$X_0 = (3.3/2) + [7.842 / (3.3 * 6.942)] = 1.992 \text{ m}$$

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

$$M(x) = \frac{6.942 * 1.992}{2} (3.3 - 1.992) - 7.842 \left(1 - \frac{1.992}{3.3}\right) = 5.936 \text{ KN.m}$$

à l'ELS :

$$X_0 = (3.3/2) + [5.695 / (3.3 * 5.07)] = 1.992 \text{ m}$$

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

$$M(x) = \frac{5.07 * 1.992}{2} (3.3 - 1.992) - 5.07 \left(1 - \frac{1.992}{3.3}\right) = 4.595 \text{ KN.m}$$

▪ Efforts tranchants :

à l'ELU :

$$\text{Travée A-B : } \begin{cases} V_g = \frac{qL}{2} - \frac{M_g - M_d}{L} = \frac{6.942 * 3.95}{2} - \frac{7.842}{3.95} = 11.727 \text{ KN} \\ V_d = -\frac{qL}{2} - \frac{M_g - M_d}{L} = -\frac{6.942 * 3.95}{2} - \frac{7.842}{3.95} = -15.696 \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C : } \begin{cases} V_g = 13.831 \text{ KN} \\ V_d = -9.078 \text{ KN} \end{cases}$$

à l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } \begin{cases} V_g = \frac{qL}{2} - \frac{M_g - M_d}{L} = \frac{5.07 * 3.95}{2} - \frac{5.695}{3.95} = 8.571 \text{ KN} \\ V_d = -\frac{qL}{2} - \frac{M_g - M_d}{L} = -\frac{6.942 * 3.95}{2} - \frac{7.842}{3.95} = -11.455 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C : } \begin{cases} V_g = 10.091 \text{ KN} \\ V_d = -6.64 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats des sollicitations sont présentés sur les tableaux suivants :

❖ Plancher Terrasse inaccessible :

Type 1 :

Travée	L (m)	P <sub>U</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.90	4.953	14,865	0.00	-10,645	15,852	14,835	-19,18
B-C	3.7	4.953	8,476	-10,645	-4,166	4,695	14,594	-11,092
C-D	2.8	4.953	4,854	-4,166	-3,335	3,059	10,016	-9,422
D-E	3.15	4.953	6,143	-3,335	-4,879	4,521	10,443	-11,424
E-F	3.95	4.953	9,66	-4,879	-8,405	6,954	12,818	-14,603

F-G	3.3	4.953	6,742	-8,405	0.00	5,715	14,001	-8,907
-----	-----	-------	-------	--------	------	-------	--------	--------

**Tableau III.3. :** Sollicitations à l'ELU.

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.90	3.597	10,792	0.00	-7,73	11,597	10,844	-13,999
B-C	3.7	3.597	6,154	-7,73	-3,025	3,458	10,651	-8,108
C-D	2.8	3.597	3,524	-3,025	-2,422	2,25	7,313	-6,883
D-E	3.15	3.597	4,46	-2,422	-3,543	3,318	7,629	-8,341
E-F	3.95	3.597	7,013	-3,543	-6,104	5,106	9,365	-10,662
F-G	3.3	3.597	4,895	-6,104	0.00	4,187	10,215	-6,516

**Tableau III.4. :** Sollicitations à l'ELS.**Type 2 :**

Travée	L (m)	P <sub>U</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.90	4.953	14,865	0.00	-10,645	15,852	14,835	-19,18
B-C	3.7	4.953	8,476	-10,645	-4,166	4,695	14,594	-11,092
C-D	2.8	4.953	4,854	-4,166	-3,335	3,059	10,016	-9,422
D-E	3.15	4.953	6,143	-3,335	-6,992	3,544	9,773	-12,095
E-F	3.95	4.953	9,66	-6,992	0.00	10,269	15,481	-11,94

**Tableau III.5. :** Sollicitations à l'ELU.

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.90	3.597	10,792	0.00	-7,73	11,597	10,844	-13,999
B-C	3.7	3.597	6,154	-7,73	-3,025	3,458	10,651	-8,108
C-D	2.8	3.597	3,524	-3,025	-2,422	2,25	7,313	-6,883
D-E	3.15	3.597	4,46	-2,422	-5,078	2,608	7,142	-8,828
E-F	3.95	3.597	7,013	-5,078	0.00	7,512	11,299	-8,728

**Tableau III.6. :** Sollicitations à l'ELS.

## Type 3 :

Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.15	4.953	6,143	0.00	-5,8	5,954	9,092	-12,775
B-C	3.95	4.953	9,66	-5,8	-6,088	7,595	13,638	-13,783
C-D	3.3	4.953	6,742	-6,088	0.00	6,651	13,299	-9,609

Tableau III.7. :Sollicitations à l'ELU.

Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.15	3.597	4,46	0.00	-4,212	4,359	6,648	-9,322
B-C	3.95	3.597	7,013	-4,212	-4,421	5,572	9,96	-10,066
C-D	3.3	3.597	4,895	-4,421	0.00	4,868	9,705	-7,026

Tableau III.8.:Sollicitations à l'ELS.

## Type 4 :

Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.95	4.953	9,66	0.00	-7.842	9,902	11,725	-15,696
B-C	3.3	4.953	6,742	-7.842	0.00	5,936	13,831	-9,078

Tableau III.9. :Sollicitations à l'ELU.

Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.95	3.597	7,013	0.00	-5.695	7,246	8,571	-11,455
B-C	3.3	3.597	4,895	-5.695	0.00	4,348	10,091	-6,64

Tableau III.10. : Sollicitations à l'ELS.

## Type 5 :

Travée	L (m)	P <sub>U</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.90	4.953	14,865	0.00	-10.703	15,827	14,824	-19,192
B-C	1.85	4.953	2,119	-10.703	0.00	0,029	12,207	-0,636

Tableau III.11. : Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	P <sub>U</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.90	3.597	10,792	0.00	-7.773	11,578	10,835	-14,008
B-C	1.85	3.597	1,538	-7.773	0.00	0,023	8,891	-0,488

Tableau III.12. : Sollicitations à l'ELS.

## Type 6 :

Travée	L (m)	P <sub>U</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.90	6.942	20.835	0.00	0.00	20.835	17.008	-17.008

Tableau III.13 : Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	P <sub>U</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.90	5.07	15.216	0.00	0.00	15.216	12.422	-12.422

Tableau III.14 : Sollicitations à l'ELS.

## ❖ Planchers étage courant :

## Type 1 :

Travée	L (m)	P <sub>U</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.90	4.709	14,133	0.00	-10,12	14,284	13,451	-17,581
B-C	3.7	4.709	8,058	-10,12	-3,96	4,016	13,381	-10,051

C-D	2.8	4.709	4,615	-3,96	-3,171	2,647	9,148	-8,584
D-E	3.15	4.709	5,841	-3,171	-4,639	3,967	9,508	-10,441
E-F	3.95	4.709	9,184	-4,639	-7,991	6,093	11,659	-13,356
F-G	3.3	4.709	6,41	-7,991	0.00	5,088	12,871	-8,028

Tableau III.15 : Sollicitations à l'ELU.

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.90	3.38	10,144	0.00	-7,264	10,362	9,746	-12,711
B-C	3.7	3.38	5,784	-7,264	-2,843	2,945	9,673	-7,284
C-D	2.8	3.38	3,312	-2,843	-2,276	1,936	6,619	-6,214
D-E	3.15	3.38	4,192	-2,276	-3,329	2,894	6,884	-7,553
E-F	3.95	3.38	6,592	-3,329	-5,736	4,446	8,442	-9,661
F-G	3.3	3.38	4,601	-5,736	0.00	3,7	9,3	-5,824

Tableau III.16: Sollicitations à l'ELS.

Type 2 :

Travée	L (m)	P <sub>U</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.90	4.709	14,133	0.00	-10,12	14,284	13,451	-17,581
B-C	3.7	4.709	8,058	-10,12	-3,96	4,016	13,381	-10,051
C-D	2.8	4.709	4,615	-3,96	-3,171	2,647	9,148	-8,584
D-E	3.15	4.709	5,841	-3,171	-6,647	3,042	8,871	-11,078
E-F	3.95	4.709	9,184	-6,647	0.00	9,251	14,19	-10,825

Tableau III.17: Sollicitations à l'ELU.

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.90	3.38	10,144	0.00	-7,264	10,362	9,746	-12,711
B-C	3.7	3.38	5,784	-7,264	-2,843	2,945	9,673	-7,284
C-D	2.8	3.38	3,312	-2,843	-2,276	1,936	6,619	-6,214
D-E	3.15	3.38	4,192	-2,276	-4,771	2,229	6,426	-8,01

E-F	3.95	3.38	6,592	-4,771	0.00	6,712	10,259	-7,844
-----	------	------	-------	--------	------	-------	--------	--------

**Tableau III.18:** Sollicitations à l'ELS.**Type 3 :**

Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.15	4.709	5,841	0.00	-5,515	5,339	8,224	-11,725
B-C	3.95	4.709	9,184	-5,515	-5,788	6,7	12,439	-12,577
C-D	3.3	4.709	6,41	-5,788	0.00	5,97	12,203	-8,696

**Tableau III.19 :** Sollicitations à l'ELU.

Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.15	3.38	4,192	0.00	-3,958	3,878	5,962	-8,475
B-C	3.95	3.38	6,592	-3,958	-4,154	4,883	9,002	-9,101
C-D	3.3	3.38	4,601	-4,154	0.00	4,334	8,821	-6,303

**Tableau III.20 :** Sollicitations à l'ELS.**Type 4 :**

Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.95	4.709	9,184	0.00	-7.455	8,905	10,62	-14,395
B-C	3.3	4.709	6,41	-7.455	0.00	5,296	12,709	-8,19

**Tableau III.21 :** Sollicitations à l'ELU.

Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.95	3.38	6,592	0.00	-5.351	6,463	7,697	-10,406
B-C	3.3	3.38	4,601	-5.351	0.00	3,85	9,183	-5,94

**Tableau III.22 :** Sollicitations à l'ELS.

## Type5:

Travée	L (m)	P <sub>U</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.90	4.709	14,133	0.00	-10.176	14,259	13,439	-17,593
B-C	1.85	4.709	2,015	-10.176	0.00	0,01	11,359	-0,357

Tableau III.23 : Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	P <sub>U</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.90	3.38	10,144	0.00	-7.304	10,345	9,738	-12,719
B-C	1.85	3.38	1,446	-7.304	0.00	0,009	8,187	-0,291

Tableau III.24 : Sollicitations à l'ELS.

## Type 6 :

Travée	L (m)	P <sub>U</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.90	6.333	19.007	0.00	0.00	19.007	15.516	-15.516

Tableau III.25 : Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	P <sub>U</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.90	4.583	13.754	0.00	0.00	13.755	11.228	-11.228

Tableau III.26 : Sollicitations à l'ELS.

❖ Sollicitation maximales :

poutrelles	ELU	ELS
<b>Plancher terrasse inaccessible</b>	$M_t^{max}=20.835\text{KNm}$ $M_a^{int}=-10.703\text{KNm}$ $V_u^{max}=19.192\text{KN}$ $M_a^{rive}=-0.15 \times 20.835 = -3.125\text{KNm}$	$M_t^{max}=15.216\text{KNm}$ $M_a^{int}=-7.773\text{KNm}$ $V_u^{max}=14.008\text{KN}$ $M_a^{rive}=-0.15 \times 15.216 = -2.282\text{KNm}$
<b>Plancher étage courant</b>	$M_t^{max}=19.007\text{KNm}$ $M_a^{int}=-10.176\text{KNm}$ $V_u^{max}=17.593\text{KN}$ $M_a^{rive}=-0.15 \times 19.007 = -2.851\text{KNm}$	$M_t^{max}=13.755\text{KNm}$ $M_a^{int}=-7.304\text{KNm}$ $V_u^{max}=12.719\text{KN}$ $M_a^{rive}=-0.15 \times 13.755 = -2.063\text{KNm}$

**Tableau.III.27:** Les sollicitations maximales des poutrelles

**III.2.3) Ferrailage:**

➤ **Ferrailage longitudinale :**

Le ferrailage se fait en flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables.

• **Exemple illustratif :**

▪ **Plancher étage courant :**

À ELU:

$$M_{t_{max}} = 19.007\text{KN.m}$$

$$M_{a_{int}}^a = -10.176\text{KN.m}$$

$$M_{a_{rive}}^a = -2.851\text{KN.m}$$

$$V = 17.593\text{KN}$$

▪ **En travée :**

Moment équilibré par la table de compression

$$b = 65\text{cm} \quad h_0 = 4\text{cm} \quad d = 22\text{cm} \quad h = 24\text{cm} \quad b_0 = 10\text{cm}$$

$$f_{c28} = 25\text{Mpa} \quad f_{bu} = 14,2\text{Mpa} \quad f_{st} = 400\text{Mpa}$$

$$M_{Tu} = f_{bu} * b * h_0 * \left[ d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$M_{Tu} = 73.84\text{KN.m} \geq M_t = 19.007\text{KN.m} \rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se ramène a une section rectangulaire ( $b * h$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{19.007 * 10^{-3}}{0.65 * 0.22^2 * 14,2} = 0,0426\text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} (= 0,0426) \leq \mu_l (= 0,392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0545$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,2152m$$

$$A = \frac{M^t}{Z * f_{st}} = \frac{19.007 * 10^{-3}}{0,2152 * 348} = 2.5392cm^2$$

On adopte **A=2T12+1T10 = 3.046cm<sup>2</sup>**

▪ **En appuis :**

Au niveau des appuis le moment est négatif donc la table de compression est tendue, le calcul sera mené pour une section rectangulaire (*b<sub>0</sub>\*h*).

**1. Appuis intermédiaires :**

$$\mu_{bu} = \frac{M^a_{int}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{10.176 * 10^{-3}}{0.1 * 0.22^2 * 14.2} = 0.148Mpa$$

$$\mu_{bu} (= 0,148) \leq \mu_l (= 0,392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.201$$

$$Z = d(1 - 0.4 * \alpha) = 0,202m$$

$$A = \frac{M^a_{int}}{Z * f_{st}} = \frac{10.176 * 10^{-3}}{0.202 * 348} = 1.448cm^2$$

On adopte **A =1T12+1T10=2.14cm<sup>2</sup>**

**2. Appuis de rive :**

$$\mu_{bu} = \frac{M^a_{rive}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{2.851 * 10^{-3}}{0.1 * 0.22^2 * 14.2} = 0.0414Mpa$$

$$\mu_{bu} (= 0.0414) \leq \mu_l (= 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0529$$

$$Z = d(1 - 0.4 * \alpha) = 0.215m$$

$$A = \frac{M^a_{rive}}{Z * f_{st}} = \frac{2,851.10^{-3}}{0.215 * 348} = 0.38cm^2$$

On adopte **A = 1T10 =0.785cm<sup>2</sup>**

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

▪ **En travée :**

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.65 * 0.22 * 2.1}{400} = 1.73cm^2$$

A(=3.046cm<sup>2</sup>) ≥ A<sub>min</sub>(=1,73cm<sup>2</sup>).....vérifiée.

▪ **En appuis :**

$$A_{\min} = 0,23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 * 10 * 22 * \frac{2,1}{400} = 0,27 \text{cm}^2$$

Appuis intermédiaire :  $A (=2,14 \text{cm}^2) \geq A_{\min} (=0,27 \text{cm}^2)$ .....vérifiée.

Appuis de rive :  $A (=0,785 \text{cm}^2) \geq A_{\min} (=0,27 \text{cm}^2)$ .....vérifiée.

➤ **Armatures transversales :**

▪ **vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u = 17,593 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{17,593 * 10^{-3}}{0,1 * 0,22} = 0,8 \text{Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min [0,13 f_{c28}; 5 \text{MPa}] = 3,25 \text{MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

▪ **Choix des armatures transversales :BAEL91 (Article H.III.3)**

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

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{240}{35}; \frac{100}{10}; 12 \right) \Rightarrow \phi_t \leq 6,86 \text{ mm}$$

On choisit un étrier T6

$$A_t = 2T6 = 0,57 \text{cm}^2$$

▪ **Espacements : CBA 93 (Article A.5.1.2.2)**

$$S_t \leq \min ( S_{t1}; S_{t2}; S_{t3} )$$

$$S_{t1} \leq \min ( 0,9 * d ; 40 \text{cm} )$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{b_0 * 0,4}$$

$$S_{t3} \leq \frac{(0,8 * A_t * f_e)}{b_0 * (\tau_u - 0,3 * f_{t28}) * 1,15} \gamma_s = 1,15$$

$$S_{t1} \leq \min ( 0,9 * 22; 40 \text{cm} ) \Rightarrow S_{t1} \leq 19,8 \text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{0,57 * 10^{-2} * 400}{0,1 * 0,4} \Rightarrow S_{t2} \leq 57 \text{cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{(0,8 * 0,57 * 10^{-2} * 400)}{0,1 * (0,8 - 0,3 * 2,1) * 1,15} \Rightarrow S_{t3} \leq 93,3 \text{cm}$$

**On choisit :**  $S_t = 15 \text{cm}$ .

▪ **Vérification à l'effort tranchant:**

○ **sur le béton :**

On doit vérifier que :  $V_u \leq V_{max}$

$$V_u \leq 0,4 * a * b_0 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u (max) \leq 0,267 * a * b_0 * f_{c28}$$

Avec  $a \leq 0,9 * d = 0,9 * 0,22 = 0,198$  m.

$V_u (=17.593.KN) \leq 132KN$ .....vérifie

○ **Sur l'acier :**

- **Au niveau de l'appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$$

$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [17.593 - \frac{10.176}{0.9 \times 0.22}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -0.97 cm^2 \rightarrow$  L'effort tranchant n'a pas d'influence sur les  $A_l$

$$A_l = 5.186 cm^2$$

- **Au niveau de l'appui de rive :** on a  $M_u = -2.851 KN.m$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [17.593 - \frac{2.851}{0.9 \times 0.22}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq 0.092$$

$$A_l \geq 0.092 cm^2$$

Or  $A_l = 3.046 + 0.785 = 3.831 cm^2$ ..... C'est vérifié.

**Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure :**

$$\tau_u^1 = \frac{V_u \left( \frac{b - b_0}{2} \right)}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{17.593 \times 10^{-3} \left( \frac{0.65 - 0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 0.94 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 3.25 MPa$$

$\tau_u^1 < 3.25 MPa$ .....C'est vérifié.

• **Influence de l'adhérence :**

On doit vérifier que :  $\tau_{ser} = \frac{V_u}{0,9 * d * \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{ser}$

Avec :

$\bar{\tau}_{ser}$  : Contrainte limite d'adhérence.

$\sum U_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$\sum U_i = \pi * (T12 + T10) = 69.08 mm$$

$$\tau_{ser} = \frac{17.593 * 1000}{0,9 * 220 * 69.08} = 1.286 MPa$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0,6 * \psi^2 * f_{t28} \dots \psi = 1,5 \dots H.A$$

$$\tau_{ser} (= 1,286 MPa) \leq \bar{\tau}_{ser} (= 3.25 MPa) \dots \text{vérifiée}$$

▪ **Vérification des poutrelles à l'ELS :**

Il y a lieu de vérifier :

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

▪ **Etat limite d'ouverture des fissures :** **BAEL 91(Article B-6-3)**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

▪ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 * f_{c28} = 15 MPa$$

♦ **En travée :**

$$M_{tmax} = 13.755 KN.m$$

$$A_s = 3.046 cm^2$$

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

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

$$A' = 0$$

$$H = \frac{0.65 * 0.04^2}{2} - 15 * 3.046 * 10^{-4} * (0.22 - 0.04) \rightarrow H = -302.42 cm^3 < 0$$

L'axe neutre passe par la nervure  $\Rightarrow$  calcul d'une section en T

Vérification des contraintes :

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

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

$$A' = 0$$

$$\frac{0.65}{2} y^2 + [15 * 3.046 * 10^{-4} + (0.65 - 0.1) * 0.04] y - 15 * 3.046 * 10^{-4} * 0.22 - (0.65 - 0.1) * \frac{0.04^2}{2} = 0$$

$$0.325 y^2 + 0.02657 y - 1.44518 * 10^{-3} = 0$$

$$\Delta = 0.00258 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0.051$$

$$y = \frac{-0.02657 \pm 0.051}{2 * 0.325} \Rightarrow \begin{cases} y_1 = 0.052 m \\ y_2 = -0.12 m \end{cases}$$

$$y = 0.052 m = 5.2 cm$$

**Le moment d'inertie I :**

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

$$I = \frac{0.65}{3} \times (0.052)^3 - (0.65 - 0.1) \times \frac{(0.052 - 0.04)^3}{3} + 15 \times 3.046 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.052)^2 \Rightarrow I = 1.59 \times 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{13.755 \times 10^{-3}}{1.59 \times 10^{-4}} \times 0.052$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 4.6 MPa \\ \sigma_{bc} = 15 MPa \end{cases}$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$  Condition vérifiée.

- **En appuis :**

**Appuis intermédiaires :**

$$M_{ser} = -7.304 \text{ KN.m} ; A = 2.14 \text{ cm}^2$$

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

$$\frac{0.65}{2} y^2 + [15 \times 2.14 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.1) \times 0.04] y - 15 \times 2.14 \times 10^{-4} \times 0.22 - (0.65 - 0.1) \times \frac{0.04^2}{2} = 0$$

$$0.325 y^2 + 0.02521 y - 1.1462 \times 10^{-3} = 0$$

$$\Delta = 0.00213 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0.046$$

$$y = \frac{-0.02521 \pm 0.046}{2 \times 0.325} \Rightarrow \begin{cases} y_1 = 0.032 m \\ y_2 = -0.109 m \end{cases}$$

$$y = 0.032 m = 3.2 cm$$

**Le moment d'inertie I :**

$$I = \frac{0.65}{3} \times (0.032)^3 - (0.65 - 0.1) \times \frac{(0.032 - 0.04)^3}{3} + 15 \times 2.14 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.032)^2 \Rightarrow I = 1.20 \times 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{7.304 \times 10^{-3}}{1.2 \times 10^{-4}} \times 0.032$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 1.95 MPa \\ \sigma_{bc} = 15 MPa \end{cases} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Appuis de rive :**

$$M_{ser} = -2.063 \text{ KN.m} ; A = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.65}{2}y^2 + [15 \times 0.785 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.1) \times 0.04]y - 15 \times 0.785 \times 10^{-4} \times 0.22 - (0.65 - 0.1) \times \frac{0.04^2}{2} = 0$$

$$0.325y^2 + 0.02318y - 6.99 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = 0.00145 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0.038$$

$$y = \frac{-0.02318 \pm 0.038}{2 \times 0.325} \Rightarrow \begin{cases} y_1 = 0.035m \\ y_2 = -0.094m \end{cases}$$

$$y = 0.035m = 3.5cm$$

**Le moment d'inertie I :**

$$I = \frac{0.65}{3} \times (0.035)^3 - (0.65 - 0.1) \times \frac{(0.035 - 0.04)^3}{3} + 15 \times 0.785 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.035)^2 \Rightarrow I = 4.81 \times 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{2.063 \times 10^{-3}}{4.81 \times 10^{-4}} \times 0.035$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 0.15MPa \\ \sigma_{bc} = 15MPa \end{cases} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche** : elle est évaluée selon les recommandations du **BAEL 91 (Article B.6.5)** et celle du **CBA 93**.

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

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

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

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{24}{490} = 0.0489 < \frac{1}{16} \Rightarrow$  non vérifié donc on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le **BAEL91 (art B.6.5, 2)** comme suit :

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

Tel que :

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

$f_{ij}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

Valeur limite de la flèche **BAEL91 (art B.6.5, 2)** ;

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à :

$$\frac{l}{500} \text{ si la portée } l \leq 5 \text{ m.}$$

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible  $f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{490}{500} = 0.98 \text{ cm}$

**Les propriétés de la section :**

$$y = 5.2 \text{ cm} ; I = 15900 \text{ cm}^4 ; A_s = 3.046 \text{ cm}^2$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa.} ; E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa.}$$

**Calcul de  $I_0$**

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 24 + 15 \times 3.046 = 1605.69 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1605.69} \times \left( \frac{65 \times 24^2}{2} + 15 \times 3.046 \times 22 \right) \Rightarrow V_1 = 12.28 \text{ cm}$$

$$V_2 = 24 - 12.28 \Rightarrow V_2 = 11.72 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (12.28^3 + 11.72^3) + 15 \times 3.046 \times (11.72 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 83602.917 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3.046}{10 \times 22} = 0.0138$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left( 2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0138 \times \left( 2 + 3 \times \frac{10}{65} \right)} \Rightarrow \lambda_i = 3.09$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.24$$

• **Evaluation des moments en travée :**

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

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

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 3.45 = 2.24 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.55 = 3.61 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.55 + 1.5) = 4.58 \text{ KN / m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.61 \times 4.9^2}{8} = 8.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{2.24 \times 4.9^2}{8} = 5.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{4.58 \times 4.9^2}{8} = 10.31 \text{ KN.m}$$

• **Contraintes ( $\sigma_s$ ) :**

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{5.04 \times (0.22 - 0.052) \times 10^5}{15900} \Rightarrow \sigma_{js} = 79.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{8.13 \times (0.22 - 0.052) \times 10^5}{15900} \Rightarrow \sigma_{gs} = 128.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{10.31 \times (0.22 - 0.052) \times 10^5}{15900} \Rightarrow \sigma_{ps} = 163.4 \text{ MPa}$$

**Calcul de  $\mu$  :**  $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0138 \times 128.85 + 2.1} = 0.399$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0138 \times 79.87 + 2.1} = 0.56$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0138 \times 163.4 + 2.1} = 0.33$$

**Calcul des inerties fictives ( $I_f$ ) :**

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 83602.917}{1 + 3.09 \times 0.56} = 33681.22 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 83602.917}{1 + 3.09 \times 0.399} = 41185.36 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 83602.917}{1 + 3.09 \times 0.33} = 45533.1 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 83602.917}{1 + 1.24 \times 0.399} = 61523.72 \text{ cm}^4$$

**Evaluation des flèches :**

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{5.04 \times 4.9^2}{10 \times 32164.2 \times 33681.22} \times 10^7 = 0.11 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{8.13 \times 4.9^2}{10 \times 32164.2 \times 41185.36} \times 10^7 = 0.15 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{8.13 \times 4.9^2}{10 \times 10721.4 \times 61523.72} \times 10^7 = 0.3 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{10.31 \times 4.9^2}{10 \times 32164.2 \times 45531.1} \times 10^7 = 0.17 \text{ cm}$$

**La flèche totale :**

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.3 + 0.17 - 0.15 - 0.11 = 0.21 \text{ cm} < f_{adm} = 0.98 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

➤ **Ferraillage des poutrelles :**

▪ **Plancher étage habitation :**

Poutrelles	Ferraillage longitudinal				Ferraillage transversal	
	A <sub>calculée</sub>	A <sub>min</sub>	Barres	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub>	S <sub>t</sub>
Appuis (rive)	0.38	0.27	1T10	0.785	2T6	15
Appuis (inter)	1.448	0.27	1T12+1T10	2.14		
Travée	2.539	1.73	2T12+1T10	3.046		

Tableau III.28 : Ferraillage des poutrelles plancher étage courant

▪ **Plancher terrasseinaccessible :**

À ELU:

$$M_{tmax} = 20.835 \text{ KN.m}$$

$$M_{int}^a = -10.703 \text{ KN.m}$$

$$M_{rive}^a = -3.125 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = 19.192 \text{ KN}$$

Poutrelles	Ferraillage longitudinal				Ferraillage transversal	
	A <sub>calculée</sub>	A <sub>min</sub>	Barres	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub>	S <sub>t</sub>
Appuis (rive)	0.417	0.27	1T10	0.785	2T6	15
Appuis (inter)	1.53	0.27	1T12+1T10	2.14		
Travée	2.79	1.73	2T12+1T10	3.046		

Tableau III.29 : Ferraillage des poutrelles plancher terrasse

➤ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

	Armature longitudinale Aux appuis		Jonction table nervure	Effort tranchant	
	<i>App rive</i>	<i>App int</i>		<i>Le béton</i>	<i>Cisaillement</i>
<b>poutrelles</b>	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$\tau_u = \frac{V_u (\frac{b-b_0}{2})}{0.9 \times dbh_0}$ $\bar{\tau}_u = 3.25 Mpa$	$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b_0 . a$ $V_u \leq 132 Kn$	$\frac{V_u}{b_0 . d} \leq \bar{\tau} = 3.25$
<b>Etage courant</b>	$A_l = 3.831$ $A_l \geq 0.92$ <i>verifiée</i>	$A_l = 5.186$ $A_l \geq -0.97$ <i>verifiée</i>	$\tau_u = 0.94 Mpa$ <i>Vérifiée</i>	$V_u = 17.593 Kn$ <i>Vérifiée</i>	$\tau_u = 0.8 Mpa$ <i>Vérifiée</i>
<b>Terrasse inaccessible</b>	$A_l = 3.831$ $A_l \geq 0.098$ <i>verifiée</i>	$A_l = 5.186$ $A_l \geq -1.03$ <i>verifiée</i>	$\tau_u = 1.03 Mpa$ <i>verifiée</i>	$V_u = 19.192 Kn$ <i>verifiée</i>	$\tau_u = 0.87 Mpa$ <i>verifiée</i>

Tableau III.30: Vérification au cisaillement

➤ Vérification des poutrelles à l'ELS :

Etage	Terrasse inaccessible			Etagecourant		
$q_{ser}$ (KN/ml)	$q_{jser}$	$q_{gser}$	$q_{pser}$	$q_{jser}$	$q_{gser}$	$q_{pser}$
	2.17	4.42	5.07	2.24	3.61	4.58
$M_{ser}$ (KN.m)	$M_{jser}$	$M_{gser}$	$M_{pser}$	$M_{jser}$	$M_{gser}$	$M_{pser}$
	4.9	9.95	11.41	5.04	8.13	10.31
L (m)	4.9			4.90		
$\Delta f$ (cm)	0.415			0.21		
$f_{adm}$	0.98			0.98		
	Vérifiée			Vérifiée		

Tableau III.31 : Vérification des poutrelles à l'ELS

➤ Vérification des contraintes dans le béton :

	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa}$
Plancher terrasse inaccessible	$\sigma_b = 4.98\text{MPa}.....\text{vérifiée}$
Plancher courant	$\sigma_b = 4.6\text{MPa}.....\text{vérifiée}$

Tableau III.32 :Vérification des contraintes dans le béton.

III.2.4) Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des barres de type rond lisse de nuance Fe= 400MPa.

• Armatures perpendiculaires à la nervure :

Selon le CBA93 (Art B. 6. 8. 4. 2. 3) :

$$A_{\perp} = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 * 0.65}{400} \Rightarrow A_{\perp} = 0.65\text{cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte :  $A_{\perp} = 5\phi 6 = 1.41\text{cm}^2 / \text{ml}$

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

• Armatures parallèles à la nervure :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325\text{cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte :  $A_{//} = 3\phi 6 = 0.85\text{cm}^2 / \text{ml}$

Espacement :  $S_t = 30\text{cm}$

• Schéma de ferrailage de la dalle de compression :

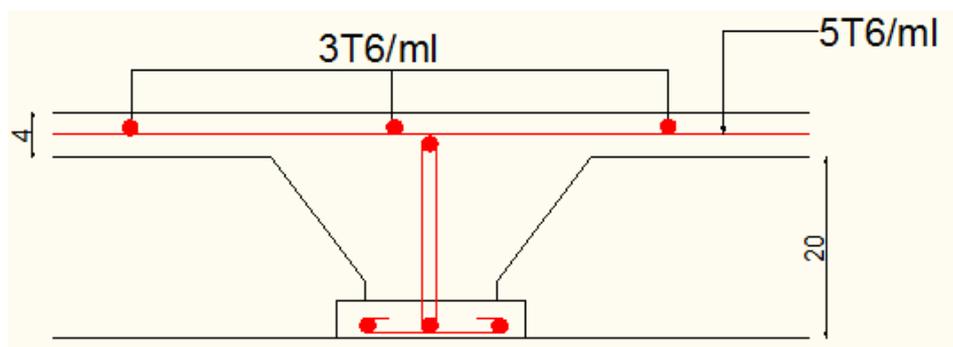


Figure N°III. 3:Schéma de ferrailage de la dalle de compression

- Schéma de ferrailage des poutrelles :

plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appui de rive et en travée	Appui intermédiaire
Terrasse inaccessible		
Etage courant		

Tableau III.33 :Schéma de ferrailage des poutrelles

### III.2.5) Etude des dalles pleines:

Les dalles sont des pièces minces et plane, elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou murs.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

$l_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$l_y$  : la plus grande dimension du panneau.

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

Si :  $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant  $l_x$ ).

Si :  $\rho > 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille suivant les deux sens.

#### ❖ Plancher de l'étage courant :

##### – 1<sup>ier</sup> type :

Il s'agit d'un panneau de dalle qui repose sur 04 appuis

$$l_x = 3.45 \text{ m} \quad l_y = 4.10 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{3.45}{4.10} = 0.84 > 0.4$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sur sens.

$$v = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.84$$

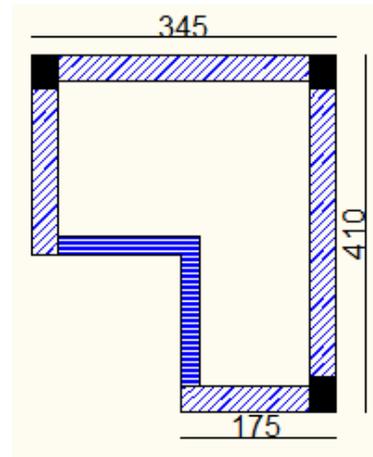
### a) Evaluation des charges :

$$G = 4.85 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 8.8 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 6.35 \text{ KN/m}^2. \text{ Figure III.5. Schéma de la dalle type (01)}$$



### b) Calcul à l'ELU :

#### ▪ Les sollicitations :

D'après l'abaque (annexe 02) on a :  $\mu_x = 0.0517$   
 $\mu_y = 0.6678$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_u = 5.42 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 3.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ▪ Moment en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times (5.42) = 4.607 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times (3.62) = 3.077 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ▪ Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = -0.5 \times M_{ox} = -0.5 \times (5.42) = -2.71 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.5 \times M_{oy} = -0.5 \times (3.62) = -1.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ▪ Effort tranchant :

$$V_x = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{8.8 \times 3.45}{3} = 10.12 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{P \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 10.69 \text{ KN}$$

#### ➤ Ferrailage :

$$\text{Le diamètre des barres utilisées doit être } \phi \leq \frac{e}{10} = \frac{140}{10} \Rightarrow \phi \leq 14 \text{ mm}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

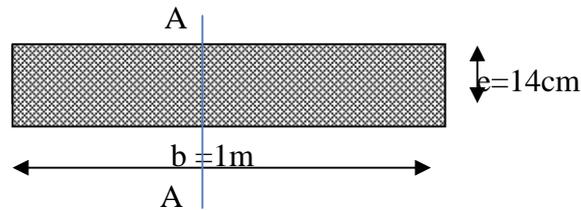


Figure III.6:Section de la dalle pleine à ferrailer

Les résultats du calcul du ferrailage sont donnés sur les tableaux suivants :

	Sens	M (KN.m)	$\mu bu$	$\xi$	$\xi$ (m)	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	x-x	4.607	0.02253	0.02849	0.11863	1.12
	y-y	3.077	0.01506	0.01897	0.11909	0.74
Appui	x-x	2.71	0.01327	0.01669	0.11919	0.65
	y-y	1.81	0.08861	0.01125	0.11946	0.44

Tableau.III.34:calculs le ferrailage de la dalle sur 04 appuis.

Sens	En travée			En appuis		
	M (KN.m)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	M (KN.m)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
x-x	4.607	1.12	<b>4T8=2.01</b>	2.71	0.66	<b>4T8=2.01</b>
y-y	3.077	0.74	<b>4T8=2.01</b>	1.81	0.44	<b>4T8=2.01</b>

Tableau.III.35 : ferrailage de la dalle sur 04 appuis.

▪ **Vérification : [BAEL91]**

**1. ELU :**

✓ **Condition de non fragilité :**

La vérification de la condition de non fragilité est résumée sur le tableau suivant :

sens	En travée		En appuis		observation
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adopté(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	
x-x	1.21	<b>4T8=2.01</b>	1.21	<b>4T8=2.01</b>	vérifier
y-y	1.12	<b>4T8=2.01</b>	1.12	<b>4T8=2.01</b>	vérifier

**Tableau.III.36** :la vérification de la condition de non fragilité.

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0.0008$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

Selon le **CBA93 (A.5.1.1)**  $\bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$V_u = 10.12 \text{ KN} \quad \tau_u = 0,101 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{vérifiée} \longrightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

✓ **Espacement des barres :**

// à x  $\rightarrow St \leq \min(3.e; 33cm) = 33cm \Rightarrow 25 \text{ cm}$  condition vérifiée.

// à y  $\rightarrow St \leq \min(4.e; 45cm) = 45cm \Rightarrow 30 \text{ cm}$  condition vérifiée.

✓ **Vérification des armatures secondaires :**

En travée :  $A_y = 0.74 \text{ cm}^2 > \frac{A_x}{4} = \frac{1.21}{4} = 0.3025 \text{ cm}^2$  *vérifier*

**2. ELS :**

D'après l'abaque (**annexe 01**) on à :  $\mu_x = 0.0586$   
 $\mu_y = 0.7655$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_s = 4.43 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 3.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times (4.43) = 3.76 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times (3.39) = 2.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Moment en appuis :**

$$\begin{cases} M_x^a = -0.5 \times M_{ox} = -0.5 \times (4.43) = -2.21 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.5 \times M_{oy} = -0.5 \times (3.39) = -1.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Les contraintes dans le béton :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (1), on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

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

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

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

Donc :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

Les vérifications des contraintes sont résumées dans le tableau suivant :

	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>adm</sub>	Observation
Travée	x-x	3.76	2.41	3239.4	2.01	2.795	15	Vérifiée
	y-y	2.88	2.11	2528.6	1.51	2.41	15	
Appuis	x-x	2.21	2.11	2528.6	1.51	1.853	15	
	y-y	1.7	2.11	2528.6	1.51	1.418	15	

**Tableau.III.37:** les vérifications des contraintes dans le béton.

➤ **Etat limite de déformation :**

**BAEL 91(Article B-6-3)**

○ **la flèche :**

**-Selon X :**

1.  $\frac{h}{l} = \frac{14}{345} = 0.041 \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \dots \dots \dots \text{non vérifié}$

$$2. \frac{A_s}{b * d} = 0,001675 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

**-Selon Y :**

$$1. \frac{h}{l} = \frac{14}{410} = 0.034 \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \dots \dots \dots \text{non vérifié}$$

$$2. \frac{A_s}{b * d} = 0,001258 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{verifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

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

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec :  $f_{ig}$  et  $f_{vg}$  : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

$f_{ij}$  : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

$f_{ip}$  : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible  $f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ cm}$

– **Selon X :**

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{345}{500} = 0.69 \text{ cm}$$

Propriété de la section de la dalle:

$$y = 2.4 \text{ cm}$$

$$I = 3239.4 \text{ cm}^4$$

$$E_I = 32456.597 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10818.865 \text{ MPa}$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

• **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser}$  La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

$q_{gser}$  La charge permanente qui revient à la dalle

$q_{pser}$  La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{gser} = 4.85 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{pser} = (4.85 + 1.5) = 6.35 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} M_{ox}^j = 0.0586 \times 3.5 \times 3.45^2 = 2.44 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^g = 0.0586 \times 4.85 \times 3.45^2 = 3.38 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^p = 0.0586 \times 6.35 \times 3.45^2 = 4.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{ox}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 2.44 = 2.074 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{ox}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 3.38 = 2.873 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{ox}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 4.43 = 3.766 \text{ KN.m}$$

La flèche due aux charges permanentes  $f_{gv} = 0.12 \text{ cm}$

La flèche totale  $\Delta f_t = 0.105 \text{ cm} < f_{adm} = 0.69 \text{ cm}$  vérifiée

Sens y-y :

$$\frac{h}{L} = \frac{14}{410} = 0.034 < \frac{1}{16} \text{ Vérifiée.}$$

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

Propriété de la section :

$y = 2.12 \text{ cm}$ ;  $I = 2529.566 \text{ cm}^4$ ;  $E_t = 32456.597 \text{ Mpa}$ ;  $E_v = 10818.866 \text{ Mpa}$ ;  $A_s = 1.51 \text{ cm}^2$

- **Evaluation des moments en travée :**

$$M_{jser} = 1.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 2.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 2.88 \text{ KN.m}$$

La flèche due aux charges permanentes  $f_{gv} = 0.133 \text{ cm}$

La flèche totale  $\Delta f_t = 0.1144 \text{ cm} < f_{adm} = 0.82 \text{ cm}$  vérifiée.

- **Schéma de ferrailage :**

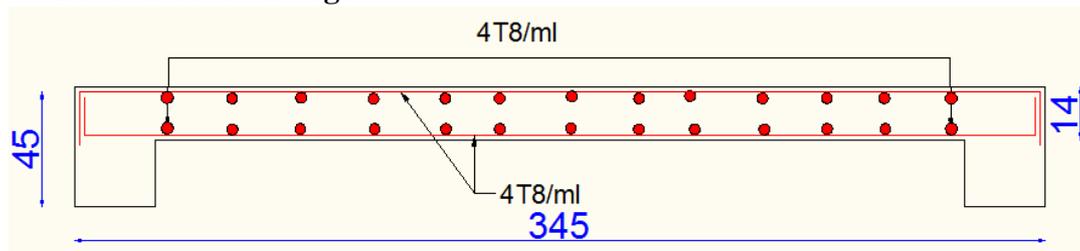


Figure III.7 : Schéma du ferrailage de la dalle pleine type (01)

- **les balcons :**

❖ **1<sup>er</sup> type :**

Il s'agit d'un panneau (B2) de dalle qui repose sur 03 appuis

**Remarque :**

Le panneau (B1, B3, B4) seront ferrailés avec le même ferrailage de type B2 car c'est le plus défavorable.

Donc il nous reste à calculer le panneau B2 :

$$l_x = 1.55 \text{ m} \quad l_y = 4 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{1.55}{4} = 0.39 \leq 0.4$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sur sens.

$$v = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.39$$

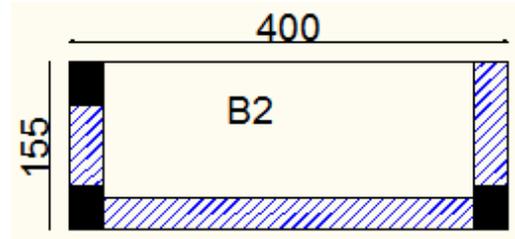
**a) Evaluation des charges :**

$$G = 4.85 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 10.297 \text{ KN/m}^2$$

$P_s = G + Q = 7.35 \text{ KN/m}^2$ . **Figure III.8:** balcon type B2



**b) Calcul à l'ELU :**

▪ **Les sollicitations :**

$$1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} (l_x - \frac{l_y}{2}) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases}$$

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

pour ce cas on utilise la deuxième condition :

$$\begin{cases} M_{ox} = 23.92 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 6.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_x^t = 20.33 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 5.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Moment en appuis :**

$$\begin{cases} M_x^a = -9.57 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -2.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Effort tranchant :**

$$V_x = 5.32 \text{ KN}$$

$$V_y = 6.685 \text{ KN}$$

➤ **Ferrillage :**

Les résultats du calcul du ferrailage sont donnés sur les tableaux suivants :

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$\eta$ (m)	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	x-x	20.33	0.0996	0.1315	0.1137	5.14
	y-y	5.43	0.0266	0.0337	0.1148	1.45
Appui	x-x	9.57	0.0469	0.06	0.1171	2.348
	y-y	2.56	0.0125	0.0158	0.1192	1.45

Tableau.III.38 :calculs le ferrailage de la dalle sur 03 appuis.

Sens	En travée			En appuis		
	M (KN.m)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	M (KN.m)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
x-x	20.33	5.14	<b>5T12=5.65</b>	9.57	2.348	<b>4T10=3.14</b>
y-y	5.43	1.45	<b>4T10=3.14</b>	2.56	1.45	<b>4T10=3.14</b>

Tableau.III.39 : ferrailage de la dalle sur 03 appuis.

▪ Vérification : [BAEL91]

1. ELU :

✓ Condition de non fragilité :

La vérification de la condition de non fragilité est résumée sur le tableau suivant

sens	En travée		En appuis		observation
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	A adopté(cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	
x-x	1.46	<b>5T12=5.65</b>	1.46	<b>4T10=3.14</b>	vérifier
y-y	1.12	<b>4T10=3.14</b>	1.12	<b>4T10=3.14</b>	vérifier

Tableau.III.40 :la vérification de la condition de non fragilité.

## ✓ Vérification de l'effort tranchant :

Selon le CBA93 (A.5.1.1)  $\overline{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$V_u = 6,685 \text{ KN} \quad \tau_u = 0,0557 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u \longrightarrow \text{vérifiée} \rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

## ✓ Espacement des barres :

// à x  $\rightarrow St \leq \min(3.e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow 20 \text{ cm}$  condition vérifiée.

// à y  $\rightarrow St \leq \min(4.e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow 25 \text{ cm}$  condition vérifiée.

## ✓ Vérification des armatures secondaires :

En travée :  $A_y = 1,45 \text{ cm}^2 > \frac{A_x}{4} = \frac{5,14}{4} = 1,285 \text{ cm}^2$  vérifiée

## 2. ELS :

$$\begin{cases} M_{ox} = 17,07 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 4,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## ▪ Moment en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 14,51 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 3,88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## ▪ Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = -6,83 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -1,82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## ✓ Les contraintes dans le béton :

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (1), on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

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

$$\text{Donc : } \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Les vérifications des contraintes sont résumées dans le tableau suivant :

	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>adm</sub>	Observation
Travée	x-x	14.51	3.74	7526.08	5.65	7.21	15	Vérifiée
	y-y	3.88	2.92	4713.12	3.14	2.41	15	
Appuis	x-x	6.83	2.92	4713.12	3.14	4.24	15	
	y-y	1.82	2.92	4713.12	3.14	1.13	15	

**Tableau.III.41** : les vérifications des contraintes dans le béton.

- **Etat limite de déformation :** **BAEL 91(Article B-6-3)**
  - **la flèche :**

**-Selon X :**

1.  $\frac{h}{l} = \frac{14}{155} = 0.09 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
2.  $\frac{A_s}{b * d} = 0,026 > \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

**-Selon Y :**

1.  $\frac{h}{l} = \frac{14}{400} = 0.035 \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \dots \dots \dots \text{non vérifié}$
2.  $\frac{A_s}{b * d} = 0,026 > \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

la vérification de la flèche est nécessaire.

**- Selon X :**

$$f_{adm} = \frac{155}{500} = 0.31cm$$

Propriété de la section de la dalle:

y = 3.74 cm

I = 7526.08cm<sup>4</sup>

E<sub>I</sub> = 32456.597 MPa

E<sub>v</sub> = 10818.865 MPa

A<sub>s</sub> = 5.65cm<sup>2</sup>

• Evaluation des moments en travée :

$$q_{jser} = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{gser} = 4.85 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{pser} = (4.85 + 2.5) = 7.35 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_{jser} = 6.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 9.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 14.51 \text{ KN.m}$$

La flèche due aux charges permanentes  $f_{gv} = 0.115 \text{ cm}$

La flèche totale  $\Delta f_t = 0.144 \text{ cm} < f_{adm} = 0.31 \text{ cm}$  vérifiée

• Sens y :

$$\frac{h}{L} = \frac{14}{400} = 0.035 < \frac{1}{16} \quad \text{Vérifiée.}$$

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible  $f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ cm} \Rightarrow f_{adm} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$

Propriété de la section :

$$y = 2.92 \text{ cm}; I = 4713.12 \text{ cm}^4; E_I = 32456.597 \text{ Mpa}; E_V = 10818.866 \text{ Mpa}; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

• Evaluation des moments en travée :

$$M_{jser} = 1.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 2.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 3.88 \text{ KN.m}$$

La flèche due aux charges permanentes  $f_{gv} = 0.143 \text{ cm}$

La flèche totale  $\Delta f_t = 0.133 \text{ cm} < f_{adm} = 0.8 \text{ cm}$  .....vérifiée.

a) Schémas de ferrailage :

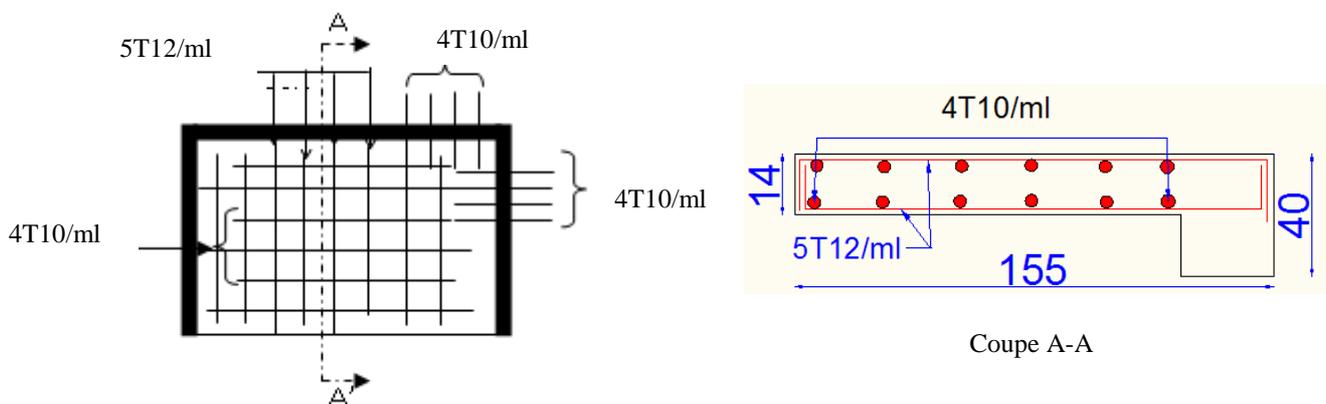


Figure III.9 : Schéma de ferrailage balcon sur trois appuis

**2<sup>ème</sup> Type:**

On a deux panneaux de dalle, dont un repose sur deux appuis (A2), et un autre panneau repose sur trois appuis (A1).

**Remarque :**

Le panneau (A2) sera ferrillé avec le même ferrillage de type A1 car c'est le cas plus défavorable.

Donc il nous reste à calculer le panneau A2 reposant sur deux appuis :

$$\rho = \frac{1.1}{1.85} = 0.59 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux Sens.}$$

**1. Calcul des sollicitations à l'ELU :**

On a:  $G=4.85 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$ ;

$q_u=11.905 \text{ KN/m}^2$ ;  $q_s=8.43 \text{ KN/m}^2$

$$\rho = 0.59 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0836 \\ \mu_y = 0.2822 \end{cases} \text{ (Annexe I)}$$

- Moments isostatiques :  $\begin{cases} M_0^x = 1.042 \text{ KNm} \\ M_0^y = 0.294 \text{ KNm} \end{cases}$

- En travée :  $\begin{cases} M_t^x = 0.885 \text{ KNm} \\ M_t^y = 0.249 \text{ KNm} \end{cases}$

- En appui :  $\begin{cases} M_a^x = -0.521 \text{ KNm} \\ M_a^y = -0.147 \text{ KNm} \end{cases}$

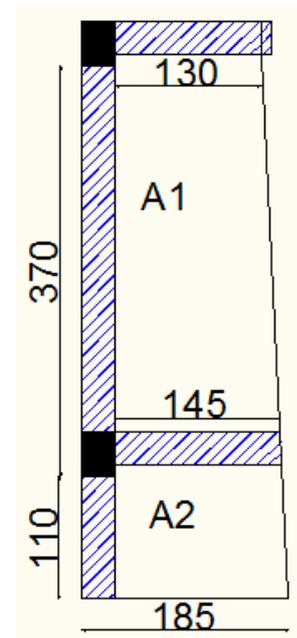


Figure III.10: balcon type2

**2. Espacement des armatures :****Sens x-x:**

$St_y \leq \min(3e, 33cm) = 33cm$  ; on opte  $St_y = 25cm$ .

**Sens y-y :**

$St_x \leq \min(4e, 45cm) = 45cm$  ; on adopte  $St_x = 25cm$ .

➤ **Ferrailage :**

Les résultats du calcul du ferrailage sont donnés sur les tableaux suivants :

	Sens	M (KN.m)	$\mu bu$	$\alpha$	$\square$ (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>Travée</b>	<b>x-x</b>	0.885	0.00434	0.0054	0.1197	0.21	1.35	4HA8=2.01
	<b>y-y</b>	0.249	0.00122	0.0015	0.1192	0.06	1.12	4HA8=2.01
<b>Appui</b>	<b>x-x</b>	0.521	0.00255	0.0032	0.1198	0.12	1.35	4HA8=2.01
	<b>y-y</b>	0.147	0.00072	0.0009	0.1199	0.035	1.12	4HA8=2.01

**Tableau.III.42 :** calculs le ferrailage de la dalle sur 02 appuis.

**3. Vérifications à l'E.L.U :**

**a. la condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} A_{min}^x = 1.35cm^2 \\ A_{min}^y = 1.12cm^2 \end{cases}$$

**b. l'effort tranchant :**

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

$$V_{max} = 4.72KN$$

$$\tau_u = 0.039MPa \leq \bar{\tau} = 1.25MPa \dots\dots\dots c'est vérifié.$$

**4. Vérifications l'E.L.S :**

**a. Etat limite de compression de béton :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0884 \\ \mu_y = 0.4565 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.786KNm \\ M_0^y = 0.359KNm \end{cases}$$

**- En travée :** 
$$\begin{cases} M_{iser}^x = 0.668KNm \\ M_{iser}^y = 0.305KNm \end{cases}$$

**- En appui :** 
$$\begin{cases} M_{aser}^x = -0.393KNm \\ M_{aser}^y = -0.179KNm \end{cases}$$

Les vérifications des contraintes sont résumées dans le tableau suivant :

	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>adm</sub>	Observation
Travée	x-x	0.668	2.41	3239.42	2.01	0.496	15	Vérifiée
	y-y	0.305	2.41	3239.42	2.01	0.226	15	
Appuis	x-x	0.393	2.41	3239.42	2.01	0.292	15	
	y-y	0.179	2.41	1844.74	2.01	0.234	15	

Tableau.III.43 : les vérifications des contraintes dans le béton.

**b. Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est nuisible, donc aucune vérification à faire.

**c. Etat limite de déformation :**

Sens x-x :

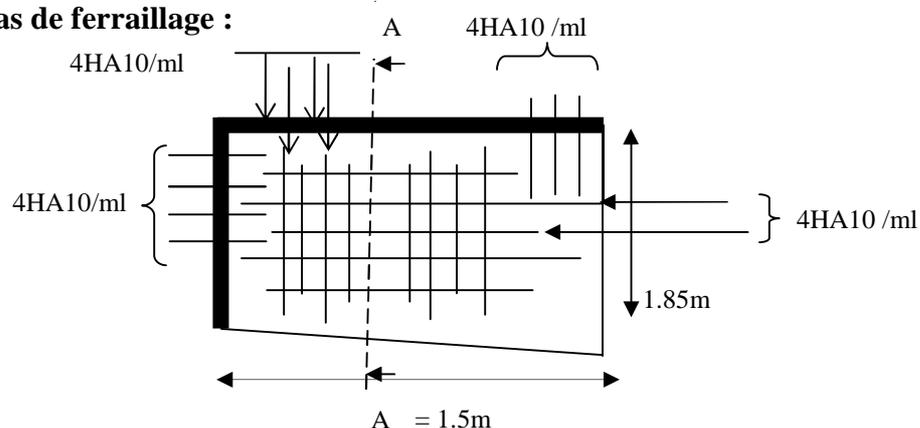
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{1.1} \geq \frac{0.85 \times M_0}{10 \times M_0} \\ \frac{2.01}{100 \times 12} \leq \frac{4.2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.127 \geq 0.085 \\ 1.675 \times 10^{-3} \leq 1.05 \times 10^{-2} \end{array} \right.$$

Sens y-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{1.85} \leq \frac{0.85 \times M_0}{10 \times M_0} \\ \frac{2.01}{100 \times 12} \leq \frac{4.2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.0756 < 0.085 \\ 1.6 \times 10^{-3} \leq 10.5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

La vérification n'est pas nécessaire dans les deux directions.

• **Schémas de ferrailage :**



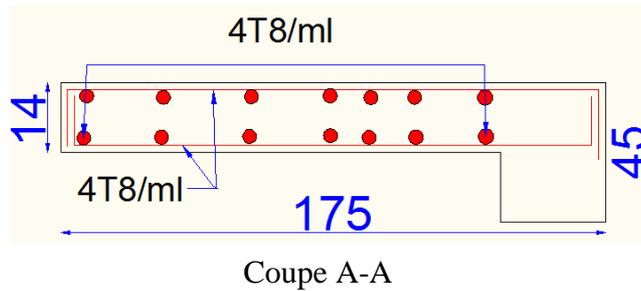


Figure III.11: Schéma de ferrailage balcon A<sub>2</sub> sur 2 appuis.

Remarque : Pour le balcon A<sub>1</sub> c'est le même ferrailage que A<sub>2</sub>.

III. 3. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumis à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III.3.1) Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

III.3.2) Evaluation des charges et surcharges :

▪ Surface de l'acrotère :

$$S = 70 \times 10 + 7 \times 10 + \frac{10 \times 3}{2} = 0,0785 \text{ m}^2$$

▪ Poids de l'acrotère :

$G_{crot}$  = Le poids propre de l'acrotère + Le poids d'enduit en ciment

$$G_{crot} = 2,42 \text{ KN / m}$$

- Charge d'exploitation :  $q = 1 \text{ KN/ml}$ .
- Charge sismique :  $F_p = 4.A.C_p.W_p$ .....RPA99(article 6.2.3).

Où :

**A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99

**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1 de RPA99)

**W<sub>p</sub>** : Poids de l'élément considéré ;  $W_p = 2,42 \text{ KN/ml}$ .

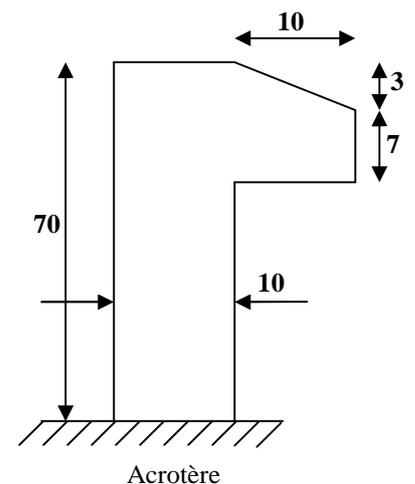


Figure III.13:schéma statique de l'acrotère

Pour notre cas : Groupe d'usage 2, zone IIa

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{A = 0,15.} \\ \mathbf{C_p = 0,8.} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,42 \Rightarrow F_p = 1,162 \text{ KN.}$$

### III.3.3) Calcul des sollicitations :

#### a) Calcul du centre de pression :

$$x_c = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A}$$

$$y_c = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i}$$

Tel que :

$$x_c = \frac{0,7 * 0,1 * (0,1 / 2) + 0,07 * 0,1 * (0,1 + 0,1 / 2) + 0,5 * 0,1 * 0,03 * (0,1 + 0,1 / 3)}{0,0785}$$

$$x_c = 0,0605 \text{ m}$$

$$y_c = 0,3818 \text{ m}$$

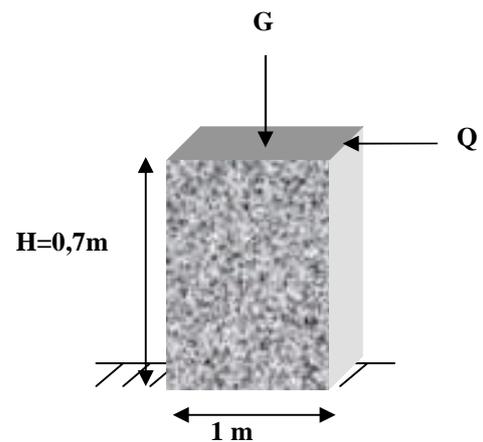


Figure III.14:sollicitations sur l'acrotère

#### b) Moment engendré par les sollicitations :

$$N_G = 2,42 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0$$

$$Q = 1 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,7 \Rightarrow M_Q = 0,7 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1,162 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = 1,162 * 0,3818 \Rightarrow M_{F_p} = 0,4437 \text{ KN.m}$$

	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
Sollicitation	G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q
N (KN)	2,42	3.267	2,42
M (KN.m)	1.144	1.05	0,7

Tableau III.44: sollicitations et combinaisons d'action.

**NB :** La section dangereuse se situe à l'encastrement.

**c) Calcul de l'excentricité :**

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{3.267} = 0,321m \\ \frac{H}{6} &= \frac{0,7}{6} = 0,12m \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Un élément soumis à un effort composé dû à une force de compression doit être justifié à l'état limite ultime de stabilité de forme selon **(B.A.E.L 91 Art 4.4.1)**.

Pour l'excentricité selon **(C.B.A Art 4.3.5)**.

$$e_2 = e_1 + e_a$$

Tel que:

$e_a$ : l'excentricité additionnelle:

$e_1$ : l'excentricité structurale.

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; L / 250) = \max(2 \text{ cm}; 70/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$D'où : e_2 = 0,321 + 0,02 \Rightarrow e_2 = 0,341 \text{ m.}$$

Le Calcul se fait à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité ( $e_3$ ) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 * l_f^2 (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h} \text{BAEL91.}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,7} \Rightarrow \alpha = 0.$$

$\emptyset$ : le rapport de la déformation finale due au fluage et la déformation instantanée sous la charge considérée.

$l_f$ : longueur de flambement de l'élément considéré

$$l_f = 2 * l = 2 * 0,7 = 1,4 \text{ m}$$

$$e_3 = \frac{3 * (1,4)^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0,7} = 0.168 \text{ cm.}$$

D'où :

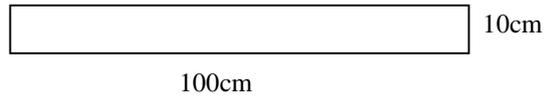
$$e_t = 34.1 + 0.168 = 34.268 \text{ cm}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$\text{A l'ELU : } Nu = 3.267 \text{ KN} ; Mu = Nu * e_t = 3.267 * 0.34268 \Rightarrow Mu = 1.12 \text{ KN.m}$$

**d) Ferrailage :**

▪ l'ELU :



$$h = 10 \text{ cm.}$$

$$100 \text{ cm}$$

**Figure III.15:** Section à ferrailer

$$d = 8 \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_{uA} = M_{uG} + Nu * (d-h/2)$ .

Tel que :

$M_{uG}$  et  $Nu$  : les sollicitations au centre de gravité de la section de béton seul.

$M_{uA}$  : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{uA} = 1.12 + 3.267 * (0,08 - 0,1 / 2) \Rightarrow M_{uA} = 1,218 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1,218 * 10^{-3}}{1 * 0,08^2 * 14,2} = 0,013 < \mu_l = 0,392$$

$$\text{D'où } A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,016$$

$$z = d(1 - 0,4 * \alpha) = 0,079$$

$$A_{1s} = \frac{M_{uA}}{z \sigma_s} = \frac{1,218 * 10^{-3}}{0,079 * 348} = 0,44 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{1s} - \frac{Nu}{\sigma_s} = 0,44 * 10^{-4} - \frac{3.267 * 10^{-3}}{348} = 0,35 \text{ cm}^2$$

**e) Vérifications à l'ELU : [BAEL91]**

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

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,08 * \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- **Espacement des armatures :**

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 30 \text{ cm}$ .
2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq 70/3 = 23,33 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0,1 * f_{c28}; 3\text{Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2,5; 3\text{Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5\text{Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1,162 + 1 = 2,162 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{2,162 * 10^{-3}}{1 * 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,027 \text{ KN .}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{es} = v_u / (0,9 * d \sum * \mu_i) \text{ tel que } \sum \mu_i : \text{ la somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n * \pi * \phi = 4 * \pi * 0,8 = 10,04 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2,162 * 10^{-3}}{0,9 * 0,08 * 10,04 * 10^{-2}} = 0,3 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 * \psi_s^2 * f_{t28} = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\tau_{es} < 2,84 \rightarrow \text{pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

### f) Vérifications à l'ELS : [BAEL91]

- **Vérification des contraintes :**

$$d = 0,08 \text{ m}$$

Selon le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

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

$$C = d - e_1$$

Tel que :

$e_1$  : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_a = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) = 0,7/2,42 + (0,08 - 0,1/2) = 0,3192 \text{ m.}$$

$$e_a > d \implies C \text{ à l'extérieur de la section} \rightarrow C = 0,08 - 0,3192 = -0,2392 \text{ m.}$$

$$C = -0,2392 \text{ m}$$

$$y_{ser} = y_c + C ; y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

Tel que :

$$p = -3 * c^2 + (d - c) * 6nA_s / b$$

$$p = -3 \cdot (-0,2392)^2 + (0,08 + 0,2392) \cdot (6 \cdot 15 \cdot 2,01) / 1 = 57,572 \text{ m}^2.$$

$$q = -2c^3 - (d - c)^2 \cdot 6nA_s/b = -2(-0,2392)^3 - (0,08 + 0,2392)^2 \cdot (6 \cdot 15 \cdot 2,01) / 1$$

$$q = -18,4 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 + 57,572 y_c - 18,4 = 0$$

$$\Delta = q^2 + 4 \cdot p^3 / 27 = 26808,844 \text{ m}^6$$

$$\Delta > 0 \rightarrow t = 0,5 \cdot (\Delta^{1/2} - q) = 93,77 \text{ m}^3$$

$$Z = t^{1/3} = (90,676)^{1/3} = 4,5431 \text{ m}.$$

$$y_c = Z - p / (3 \cdot Z) = 4,5431 - 57,572 / (3 \cdot 4,5431) = 0,319 \text{ ( distance de l'axe neutre au centre de pression )}$$

$$y_{\text{ser}} = 0,319 - 0,2392 = 0,0798 \text{ m (distance entre l'axe neutre et la fibre supérieur de la section)}$$

• **Calcul des contraintes :**

$$I = b \cdot y_{\text{ser}}^3 / 3 + 15 \cdot (d - y_{\text{ser}})^2 \rightarrow \text{moment d'inertie de la section homogène réduite}$$

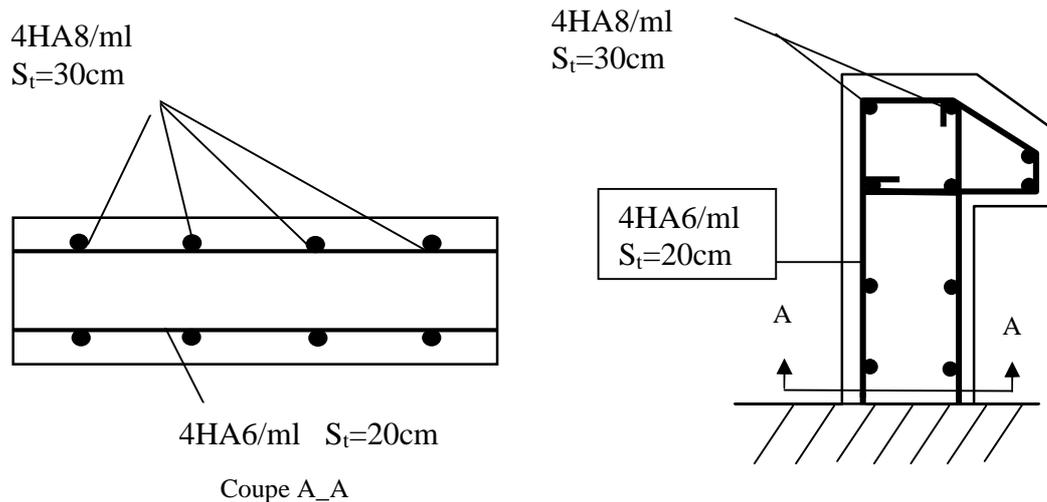
$$I = 1 \cdot (0,0798)^3 / 3 + 15 \cdot 2,01 \cdot (0,08 - 0,0798)^2 = 1,7059 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = M_{\text{ser}} \cdot (y_{\text{ser}}) / I = 0,3274 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,3274 < 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{vérifiée}.$$

$$\sigma_s = 15 \cdot M_{\text{ser}} \cdot (d - y_{\text{ser}}) / I = 0,0123 \text{ Mpa}.$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(3 / 2 f_e; 150 \cdot \eta) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0,0123 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{vérifiée}$$



**Figure III.16 :** Schéma de ferrailage de l'acrotère

### III.4) Etude de l'ascenseur :

**III.4.1) Caractéristiques : [Annexe 02]**

Dans notre structure on utilise un ascenseur de 8 personnes dont les caractéristiques sont les suivants :

Vitesse de levage : **1,6 m/s.**

Course maximale : **50 m.**

Dimensions de la gaine :  $B_s \times T_s = 1,45 \times 1,6 (m^2)$ .

Charge due a la salle machine : **PM = 15 KN.**

Charge due a l'ascenseur : **DM = 51 KN.**

Charge accidentelle due a la rupture des câbles d'ascenseur : **F<sub>c</sub> = 145 KN.**

La charge nominale est de **6,3 KN.**

**III.4.2) Etude de la dalle de l'ascenseur :**

- Epaisseur de la dalle

$L_x = 1,75 \text{ m}$

$L_y = 1.8 \text{ m}$

La dalle de local des machines doit être dimensionnée pour reprendre les charges importantes

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

- **Evaluation des charges et surcharges :**

- Poids propre de la dalle et de revêtement

$G_1 = 25 \times 0,2 + 22 \times 0,05 = 6.1 \text{ KN/m}^2$

- Poids de la cuvette

$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{3.15} = 46.03 \text{ KN} / \text{m}^2 .^2$

- Poids total

$G_t = G_1 + G_2 = 6.1 + 46.03 = 52.13 \text{ KN/m}^2$

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

- **1<sup>er</sup> Cas : charge uniformément répartie :**

$P_u = 1,35 \times 52.13 + 1,5 \times 1 = 71.87 \text{ KN/m}^2$

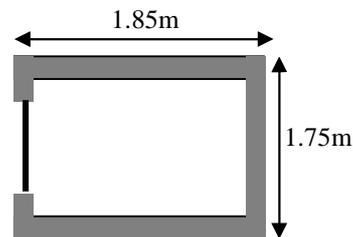
**a) Evaluation des moments : [BAEL91]**

✓ **L'ELU :**

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.97 > 0.4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$\rho = 0.97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0392 \\ \mu_y = 0.9322 \end{cases} \dots\dots\dots [\text{Annexe 01}]$

$M_x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0,0392 \times 71.87 \times (1,75)^2 = 8.62 \text{ KN.m}$



**Figure III.11:**Schéma de la Cage d'ascenseur.

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.9322 \times 8.62 = 8.03 \text{ KN.m}$$

**1. Travée :**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 8.62 = 7.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 8.03 = 6.82 \text{ KN.m}$$

**2. Appuis :**

$$M_{ax} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 8.62 = 2.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 2.4 \text{ KN.m}$$

**b) Ferrailage :**

La section considérée est une section de (1m×0.20m) sollicitée à la flexion simple.  
 b = 100cm, h = 20cm, dx = 18cm, dy = 17cm, fbu = 14, 2Mpa.  
 Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux qui suivent:

✓ **En travée :**

	$M_T$ (kn.m)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
Sens x-x	7.32	1.18	4 HA 10=3,14
Sens y-y	6.82	1.16	4 HA 10=3,14

**Tableau III.45 :** ferrailage en travée

✓ **En appuis :**

	$M_T$ (KN.M)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
Sens x-x	2.58	0.41	4 HA 10=3,14
Sens y-y	2.4	0.41	4 HA 10=3,14

**Tableau III.46 :** ferrailage en appuis

**c) Verification : [BAEL91]**

✓ **ELU :**

**1. Condition de non fragilité :**

$$A_x^{\min} = 0.8\% \times \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) \times b \times h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.97}{2}\right) \times 0.2 = 1.62 \text{ Cm}^2 \dots\dots\dots(x-x)$$

$$A_y^{\min} = 0.8\% \times b \times h = 0.0008 \times 1 \times 0.2 = 1.6 \text{ Cm}^2 \dots\dots\dots (y-y)$$

○ **Tableau récapitulatif des résultats de calcul :**

$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Type	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	OBS
--------------------------	--------------------------	------------------------------	------	---------------------------------	-----

Sens x-x	1,18	0,41	1,62	4HA10	3,14	vérifiée
Sens y-y	1,16	0,41	1,6	4HA10	3,14	vérifiée

Tableau III.47 : vérification de la condition de non fragilité

• Calcul des espacements :

Sens x-x' :  $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$  on adopte  $S_t = 20cm$

Sens y-y' :  $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$  on adopte  $S_t = 20cm$

• Vérification de l'effort tranchant :

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

$\rho = 0.97 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 41.92KN$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 42.34KN$$

$\Rightarrow \tau_u = \frac{42.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.25MPa < 1.25MPa$  C'est vérifié

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	Tu (KN)	$\tau_u$ (MPA)	$\bar{\tau}_u$ (MPA)	OBS
Sens x-x	41.92	0,24	1,25	vérifiée
Sens y-y	42.34	0,25	1,25	vérifiée

Tableau III.48: vérification à l'effort tranchant

✓ ELS :

$P_s = G+Q = 52.13+1 = 53.13KN/m^2$

▪ Evaluation des moments :

$\rho = 0.97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0465 \\ \mu_y = 0.9543 \end{cases}$  ..... [Annexe 01]

$\nu = 0,2$

$M_x = \mu_x \times P_s \times l_x^2 = 0,0465 \times 53.13 \times (1,75)^2 = 7,56KN.m$

$M_y = \mu_y \times M_x = 0.9543 \times 7.56 = 7.21KN.m$

1. Travée :

$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 7.56 = 6.42KN.m$  .

$$M_{ly} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 7.21 = 6.12 \text{ KN.m} .$$

**2. Appuis :**

$$M_{ax} = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 7.56 = 2.26 \text{ KN.m}.$$

$$M_{ay} = 2.16 \text{ KN.m}.$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

On vérifie :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

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

$$\sigma_{bc} (= 2.08 \text{ MPa}) < \bar{\sigma}_{bc} (= 15 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{vérifiée}.$$

• **Vérification des contraintes dans l'acier :**

On vérifie que :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 150 * \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s (= 121.88 \text{ MPa}) < \bar{\sigma}_s (= 240 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{vérifiée}.$$

• **Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers ; d'après le **BAEL91** et **CBA93** la vérification a la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1)$$

$$2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0} \dots\dots\dots (2)$$

$$3. \frac{A_s}{b * d} \leq \frac{2,4}{f_e} \dots\dots\dots (3)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
x-x	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
y-y	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

**Tableau III.49 : vérification de la flèche**

○ **2<sup>eme</sup> cas charge concentrée :**

Elle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur  $h_0 = 20 \text{ cm}$ .

On a:  $P = PM + DM + 6,3 = 72,3$  KN.

$h_0 = 20$  cm : épaisseur de la dalle.

$h_1 = 5$  cm : revêtement en béton.

$a_0$  et  $U$  dimensions //  $l_x = 1,75$ .

$b_0$  et  $V$  dimensions //  $l_y = 2,00$ .

$U$  et  $V$  les côtés de rectangle d'impact.

$a_0$  et  $b_0$  : surface de chargement.

$l_x$  et  $l_y$  les dimensions du panneau dalle.

Avec :

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2 \xi h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2 \xi h_1 \end{cases}$$

Et :  $\xi = 1$  (revêtement en béton)  $v = 1,6$  m/s ( $a_0 = b_0 = 80 \times 80$  cm)

$$U = 80 + 20 + 2 * 5 = 110 \text{ cm.}$$

$$V = 80 + 20 + 2 * 5 = 110 \text{ cm.}$$

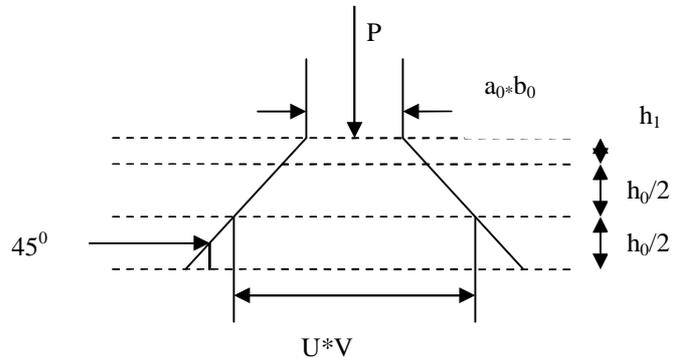


Figure III.18: Charge concentrée sur la dalle de la cage d'ascenseur

▪ Calcul à l'ELU :

a) Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage :

$$M_{x1} = P_u (M_1 + v M_2)$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + v M_1) \quad \text{avec } v : \text{coefficient de poisson. (0 à l'elu et 0,2 l'ELS).}$$

Les moments  $M_1$  et  $M_2$  sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}, \quad \frac{U}{l_x}, \quad \frac{V}{l_y}.$$

$$\rho = \frac{175}{180} = 0,97, \quad \frac{U}{l_x} = \frac{110}{175} = 0,63, \quad \frac{V}{l_y} = \frac{110}{180} = 0,61$$

En utilisant l'abaque de pigeant on obtient :

$$\begin{aligned} M_1 &= 0,078 \dots\dots\dots [Annexe 03] \\ M_2 &= 0,075 \end{aligned}$$

$$P_u = 1,35 * 72,3 = 97,605 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = 97,605 * 0,078 = 7,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 97,605 * 0,075 = 7,32 \text{ KN.m}$$

b) Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :

$\rho > 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x * q_u * l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2} \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont des coefficients en fonction de  $\rho$  et de  $\nu$

$$\mu_x = 0,0392$$

$$\mu_y = 0,9322$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 q$$

$$G = 25 * 0,2 + 22 * 0,05 = 6.1 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_u = 1,35 * 6.1 + 1,5 * 1 = 9,73 \text{ KN/ml.z}$$

$$M_{x2} = 0,0506 * 9,44 * (1,75)^2 = 1,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,6864 * 1,16 = 1.08 \text{ KN.m}$$

### c) Superposition des moments :

Les moments max agissant au centre de la dalle.

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.77 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.4 \text{ KN.m}$$

N.B : pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des murs.

- **Les moments en travée et en appui :**

$$M_y^t = 0,85 * M_y = 0,85 * 8.4 = 7.14 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0,85 * M_x = 0,85 * 8.77 = 7.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 * M_x = 0,3 * 8.77 = 2.63 \text{ KN.m}$$

### d) Ferrailage :

La section considérée est une section de (1m×0.20m) sollicitée à la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, dx = 18 \text{ cm}, dy = 17 \text{ cm}, f_{bu} = 14, 2 \text{ Mpa}.$$

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux qui suivent:

#### 1. En travée :

	$M_T$ (kn.M)	A Calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
Sens x-x	7.45	1.20	4 HA 10=3,14
Sens y-y	7.14	1,22	4 HA 10=3,14

Tableau III.50 : ferrailage en travée.

2. En appuis :

	$M_T$ (kn.M)	A CALCULE (CM <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
Sens x-x	2.63	0,42	4 HA 10=3,14
Sens y-y	2.63	0,45	4 HA 10=3,14

Tableau III.51 : ferrailage en appuis

e) Vérification : [BAEL91]

▪ Vérification de la condition de non fragilité

$h_0 = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$  ,  $\rho_0 = 0,8 \text{ ‰}$  , HA fe E400

$$\rho = 0,97 > 0,4 \Rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) * b * h$$

$$A_x^{\min} = 0,0008 * \left( \frac{3 - 0,97}{2} \right) * 0,2 = 1,62 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * h = 0,0008 * 1 * 0,2 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,62 \dots\dots\dots$  Vérifiée.

$A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,6 \dots\dots\dots$  Vérifiée.

▪ Le diamètre des barres :

Il faut vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \dots\dots\dots$  Vérifiée.

▪ Vérification au poinçonnement :

On doit vérifier :  $Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :  $U_c$  : périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2(U + V) = 2(110 + 110) = 440 \text{ cm}$$

$$Q_u \leq 0.045 \times 4.4 \times 0.2 \times \frac{25}{1.5} = 660 \text{ KN}$$

Or :  $P_u (=1,35 \times 72,3 = 97,605 \text{ KN}) < 660 \text{ KN} \dots\dots\dots$  Vérifiée.

On doit aussi vérifier que :

$$\tau = \frac{P_u}{U_c \times d} < \bar{\tau} = \frac{0,07}{\gamma_b} \times f_{c28}$$

$$\tau = \frac{97.605}{4.4 \times 0.18} = 0.123 < \bar{\tau} = \frac{0,07}{1,5} \times 25 = 1,16 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$
 Vérifiée.

▪ **Vérification de l'effort tranchant :**

L'effort tranchant est maximum au voisinage de la charge (milieu)

$$U = V$$

$$u : V_u = \frac{97.605}{3 \times 1.1} = 29.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{29.57}{0.18 \times 1} = 0.164 \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$
 Vérifiée.

➤ **Vérification à L'ELS : [BAEL91]**

▪ **Evaluation des moments dus au système de levage :**

$$Q_{ser} = 72,3 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 72,3 (0,078 + 0,2 \times 0,075) = 6,72 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 72,3 (0,075 + 0,2 \times 0,078) = 6,55 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

▪ **Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :**

$$\text{On a : } q_s = q + g = 1 + 6.1 = 7.1 \text{ KN/m.}$$

$$\rho = 0,97 \Rightarrow \mu_x = 0,0465 \quad \mu_y = 0,9543$$

$$M_{x2} = 0,0465 \times 7,1 \times (1,75)^2 = 1,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,9543 \times 1,01 = 0,96 \text{ KN.m}$$

▪ **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,72 + 1,01 = 7,73 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,55 + 0,96 = 7,51 \text{ KN.m}$$

▪ Les moments en travée et en appuis :

$$M_{tx} = 0,85 * 7,73 = 6,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 * 7,51 = 6,38 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 * M_x = 2,32 \text{ KN.m}$$

1. Etat limite de compression du béton :

On a une fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  vérification de la contrainte du béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad M_{tx} = 6,57 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 2,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

– Vérification des contraintes dans l'acier :

On vérifie :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s (= 124,7 \text{ MPa}) < \bar{\sigma}_s (= 240 \text{ MPa}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

Puisque la condition de non fragilité est satisfaite donc aucune vérification à effectuer.

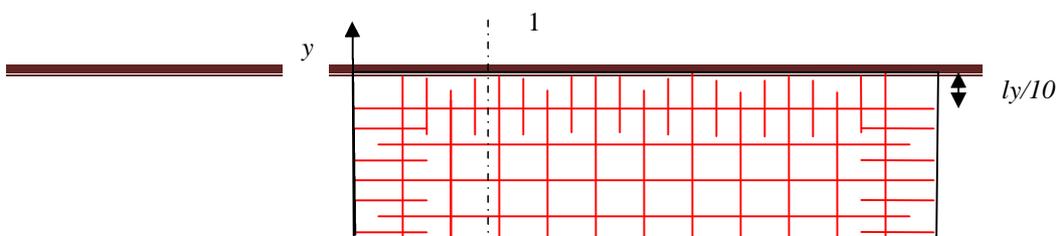
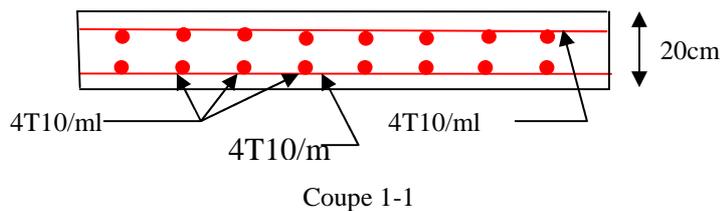
3. Etat limite de déformation (la flèche) :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$$

$$2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}$$

$$3. \frac{A_s}{b * d} \leq \frac{2,4}{f_e}$$

Ces conditions sont vérifiées donc il n'a pas lieu de vérifier la flèche.



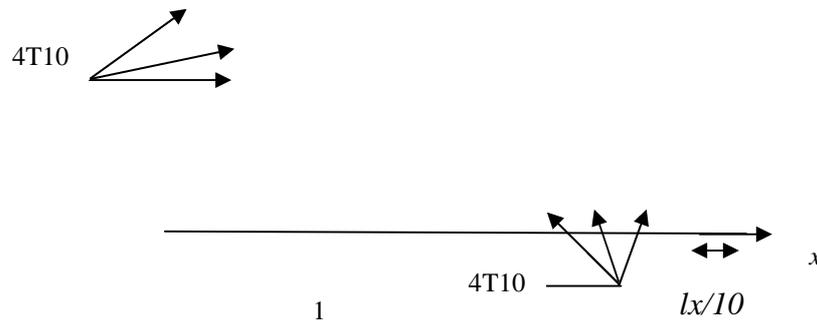


Figure III.19 : Schéma de ferrailage –dalle du local machine-dalle de la cuvette

**III.5) Calcul des escaliers :**

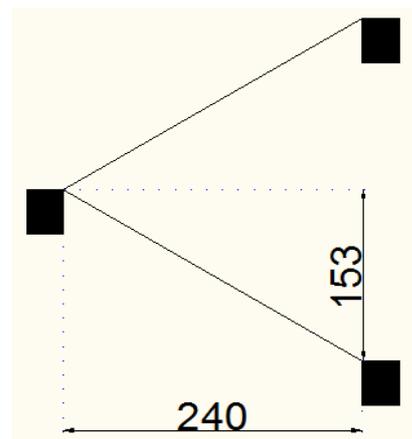
Dans notre structure on a deux types de la cage d’escalier :

- Le 1<sup>er</sup> type deux volées et un palier intermédiaire.
- Le 2<sup>eme</sup> type un palier et une volée.

**III.5.1 Etude de l’escalier type 1 :**

Ce type d’escalier est composé de :

- Un palier d’épaisseur 14cm.
- Deux volées parallèles d’épaisseur 14cm
- Giron de 30cm
- Contre marche de 17cm.



**Calcul de la Volée (I) et (II) :**

- **Charges et surcharges :**

Volée :  $G_{paillasse} = 8.23 KN / m^2$

$Q_{escalier} = 2.50 KN / m^2$  Figure.III.20 : Schéma de l’escalier type 1

- **Moments et efforts tranchants :**

**a) l’ELU :**

$q_v = 1.35 \times 8.23 + 1.5 \times 2.5 = 14.861 KN / ml$

Par la méthode RDM on trouve :  $\alpha = 32.52^\circ$

$R_A = 17.83 KN$

$R_B = 17.83 KN$

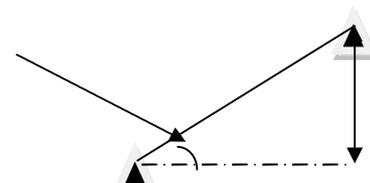


Figure.III.21 : schéma statique

$$M_0 = 10.70KN.m$$

$$M_t^{max} = 0,75M_0 = 8.025KN.m$$

$$M_a = -0,5M_0 = -5.35KN.m$$

$$V_{Elu} = 17.83KN$$

**b) l'ELS :**

$$q_v = 8.23 + 2.5 = 10.73KN / ml$$

$$R_A = 12.876KN$$

$$R_B = 12.876KN$$

$$M_0 = 7.725KN.m$$

$$M_t^{max} = 0,75M_0 = 5.794KN.m$$

$$M_a = -0,5M_0 = -3.863KN.m$$

$$V_{ser} = 12.876KN$$

• **Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

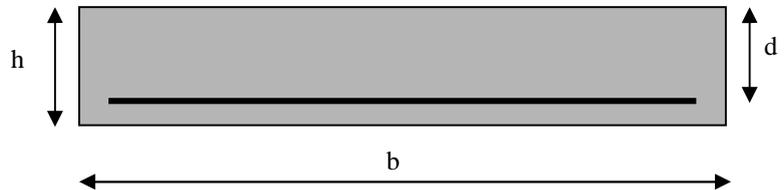
En travée:  $M_t = 8.025KN.m$

En appuis:  $M_a = -5.35KN.m$

$b = 100$  cm.

$d = 12$  cm.

$h = 14$  cm.



**Figure III.22:Section à ferrailer**

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

	$M (KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{CAL}$ ( $cm^2/ml$ )	$A_{Adopté}$ ( $cm^2/ml$ )	$A_{min}(cm^2)$	St(cm)
<b>En travée</b>	<b>8.025</b>	<b>0.0393</b>	<b>0.05</b>	<b>0.1176</b>	<b>1.962</b>	<b>4T10=3.14</b>	<b>1,449</b>	<b>20</b>
<b>En appuis</b>	<b>-5.35</b>	<b>0.026</b>	<b>0.033</b>	<b>0.118</b>	<b>1.299</b>	<b>4T10=3.14</b>	<b>1,449</b>	<b>20</b>

**Tableau III.52 : Résumé des résultats de ferrailage.**

**Vérifications :**

Les vérifications de l'effort tranchant et des espacements sont résumés dans le tableau suivant :

Vérification Vu		espacement	
Vu (KN)	17.83	Sens principal	$St \leq \min(3 \times h; 33) = 33\text{cm}$
$\tau_u$ (MPA)	0,149	Sens secondaire	$St \leq \min(4 \times h; 45) = 45\text{cm}$
$\bar{\tau}_u$ (MPA)	3,325	Espacement pris	25cm
observation	vérifiée	observation	vérifiée

**Tableau III.53 :** Résumé des vérifications de l'effort tranchant et de l'espacement.

$$0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,25\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,149\text{MPa} < 1,25\text{MPa}$  ... Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

• **Calcul des armatures de répartition :**

**En travée et en appui :**  $A_r \geq \frac{A_s}{4}$

$$\frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785\text{cm}^2 / m$$

$$A_r \geq 0.785\text{cm}^2 / m$$

**On choisit :** 4T8 = 2.01cm<sup>2</sup>/m

• **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ Vérification de l'état limite de compression du béton :

	M(KN.m)	y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	observation
En travée	5.794	2.924	4713.1	3.594	15	vérifiée
En appui	-3.863	2,924	4713.1	2.396	15	vérifiée

**Tableau III.54 :** Vérification de l'état limite de compression.

## ✓ Vérification de l'état limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad (3)$$

$$(1) : \frac{h}{l} = \frac{14}{2,4} = 0,058$$

$$\frac{1}{16} = 0,062$$

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La relation (1) n'est pas vérifiée ; donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit :

La flèche est calculée comme dans les poutrelles.

$$y = 2,924 \text{ cm}, I = 4713,1 \text{ cm}^4, I_0 = 164511 \text{ cm}^4, \rho = 0,0026, \lambda_i = 8,025, \lambda_v = 3,21$$

$$E_i = 32164,2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,4 \text{ Mpa}$$

$$q_{jser} = 6,16 \text{ KN/m} ; q_{gser} = 8,23 \text{ KN/m} ; q_{pser} = 14,39 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 3,77 \text{ KN.m} ; M_{gser} = 5,036 \text{ KN.m} ; M_{pser} = 8,806 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 108,895 \text{ MPa} ; \sigma_{sg} = 145,488 \text{ MPa} ; \sigma_{sp} = 254,384 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 0 ; \mu_g = 0 ; \mu_p = 0,228$$

$$I_{f_{ij}} = 180962 \text{ cm}^4 ; I_{f_{ig}} = 180962 \text{ cm}^4 ; I_{f_{ip}} = 63884 \text{ cm}^4 ; I_{f_{vg}} = 180962 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = 0,0037 \text{ cm} ; f_{gi} = 0,0049 \text{ cm} ; f_{pi} = 0,0245 \text{ cm} ; f_{gv} = 0,0148 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,03 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \text{ cm} = \frac{240}{500} = 0,48 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

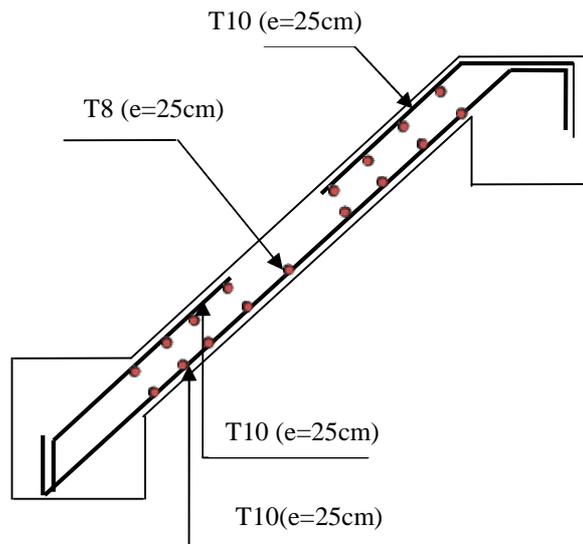


Figure III.16 :Schémas du ferrailage de la volée(I) et (II).

III.5.1.1 Etude du palier : e=12cm

Le palier est une dalle pleine qui repose sur 4 appuis.

En prend le plus défavorable (RDC) et en ferraille de la même manière les autres

$L_x / L_y = 2.70 / 4.95 = 0.54 > 0.4 \rightarrow$  la dalle travaille selon deux sens.

▪ ELU:

$$G_{palier} = 4.49 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$.q = 1.35 * 4.49 + 1.5 * 2.5 = 9.811 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 6.495 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 1.624 \text{ KNm} \end{cases}$$

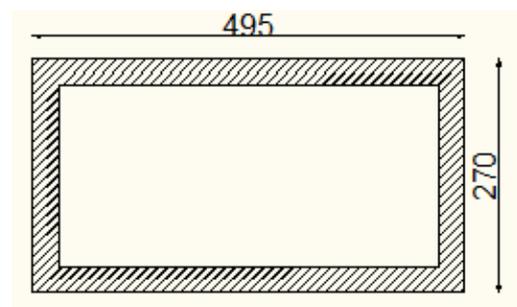


Figure III.24 :Schéma du palier de repos.

- En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5.52 \text{ KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 1.38 \text{ KNm} \end{cases}$$

- En appui :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -3.247 \text{ KNm}$$

Les résultats du calcul du ferrailage sont donnés sur les tableaux suivants :

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\square$	$\square$ (m)	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	x-x	5.52	0.027	0.034	0.1183	1.34
	y-y	1.38	0.0067	0.008	0.1195	0.33
Appui	x-x	3.247	0.0159	0.02	0.119	0.78
	y-y					

Tableau III.55 :calculs le ferrailage de la dalle sur 04 appuis.

Sens	En travée			En appuis		
	M (KN.m)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	M (KN.m)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
x-x	5.52	1.34	<b>4T8=2.01</b>	3.247	0.78	<b>4T8=2.01</b>
y-y	1.38	0.33	<b>4T8=2.01</b>	3.247	0.78	<b>4T8=2.01</b>

Tableau III.56: ferrailage de la dalle sur 04 appuis.

▪ Vérification : [BAEL91]

1. ELU :

✓ Condition de non fragilité :

La vérification de la condition de non fragilité est résumée sur le tableau suivant

sens	En travée		En appuis		observation
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	A adopté(cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	
x-x	1.37	<b>4T8=2.01</b>	1.37	<b>4T8=2.01</b>	vérifier
y-y	1.12	<b>4T8=2.01</b>	1.12	<b>4T8=2.01</b>	vérifier

Tableau III.57 :la vérification de la condition de non fragilité.

✓ Vérification de l'effort tranchant :

Selon le **CBA93 (A.5.1.1)**  $\overline{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$

$V_u = 19,08 \text{ KN}$        $\tau_u = 0,15 \text{ Mpa}$

$\tau_u \leq \overline{\tau}_u \longrightarrow$  vérifiée  $\rightarrow$  pas d'armature transversale

✓ **Espacement des barres :**

// à x  $\rightarrow St \leq \min(3.e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow 25 \text{ cm}$  condition vérifiée.

// à y  $\rightarrow St \leq \min(4.e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow 25 \text{ cm}$  condition vérifiée.

**2. ELS :**

Les vérifications des contraintes sont résumées dans le tableau suivant

	Sens	$M_{ser}(\text{KN} \cdot \text{m})$	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{adm}$	Observation
<b>Travée</b>	x-x	4.106	2.4	3239	2.01	3.048	15	Vérifiée
	y-y	1.662	2.4	3239	2.01	1.23	15	
<b>Appuis</b>	x-x	2.42	2.4	3239	2.01	1.79	15	
	y-y	0.98	2.4	3239	2.01	0.726	15	

**Tableau III.58 :** les vérifications des contraintes dans le béton.

L'effort tranchant :  $V_s = 13,593 \text{ KN}$

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

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

✓ **Etat limite de déformation :**

**Les charges :**

$$\begin{cases} q_j = 3,5 \text{ KN} / \text{m}. \\ q_g = 4,49 \text{ KN} / \text{m}. \\ q_p = 7,99 \text{ KN} / \text{m}. \end{cases}$$

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

**Sens x-x :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad (3)$$

$$(1) \frac{h}{l} = 0.051 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire dans le sens x-x.

$$\begin{cases} M_j^x = 2.06 \text{KNm.} \\ M_g^x = 2.64 \text{KNm.} \\ M_p^x = 4.69 \text{KNm.} \end{cases}$$

Le calcul avec **Socotec** donne les résultats suivants :

$$f_{gv} = 0.684 \text{mm} ; \Delta f_t = 0.684 \text{mm} < f_{adm} = 5.4 \text{mm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**Sens y-y :**

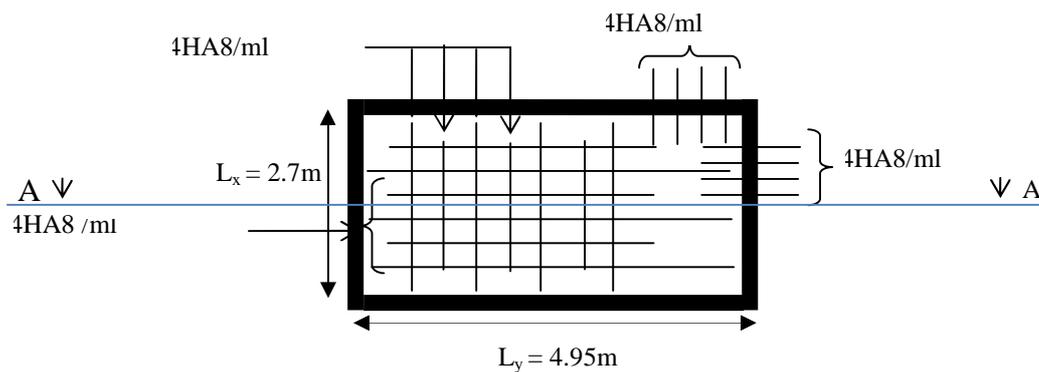
$$(1) \frac{h}{l} = 0.028 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

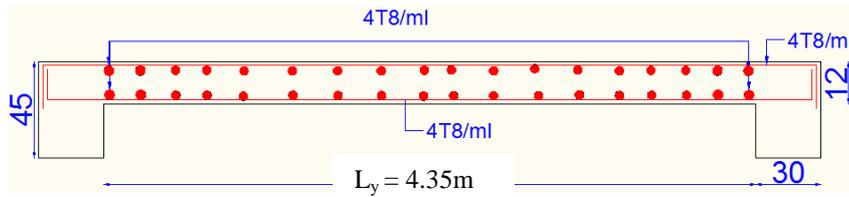
La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire dans le sens x-x.

$$\begin{cases} M_j^x = 0.83 \text{KNm.} \\ M_g^x = 1.068 \text{KNm.} \\ M_p^x = 1.90 \text{KNm.} \end{cases}$$

Le calcul avec **Socotec** donne les résultats suivants :

$$f_{gv} = 0.93 \text{mm} ; \Delta f_t = 0.931 \text{mm} < f_{adm} = 9.9 \text{mm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$





Coupe A-A

Figure. III.25 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

III.5.1.2 L'étude de la poutre de chaînage :

1. Dimensionnement :

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10}$$

$$29cm \leq h \leq 43.5cm.$$

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

(RPA.VII.7.5)

On prend : h=30cm ; b=30cm.

Cette poutre est soumise à la flexion simple :

2. Calcul à la flexion simple :

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 0.3 * 0.3 * 25 = 2.25KN/m$$

$$g_u = 1,35 g_0 = 3.073KN/m$$

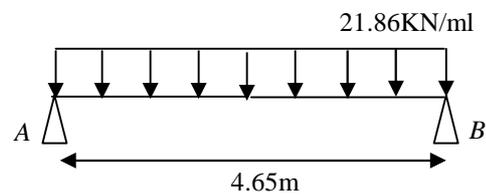


Figure III.26 : Schéma statique de la poutre de chaînage

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

a. ELU :

$$R_V = 17.83 KN/m$$

$$R_P = [(4.95 + 4.95 - 2.7) * 2.7/4] * [1.35 * 4.49 + 1.5 * 2.5] / 4.95 = 9.633 KN/m$$

$$P_u = g_u + R_V + R_P = 31.513 KN/m \text{ (charge totale à l'ELU)}$$

b. ELS :

$$R_V = 12.876 KN/m$$

$$R_P = 6.863 KN/m$$

$$P_s = g_0 + R_V + R_P = 22.739 KN/m \text{ (charge totale à l'ELS)}$$

Les sollicitations de la poutre du chaînage :

ELU	ELS
$P_u = 31.513 \text{ KN/m}$ $M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 96.518 \text{ N / m}$ $M^t = 0.85M_0 = 82.04 \text{ KN / m}$ $M^a = -0.5M_0 = -48.259 \text{ KN / m}$ $V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 78 \text{ KN}$	$P_s = 22.739 \text{ KN/m}$ $M_0 = 69.645 \text{ KN.m}$ $M_t^{\max} = 0,85M_0 = 59.198 \text{ KN.m}$ $M_a = -0,5M_0 = -34.822 \text{ KN.m}$ $V_{ser} = 56.28 \text{ KN}$

Tableau III.59 :Les sollicitations de la poutre du chaînage.

3. Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{flexion}^{CAL}$ (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) calculée	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) RPA
En travée	82.04	0.1336	0.18	35.262	6.688	1.376	6
En appuis	-48.259	0.0786	0.102	36.442	3.807	1.376	6

Tableau III.60: ferrailage de la poutre chaînée à la flexion simple.

- Exigence du RPA Art 7.5.2.1 :  $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 6 \text{ cm}^2$  (pour les deux nappes).

4. Vérification à l'ELU :

- l'effort tranchant :

$$V_u = 78 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.684 \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$  C'est vérifié

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A > \left( V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow \left( 78 \times 10^{-3} - \frac{48.259 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.38} \right) \times \frac{1.15}{400} = -1.884 \text{ cm}^2 \Rightarrow A > -1.884 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est Vérifiée.

- Calcul de l'espacement St :

$S_t \leq \min(0,9d,40cm) \Rightarrow S_t \leq 34.2cm$  On prend :  $S_t=15cm$  en travée et  $S_t=10cm$  en appui

- **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_t^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 11.42mm .$$

▪ **Section d'armatures finale :**

**a. Armatures longitudinales :**

- **En travée :**

Soit :  $A' = A_{flexion} \Rightarrow A' = 6.688cm^2 > A_{\min} = 6cm^2$

Donc on ferraille avec  $A$

Soit :  $A = 3HA14 + 3HA12 = 8.01cm^2$

- **En appui :**

$A'' = 3.807cm^2$

Soit :  $A = 3HA14 = 4.62cm^2$

**b. Armatures transversales :**

Soit un cadre  $\Phi 8$  et un étrier  $\Phi 8$  avec  $A_t = 2.01 cm^2$

**5. Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ Vérification de l'état limite de compression du béton :

	M(KN.m)	y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPA)	$\bar{\sigma}$ (MPA)	observation
En travée	82.04	13.895	96640.5	8.512	15	vérifiée
En appui	-59.198	12.419	78343.4	5.52	15	vérifiée

**Tableau III.61 :** Vérification de l'état limite de compression.

✓ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad (3)$$

La 2<sup>ème</sup> relation n'est pas vérifiée ; donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit :

La flèche est calculée comme le cas des poutrelles.

Le palier:

$$q_{jser} = 3.5 \text{ KN / m } ; q_{gser} = 4.49 \text{ KN / m } ; q_{pser} = 7.99 \text{ KN / m }$$

La volée:

$$q_{jser} = 6.16 \text{ KN / m } ; q_{gser} = 8.23 \text{ KN / m } ; q_{pser} = 14.39 \text{ KN / m }$$

La poutre:

$$q_{jser} = 3 \text{ KN / m }$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_0^{\max} = 32.958 \text{ KN.m } ; M_{gser} = 0.85 \times M_0^{\max} = 40.925 \text{ KN.m } ;$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_0^{\max} = 66.07 \text{ KN.m }$$

$$f_{gq} = 0.946 \text{ cm } ; f_{gv} = 0.636 \text{ cm }$$

$$\Delta f_t = 0.718 \text{ cm } < f_{adm} = \frac{l}{500} \text{ cm} = \frac{435}{500} = 0.87 \text{ cm} . . . . . \text{condition vérifiée.}$$

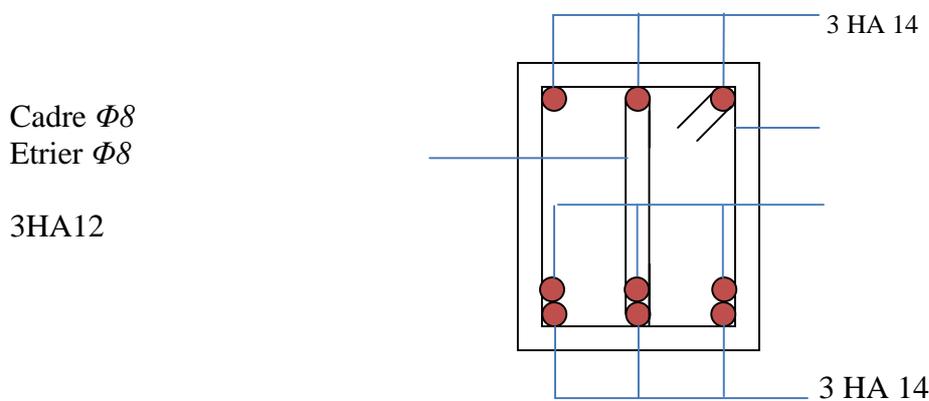
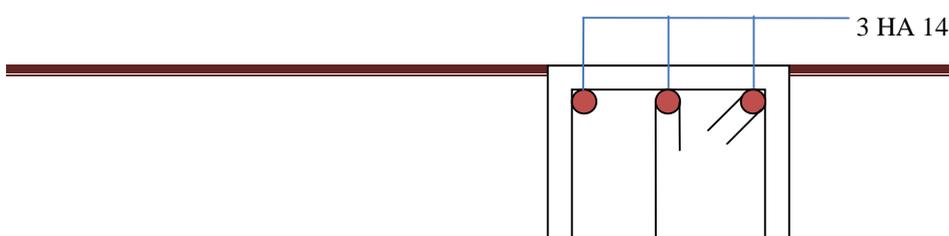


Figure III.27 :Schéma de ferrailage de la poutre chaînée de l'escalier type I en travée.



Cadre  $\Phi 8$ Etrier  $\Phi 8$  \_\_\_\_\_

**Remarque :** On a renforcé les appuis de la poutre de chaînage par des armatures en bateaux.

### III.5.2. Etude de l'escalier type 2:

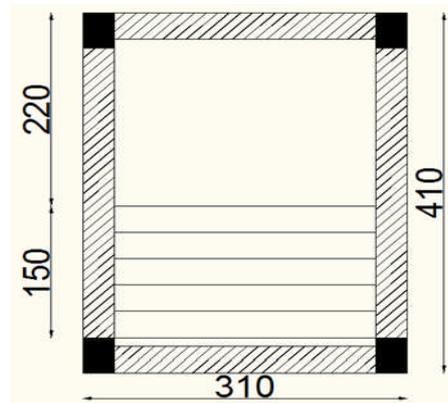
Ce type d'escalier est composé de :

- Un palier d'épaisseur 14cm.
- Une volée d'épaisseur 14cm.
- Giron de 30cm.
- Contre marche de 17cm.

- **Charges et surcharges :**

**Volée :**  $G_{paillasse} = 8.23 \text{ KN} / \text{m}^2$

$Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$  **Figure III.29 :** Schéma de l'escalier type2



**Palier :**  $G_{palier} = 4.49 \text{ KN} / \text{m}^2$

- **Moments et efforts tranchants :**

a) l'ELU :

$$q_v = 14.861 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$q_p = 9.811 \text{ KN} / \text{ml}$$

- **Par la méthode RDM on trouve :**

$$R_A = 19.686 \text{ KN}$$

$$R_B = 24.189 \text{ KN}$$

$$M_0 = 19.75 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 0,85M_0 = 16.787 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5M_0 = -9.875 \text{ KN.m}$$

$$V_{Elu} = 24.189 \text{ KN}$$

### b) l'ELS :

$$q_v = 10.73 \text{ KN / ml}$$

$$q_p = 6.99 \text{ KN / ml}$$

$$R_A = 14.069 \text{ KN}$$

$$R_B = 17.404 \text{ KN}$$

$$M_0 = 14.157 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 0,85M_0 = 12.034 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5M_0 = -7.079 \text{ KN.m}$$

$$V_{ser} = 17.404 \text{ KN}$$

- **Ferraillage**

Calcul à la flexion simple de la section  $14 * 100$  ,  $d = 12\text{cm}$ .

	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	Acalculé cm <sup>2</sup>	A adopté Cm <sup>2</sup>
<b>Travée</b>	16.787	0,082	0,1074	0,1148	4,20	6HA10= 4,71
<b>appuis</b>	9.875	0,0484	0,0624	0,117	2,43	4HA10=3,14

**Tableau III.62** :ferraillage de la partie (I) et(III).

- **Vérification de la condition de non fragilité : [BAEL91]**

$$A_{min} = 0.23 \text{ bd} * f_{t28} / f_e.$$

$$A_{min} = 0,23 * 100 * 12 * \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2.$$

$$A^t = 4,71 > 1,449 \text{ cm} \quad \text{c'est vérifiée.}$$

$$A^a = 3,14 > 1,449 \text{ cm} \quad \text{c'est vérifiée.}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) \longrightarrow \text{Fissuration Peu Nuisible}$$

$$\tau_u = V^{\max} / \text{bd} = \frac{24.189 * 10^{-3}}{1 * 0,12} = 0.201 \text{ Mpa} < 3,325 \text{ Mpa.}$$

Pas risque de cisaillement.

▪ **Armatures de répartition :**

$$A = \frac{A_p}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,1775 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>.

**1. Vérification à l'ELS : [BAEL91]**

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

$$M_0^{ser} = 15,96 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{ser} = 0,75 * 15,96 = 11,97 \text{ KN.m}$$

$$M^a = 0,5 * 15,96 = 7,98 \text{ KN.m}$$

$$V = -17,87 \text{ KN}$$

✓ **Etat limite de compression de béton :**

• **En appuis :**

Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 + 15A_s y - 15A_s d = 0 \Rightarrow y = 2,92 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = 4713,1 \text{ cm}^4$$

Contraintes  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M^{ser}}{I} y = 4,39 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa}$$

• **En travée :**

Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 + 15A_s y - 15A_s d = 0 \Rightarrow y = 3,47 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = 6533,3 \text{ cm}^4$$

Contraintes  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M^{ser}}{I} y = 6,39 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa}$$

✓ Vérification de l'état limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad (3)$$

$$(1): \frac{h}{l} = \frac{0,14}{3,7} = 0,038$$

$$\frac{1}{16} = 0,062$$

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc on procède à la vérification de la flèche :

$$f_{ji} = 0,023\text{cm} ; f_{gi} = 0,042\text{cm} ; f_{pi} = 0,117\text{cm} ; f_{gv} = 0,086\text{cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,138\text{cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \text{cm} = \frac{370}{500} = 0,74\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

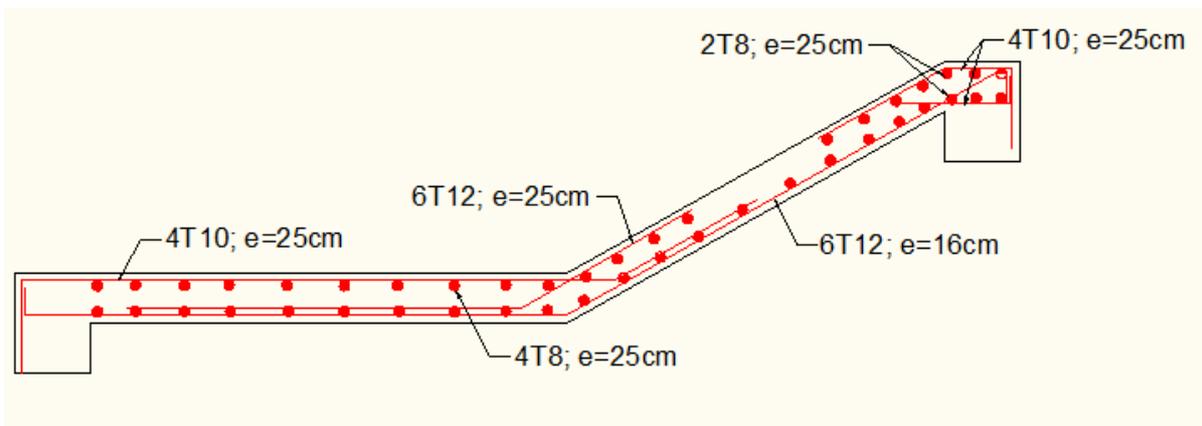


Figure III.23 : Schéma de ferrailage de l'escalier type

III.5.2.1 Etude de la poutre palière :

a) Dimensionnement :

Condition de RPA :

$$b \geq 20cm$$

$$h \geq 30cm$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Condition de la flèche :

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

$$20.67 < h < 31cm$$

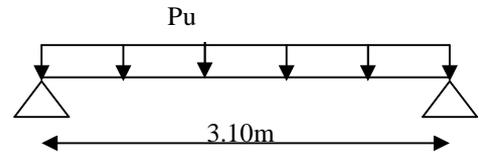


Figure III.31 : Schéma statique de la poutre palière

Remarque :

On prend h=40cm et b=30cm pour garder la même inertie des poutres secondaires.

b) Les charges sur la poutre :

g<sub>0</sub> : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3 * 0.4 * 25 = 3KN / m$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B

1. Les sollicitations de la poutre palière :

ELU	ELS
$R_{BV} = 24.189KN$	$R_{BV} = 17.404KN$
$R_{BP} = 10.361KN$	$R_{BP} = 7.381KN$
$P_u = 1.35 g_0 + R_{BV} + R_{BP}$	$P_s = g_0 + R_{BV} + R_{BP}$
$P_u = 38.6KN/m$	$P_s = 27.785KN/m$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 15.46 KN.m$	$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 11.125 KN.m$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -30.912 KN.m$	$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{24} = -22.25 KN.m$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 59.83 KN$	$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 43.066 KN$

Tableau III.63 : Les sollicitations de la poutre palière.

## c) Calcul d'armature à la flexion simple :

	$M (KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z(m)$	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$ calculée	$A_{min} (cm^2)$ RPA
<b>En travée</b>	15.46	0.025	0.0318	0.375	1.184	1.376	6
<b>En appuis</b>	-30.912	0.05	0.0646	0.3701	2.4	1.376	6

Tableau III.64: Calcul d'armature.

**Exigence du RPA :**

$A_{min} = 0.5\% b \times h = 6cm^2$  (pour les deux nappes).

$A^a$  : Section d'armature en appui

$A^t$  : Section d'armature en travée

Donc on prend  $A^a = A^t = 6cm^2$

**2. Vérification à l'ELU :****- l'effort tranchant :**

$$V_u = 59.83KN \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.524MPa \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4MPa\right) = 3.25MPa \end{cases}$$

$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$  C'est vérifié

**-Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow (59.83 \times 10^{-3} - \frac{30.912 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.38}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -1.568cm^2 \text{ Vérifié.}$$

**3. Calcul de l'espacement  $S_t$  :**

$S_t \leq \min(0,9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 34.2cm$  On prend :  $S_t=15cm$  en travée et  $S_t=10cm$  en appui

**▪ Calcul des armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_l^{min}\right) \Rightarrow \phi \leq 11.42mm .$$

**b) Vérification à l'ELS : [BAEL91]**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

✓ **Etat limite de compression de béton :**

• **En appuis :**

Position de l'axe neutre :

$$by^2/2+15A_s y-15A_s d=0 \Rightarrow y=8.165\text{cm}$$

Moment d'inertie:

$$I=52638.8\text{cm}^4$$

Contraintes  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 3.451\text{Mpa} \leq 15\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée :**

Position de l'axe neutre :

$$by^2/2+15A_s y-15A_s d=0 \Rightarrow y=8.165\text{cm}$$

Moment d'inertie:

$$I=52638.8\text{cm}^4$$

Contraintes  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 1.725\text{Mpa} \leq 15\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad (3)$$

$$(1): \frac{h}{l} = \frac{0,4}{3,1} = 0,129$$

$$\frac{1}{16} = 0,062$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$(2) 0.75 > 0.033 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$(3) 0.0029 < 0.01 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

D'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Section d'armatures finale :**

**Armatures longitudinales :**

**En travée :**

Soit :  $A' = A_{flexion} \Rightarrow A' = 1.184 \text{cm}^2 < A_{min} = 6 \text{cm}^2$

Donc on ferraille avec  $A_{min}$  pour les deux nappes :

Soit :  $A = A' = 3 \text{HA}12 = 3.39 \text{cm}^2$

**En appui :**

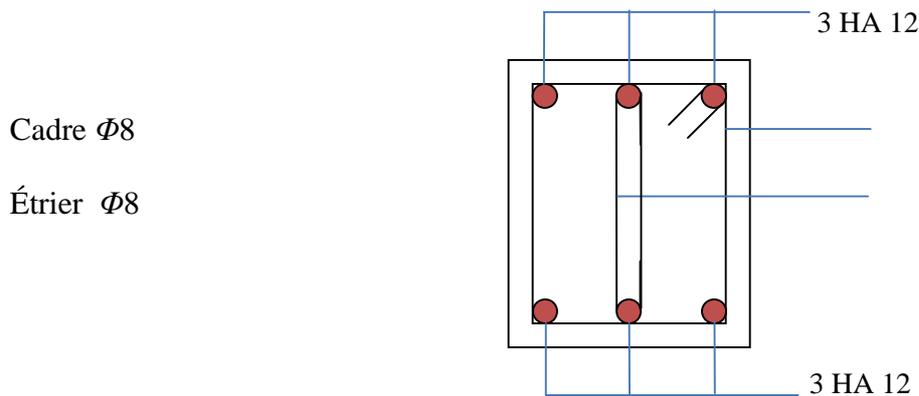
$A^a = 2.4 \text{cm}^2 < A_{min} = 6 \text{cm}^2$ .

Donc on ferraille avec  $A_{min}$ .

Soit :  $A = A' = 3 \text{HA}12 = 3.39 \text{cm}^2$

**Armatures transversales :**

Soit un cadre  $\Phi 8$  et un étrier  $\Phi 8$  avec  $A_t = 2.01 \text{cm}^2$



**Figure III.25 :** Schéma de ferrailage de la poutre palière de l'escalier type II en travée et en appui.

**IV.1)Introduction :**

Le Nord de l'Algérie est classé par le règlement parasismique algérien comme une zone de forte sismicité, pour cela il a fixé des règles de conception et de calcul afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

**IV.2)Modélisation :**

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage pour cela la simplicité et la symétrie de la structure doivent être respectées en priorité par le concepteur car la distribution régulière des éléments structuraux permet une transmission directe des forces. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux.

Dans le cas des ouvrages qui relèvent du règlement parasismique algérien (RPA), il est admis que les structures soumises à une action sismique puissent subir des déformations dans le domaine post-élastique. Il est fait alors recours à des méthodes de calcul linéaires équivalentes, utilisant un modèle élastique de la structure ou l'action sismique est introduite sous forme de spectre de réponse.

Selon le **RPA99/2003** tout ouvrage dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone **IIa** sera contreventé par voiles ou par voiles portiques, ce qui justifie notre choix pour les éléments de contreventements de notre structure.

**IV.3)Méthodes de calcul :**

Selon le **RPA99/2003** le calcul des forces sismiques peut être mené suivant 3 méthodes :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode d'analyse modale spectrale.
3. Méthode d'analyse par accélérogrammes.

### IV.3.1) Méthode statique équivalente :

- **Principe de la méthode : [RPA] :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacés par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée en une console encastrée dans le sol et dans laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles de même centre de gravité, et de même propriétés d'inertie.

L'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

- **Conditions d'application :**

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrite avec une hauteur au plus égale à **65m** en zone **I** et **IIa** et **30m** en zone **IIb** et **III**.
- le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99/2003(Article 4.1 .2.)**

- **Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W \text{ RPA99 (Article 4.2.3)}$$

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de zone, il dépend de la zone d'implantation de l'ouvrage et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas :

*RPA99 (Tableau 4.1)*

<i>Zone sismique</i>	<i>Groupe d'usage</i>	<i>Coefficient (A)</i>
<b>IIa</b>	<b>2</b>	<b>0,15</b>

**Tableau IV.1 : Valeur de A.**

$D$  :facteur d’amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0s \text{ RPA99 (Formule 4-2)} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3.0s \end{cases}$$

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

$R$  :coefficient de comportement global de la structure, sa valeur dépend du type de contreventement.**RPA99(Tableau 4.3)**

Système de contreventement	Valeur de R
Mixte portiques/voiles avec interaction	5

**Tableau IV.2:** Valeur de R.

$Q$  : facteur de qualité, il est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure.
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

Sa valeur est donnée par la formule suivante :  $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$  **RPA99(Formule 4.4)**

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q « est satisfaite ou non ».

Sa valeur est donnée par **le tableau(4-4) du RPA99/2003.**

Pénalités	$Q_x$	$Q_v$
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle des qualités des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de qualité d’exécution	0	0
<b>Somme</b>	<b>1,25</b>	<b>1,25</b>

**Tableau IV.3 :** Valeurs des pénalités  $P_q$ .

$W$  :poids total de la structure, sa valeur est donnée par la formule suivante :  $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Avec :

$W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi}$  **RPA99 (Formule 4.5)**

$W_{Gi}$  : Poids dus aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le **tableau (4-5) du RPA99/2003**.

$\beta = 0,2 \rightarrow$  Usage d'habitation

Pour ce qui est de notre structure :

$$W_i = 76958.877 KN$$

**• Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Selon le RPA99/2003 (article 4-2-4), la valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

•  $T = C_T * (h_N)^{\frac{3}{4}}$  ..... **(1)RPA99(Formule 4-6)**

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Système de contreventement	$C_T$
Contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé	<b>0,05</b>

**Tableau IV.4 :** Valeurs de  $C_T$ .

$$h_N = 38.91m$$

$$C_T = 0,05$$

$$T = 0.05 \times 38.91^{\frac{3}{4}} = 0.778s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

•  $T = 0,09 * \frac{h_N}{\sqrt{D}}$  ..... **(2)RPA99 (Formule 4-7)**

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs donnée par (1) et (2).

$$D_x = 22.10m \Rightarrow T_x = 0,745s$$

$$D_y = 20.20m \Rightarrow T_y = 0,779s$$

• Valeur de  $T_1$  et  $T_2$  RPA 99 (Tableau 4.7)

D'après le rapport de sol établi par (L.N.H.C) le site d'implantation de notre structure est un sol ferme.

$T_1$  et  $T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site :

Nature du sol	site	$T_1$	$T_2$
ferme	4	0,15	0,70

Tableau IV.5 : Valeurs de  $T_1$  et  $T_2$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} T_2 < T_x < 3.0s \Rightarrow D_x = 2,5\eta * \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} \\ T_2 < T_y < 3.0s \Rightarrow D_y = 2,5\eta * \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} \end{array} \right.$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.745s$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.778s$$

D'après le RPA99, les valeurs de  $T$  calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

D'où ( $T$ ) à prendre en considération est :

$$T_x = 1,3 * 0,745 = 0,9689s.$$

$$T_y = 1,3 * 0,778 = 1,0114s$$

Tel que :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$  .....Facteur de correction d'amortissement.

$\xi$  : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constructif

$$\xi = 7\% \rightarrow \text{Construction auto stable}$$

$$\xi = 10\% \rightarrow \text{Contreventement par voiles}$$

Pour une construction mixte en prend la moyenne  $\Rightarrow \xi = 8,5\%$

$$\text{D'où } \eta = 0,816 \text{ donc } \left\{ \begin{array}{l} D_x = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.70}{0.9689}\right)^{2/3} = 1.6425 \\ D_y = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.70}{1.0114}\right)^{2/3} = 1.5962 \end{array} \right.$$

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{st_x} = \frac{0.15 \times 1.6425 \times 1.25}{5} \times 76958.877 = 4740.186KN \\ V_{st_y} = \frac{0.15 \times 1.5962 \times 1.25}{5} \times 76958.877 = 4606.566KN \end{array} \right.$$

**IV.3.2) Méthode d'analyse dynamique :**

- **Modale spectrale :**

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- **Principe de la méthode :**

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.

- **les hypothèses :**

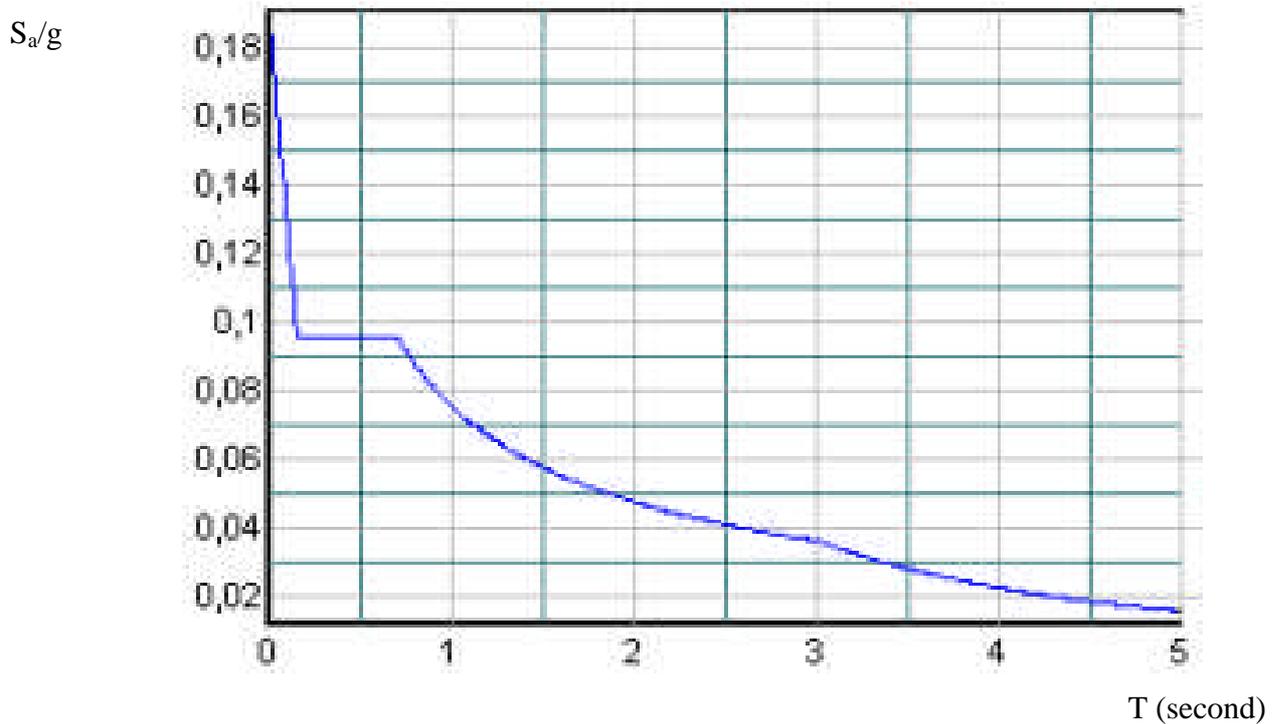
1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœud maître) ;
2. Seul les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
3. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
4. Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation de masses modales atteint au moins 90%.

- **Spectre de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

- Schéma du spectre de calcul :



**Figure IV.1:** Spectre de réponse.

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leurs sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventements distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

#### **IV.3.3) Par Accélérogrammes :**

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

#### **IV.4) ANALYSE DYNAMIQUE :**

Dans le but d'analyser le comportement dynamique de notre structure et de faire un choix judicieux de la disposition des voiles tout en satisfaisant les critères du RPA, une étude dynamique par le logiciel **SAP 2000a** été menée.

**❖ Description du logiciel SAP 2000. V14 :**

Le SAP 2000 version 14 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le postprocesseur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

**2. Exigences du RPA 99 version 2003 pour les systèmes mixte :**

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

– la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;

– ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

### 3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE :

Les résultats ci-dessous sont obtenus par le logiciel *SOCOTEC*.

Dans notre projet tous les étages sont identiques, sauf le 3<sup>ème</sup> et 2<sup>ème</sup> entres sol.

Niveau	$A_i$ (m <sup>2</sup> )	$X_G$ (m)	$Y_G$ (m)	$I_X$ (m <sup>4</sup> )	$I_Y$ (m <sup>4</sup> )
1 <sup>er</sup> entre sol et R+8	450.91	11.08	9.58	54673	76789
3 <sup>ème</sup> et 2 <sup>ème</sup> entres sols	434.41	11.01	9.74	54054	71972

**Tab4.5** : caractéristique géométrique de la structure

*Avec :*

- $A_i$  : Surface du plancher au niveau i.
- $X_G$  : Abscisse du centre de gravité du niveau.
- $Y_G$  : Ordonné du centre de gravité du niveau.
- $I_X$  : Inertie du niveau par rapport à l'axe X.
- $I_Y$  : Inertie du niveau par rapport à l'axe Y.

#### IV.4.1) La disposition des voiles adoptée :

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs autres dispositions ont été testées dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant à la fois, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles et les contraintes architecturales de la structure.

Nous présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adoptée.

La disposition des voiles est représentée sur la figure suivante :

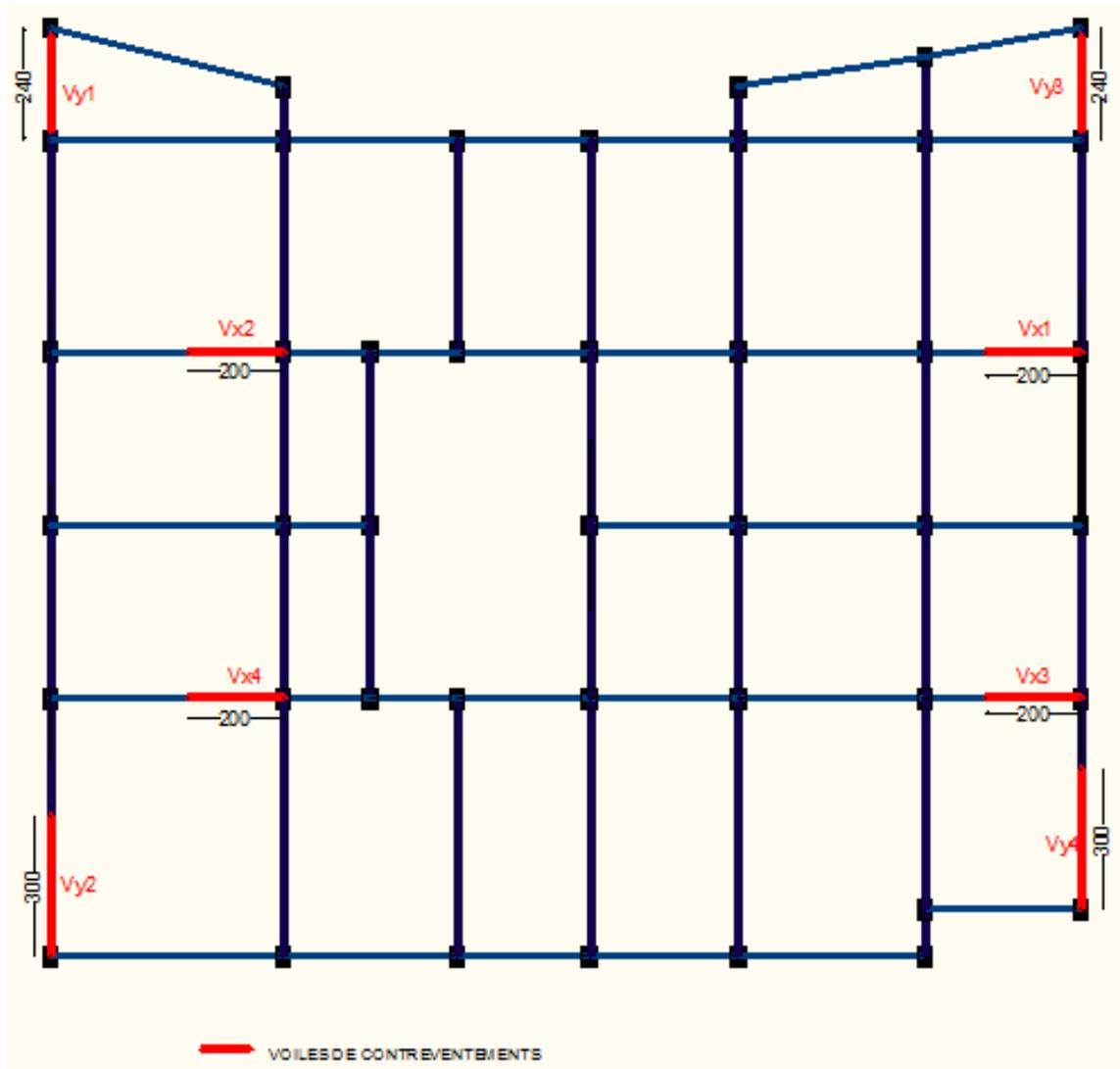


Figure IV.3: Disposition des voiles adoptée.

a) Modes de vibration et taux de participation des masses

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

MODAL	Mode	PERIOD	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVES SUM (PERCENT)			
			UX %	UY %	UZ %	UX %	UY %	UZ %	
MODAL	Mode	1	0,86937	1,58	66,969	0,000	1,58	66,969	0,000
MODAL	Mode	2	0,85331	69,761	1,484	0,000	71,341	68,453	0,000
MODAL	Mode	3	0,64219	0,015	0,644	0,000	71,356	69,096	0,000
MODAL	Mode	30	0,10859	0,1179	0,5805	0,00104	90,1	90,2	0,126

Tableau IV.6: périodes de vibration et taux de participation des masses

a) Analyse des résultats :

1<sup>er</sup> mode de déformation translation ( $T = 0,85649s$ ).



2<sup>eme</sup> mode de déformation translation ( $T = 0,84002s$ ).



3<sup>ème</sup> mode de déformation torsion autour de Z ( $T = 0,62908s$ ).



**Figure IV.4:** modes de déformation.

Pour cette disposition des voiles et les nouvelles dimensions des poteaux, on remarque que la participation modale du premier mode suivant la direction xx est prépondérante ce qui donne un mode de translation suivant le sens **xx**, et on constate que le deuxième mode est aussi un mode de translation selon le sens **yy**, ce qui correspond au but recherché (Avoir des translations dans les deux premiers modes de vibration).

Comme on remarque aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par la formule empirique du RPA99/version2003 avec une majoration de 30 % suivant les deux sens.

#### **IV.4.2) Interaction voiles-portique :**

Pour justifier le contreventement mixte, le RPA exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives.

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des charges verticales

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des charges horizontales.

## 1- Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de la vérification de l'interaction sous charges verticales sont résumés dans le tableau qui suit :

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	portiques	voiles	P (%)	V (%)
-7.65	24738,013	4321,982	85,127382	14,87262
-6.12	21505,849	4033,774	84,20582	15,79418
-4.59	32642,184	5168,939	86,329581	13,67042
-3.06	35764,691	4429,659	88,979399	11,0206
-153	28002,275	5017,955	84,803392	15,19661
0.00	32028,971	4266,257	88,245681	11,75432
1.53	25719,266	4765,295	84,368169	15,63183
3.06	29326,538	4128,811	87,658742	12,34126
4.59	22549,268	4350,446	83,827166	16,17283
6.12	23337,542	3797,507	86,005159	13,99484
7.65	19472,571	3864,882	83,439144	16,56086
9.18	22351,112	3376,2	86,876981	13,12302
10.71	16337,835	3469,819	82,482433	17,51757
12.24	18789,925	3104,339	85,821222	14,17878
13.77	13423,759	2966,538	81,900645	18,09935
15.30	15531,808	2676,556	85,300404	14,6996
16.83	10580,379	2411,145	81,44063	18,55937
18.36	12372,028	2173,528	85,057099	14,9429
19.89	7712,574	1907,257	80,173695	19,8263
21.42	9143,231	1749,181	83,941289	16,05871
22.35	5048,671	1339,176	79,035566	20,96443
24.48	6148,53	1217,452	83,471966	16,52803
26.01	2647,523	699,075	79,110876	20,88912
27.54	3336,775	619,622	84,33873	15,66127

**Tableau IV.7:** vérification de l'interaction sous charges verticales.

• **Sous charges horizontales :**

$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$  Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$  Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel SAP2000

Niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris		Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	portiques	voiles	P (%)	V (%)	portiques	voiles	P (%)	V (%)
-7.65	1227,62	405,827	75,15526	24,844	962,685	161,166	85,65948	14,340
-6.12	460,669	357,247	56,32228	43,677	402,508	178,954	69,22344	30,776
-4.59	2492,4	375,676	86,90146	13,098	1335,328	1195,15	52,76966	47,230
-3.06	2414,00	563,35	81,07882	18,921	1772,36	612,036	74,33161	25,668
-153	2227,89	446,611	83,30119	16,698	1421,858	1062,23	57,23844	42,761
0.00	2349,14	553,545	80,92993	19,070	1720,372	749,143	69,66436	30,335
1.53	2303,95	371,194	86,12435	13,875	1575,324	913,68	63,29134	36,708
3.06	2475,83	455,401	84,46383	15,536	1892,521	669,07	73,88068	26,119
4.59	2250,16	285,935	88,72541	11,274	1615,408	789,77	67,16376	32,836
6.12	2196,89	358,171	85,98191	14,018	1793,731	550,45	76,51845	23,481
7.65	2125,34	224,197	90,45785	9,5421	1609,708	691,938	69,93725	30,062
9.18	2348,59	284,77	89,18609	10,813	1920,926	427,843	81,78437	18,215
10.71	1860,32	244,66	88,37711	11,622	1410,058	637,257	68,87352	31,126
12.24	2093,56	295,728	87,62275	12,377	1771,679	366,675	82,85246	17,147
13.77	1654,49	187,04	89,84325	10,156	1284,185	523,453	71,04215	28,95
15.30	1879,46	233,342	88,95582	11,044	1647,378	259,943	86,37130	13,628
16.83	1412,01	133,749	91,34739	8,6526	1136,639	409,151	73,53126	26,468
18.36	1623,49	171,488	90,44623	9,5537	1447,24	151,304	90,53488	9,4651
19.89	1072,83	137,485	88,64064	11,359	853,197	319,94	72,72782	27,272
21.42	1259,01	166,87	88,29709	11,702	1161,656	97,045	92,29006	7,7099
22.35	812,839	63,302	92,77490	7,2250	659,011	144,326	82,03419	17,965
24.48	960,528	80,578	92,26034	7,7396	959,983	18,063	98,15315	1,8468
26.01	539,641	74,686	87,84263	12,157	479,503	42,404	91,87518	8,1248
27.54	655,978	74,09	89,85163	10,148	726,25	133,688	84,45376	15,546

**Tableau IV.8.** Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

• **Calcul des déplacements :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

**RPA99 (Article 4.4.3)**

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_k$

**RPA99 (Article 5.10)**

$h_k$  : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau (m)	Sens xx					
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
-7.65	0,004559	0,0228	0	0,0228	102	0,02235
-6.12	0,050105	0,25053	0,0228	0,22773	153	0,14884
-4.59	0,147101	0,73551	0,25053	0,48498	153	0,31698
-3.06	0,219543	1,09772	0,73551	0,36221	153	0,23674
-1.53	0,369462	1,84731	1,09772	0,7496	153	0,48993
0.00	0,439819	2,1991	1,84731	0,35179	153	0,22992
1.53	0,624928	3,12464	2,1991	0,92555	153	0,60493
3.06	0,685326	3,42663	3,12464	0,30199	153	0,19738
4.59	0,88392	4,4196	3,42663	0,99297	153	0,649
6.12	0,934714	4,67357	4,4196	0,25397	153	0,16599
7.65	1,13643	5,68215	4,67357	1,00858	153	0,6592
9.18	1,178425	5,89213	5,68215	0,20998	153	0,13724
10.71	1,386485	6,93243	5,89213	1,0403	153	0,67993
12.24	1,415244	7,07622	6,93243	0,14379	153	0,09398
13.77	1,612735	8,06368	7,07622	0,98746	153	0,6454
15.30	1,631573	8,15787	8,06368	0,09419	153	0,06156
16.83	1,810483	9,05242	8,15787	0,89455	153	0,58467
18.36	1,823541	9,11771	9,05242	0,06529	153	0,04267
19.89	1,985037	9,92519	9,11771	0,80748	153	0,52776
21.42	1,992273	9,96137	9,92519	0,03618	153	0,02365
22.35	2,117318	10,5866	9,96137	0,62523	153	0,40864
24.48	2,130363	10,6518	10,5866	0,06522	153	0,04263
26.01	2,20641	11,0321	10,6518	0,38024	153	0,24852
27.54	2,240617	11,2031	11,0321	0,17104	153	0,11179

**Tableau IV.10.** Vérification des déplacements.

Niveau (m)	Sens yy					
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
-7.65	0,01444	0,07219	0	0,07219	102	0,0707745
-6.12	0,06881	0,34404	0,07219	0,27185	153	0,1776765
-4.59	0,15379	0,76893	0,34404	0,4249	153	0,2777092
-3.06	0,24933	1,24666	0,76893	0,47773	153	0,3122386
-153	0,36899	1,84494	1,24666	0,59828	153	0,3910327
0.00	0,48343	2,41716	1,84494	0,57223	153	0,3740033
1.53	0,62123	3,10613	2,41716	0,68897	153	0,4503072
3.06	0,7449	3,7245	3,10613	0,61837	153	0,4041634
4.59	0,88938	4,44692	3,7245	0,72242	153	0,4721699
6.12	1,01459	5,07297	4,44692	0,62605	153	0,4091797
7.65	1,15779	5,78893	5,07297	0,71597	153	0,467951
9.18	1,2826	6,413	5,78893	0,62407	153	0,4078856
10.71	1,43176	7,15879	6,413	0,7458	153	0,4874477
12.24	1,55159	7,75794	7,15879	0,59915	153	0,3916013
13.77	1,68867	8,44336	7,75794	0,68542	153	0,4479869
15.30	1,79668	8,98341	8,44336	0,54004	153	0,3529706
16.83	1,91846	9,59231	8,98341	0,6089	153	0,3979739
18.36	2,0154	10,077	9,59231	0,48471	153	0,3168007
19.89	2,13062	10,6531	10,077	0,57608	153	0,3765261
21.42	2,2132	11,066	10,6531	0,41288	153	0,2698562
22.35	2,30559	11,5279	11,066	0,46197	153	0,3019412
24.48	2,36935	11,8467	11,5279	0,3188	153	0,2083627
26.01	2,43473	12,1737	11,8467	0,32693	153	0,2136797
27.54	2,48488	12,4244	12,1737	0,25071	153	0,1638595

Tableau IV.11. Vérification des déplacements.

D'après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage. **RPA99/2003(Article 4.2.10)**

$$\Delta_{k \max} = 1.04 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 1.53 \text{ cm}$$

▪ **Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  :**

L'effet P- $\Delta$  (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du

niveau « k » ; avec :  $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

$v_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , l'effet P- $\Delta$  peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta}$ .
- Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux ci-dessous :

Hauteur (m)	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x'		
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)
-7.65	102	29060	0,022795	1633,453	0,00397584
-6.12	153	25539,62	0,22773	817,916	0,04647662
-4.59	153	37811,12	0,48498	2868,076	0,04178893
-3.06	153	40194,35	0,36221	2977,352	0,03195978
-1.53	153	33020,23	0,749595	2674,509	0,06048829
0.00	153	36295,23	0,351785	2902,691	0,02874979
1.53	153	30484,56	0,925545	2675,148	0,06893475
3.06	153	33455,35	0,30199	2931,231	0,02252769
4.59	153	26899,71	0,99297	2536,102	0,06883758
6.12	153	27135,05	0,25397	2555,063	0,01762869
7.65	153	23337,45	1,00858	2349,545	0,06547697
9.18	153	25727,31	0,209975	2633,368	0,01340785
10.71	153	19807,65	1,0403	2104,985	0,06398101
12.24	153	21894,26	0,143795	2389,288	0,0086122
13.77	153	16390,3	0,987455	1841,534	0,05744246
15.30	153	182208,36	0,09419	2112,806	0,05309114
16.83	153	12991,52	0,89455	1545,765	0,04913938
18.36	153	14545,56	0,06529	1794,978	0,00345801
19.89	153	9619,831	0,80748	1210,324	0,04194751
21.42	153	10892,41	0,03618	1425,885	0,00180641
22.35	153	6387,847	0,625225	876,141	0,02979377
24.48	153	7365,9982	0,065225	1041,106	0,00301619
26.01	153	3106,598	0,380235	614,327	0,01256742
27.54	153	3956,397	0,171035	730,068	0,00605801

**Tableau IV.12.** Vérification a L'effet P- $\Delta$ .

Hauteur (m)	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens y-y		
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)
-7.65	102	29060	0,07219	1123,851	0,01830053
-6.12	153	25539,62	0,271845	581,462	0,07804103
-4.59	153	37811,12	0,424895	2530,484	0,04149599
-3.06	153	40194,35	0,477725	2384,396	0,05263482
-153	153	33020,23	0,59828	2484,096	0,05197862
0.00	153	36295,23	0,572225	2469,515	0,05496842
1.53	153	30484,56	0,68897	2489,004	0,05515225
3.06	153	33455,35	0,61837	2561,591	0,05278527
4.59	153	26899,71	0,72242	2405,178	0,05280788
6.12	153	27135,05	0,626045	2344,181	0,04736457
7.65	153	23337,45	0,715965	2301,646	0,04744771
9.18	153	25727,31	0,624065	2348,769	0,04467787
10.71	153	19807,65	0,745795	2047,315	0,04716027
12.24	153	21894,26	0,59915	2138,354	0,04009542
13.77	153	16390,3	0,68542	1807,638	0,04062008
15.30	153	182208,36	0,540045	1907,321	0,33719648
16.83	153	12991,52	0,6089	1545,79	0,03344753
18.36	153	14545,56	0,484705	1598,544	0,0288265
19.89	153	9619,831	0,576085	1173,137	0,03087549
21.42	153	10892,41	0,41288	1258,701	0,02335252
22.35	153	6387,847	0,46197	803,337	0,02400928
24.48	153	7365,9982	0,318795	978,046	0,01569251
26.01	153	3106,598	0,32693	521,907	0,01271907
27.54	153	3956,397	0,250705	859,938	0,00753884

Tableau IV.13. Vérification à L'effet  $P-\Delta$ .

On remarque que les valeurs de  $\theta_k$  inférieure a 0.1 donc l'effet  $P-\Delta$  n'a pas d'influence sur la structure.

#### IV.5.)Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

- **Vérification de la résultante des forces sismiques :**

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base  $V_0$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être

inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st.}$

On a :

$$V_{Xdyn} = 4224.429KN$$

$$V_{Ydyn} = 3998.253KN$$

$$V_{StX} = 4740.186KN$$

$$V_{StY} = 4606.566KN$$

$$V_{Xdyn} = 4224.429KN \geq 0.8 \times V_{stx} = 3792.148KN$$

$$V_{Ydyn} = 3998.253KN \geq 0.8 \times V_{sty} = 3685.252KN$$

Condition vérifiée.

#### **IV.6. conclusion :**

La modélisation de notre structure avec le logiciel sap2000, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

**Introduction :**

Une construction résiste aux séismes grâce à ses éléments porteurs principaux. (Voiles, poteaux, poutres). Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

**V.1. Etude des poteaux :**

Le rôle des poteaux dans une construction est la transmission des charges de la superstructure vers les fondations, ces poteaux sont sollicités en flexion composée.

Leur ferrailage se fait selon les combinaisons de sollicitations suivantes :

$$\begin{array}{l}
 1) \ 1.35G+1.5Q \\
 2) \ G+Q \\
 3) \ G+Q+E \\
 4) \ G+Q-E \\
 5) \ 0.8G+E \\
 6) \ 0.8G-E
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1) \\ 2) \\ 3) \\ 4) \\ 5) \\ 6) \end{array}} \right\} \text{RPA99, V2003 (Article 5.2)}$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$\begin{array}{l}
 N_{max} \longrightarrow M \text{ correspondant} \\
 N_{min} \longrightarrow M \text{ correspondant} \\
 M_{max} \longrightarrow N \text{ correspondant}
 \end{array}$$

**V.1.1. Recommandations du RPA99 (version 2003) :****❖ Les armatures longitudinales : RPA99/2003(Art7.4.2.1)**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min}$  = 0.8% de la section de béton (en zone IIa),
- $A_{max}$  = 4% de la section de béton (en zone courante),
- $A_{max}$  = 6% de la section de béton (en zone de recouvrement),
- $\Phi_{min}$  = 12mm (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.
- La distance ou espacement ( $St$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa)
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).
- La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right).$$

$h_e$ : hauteur d'étage.

$b_1, h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau.

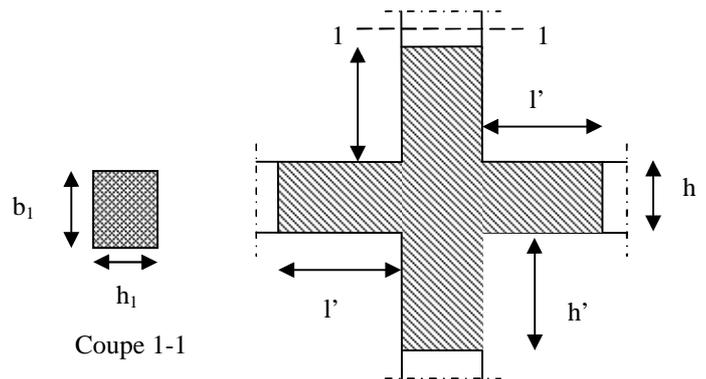


Figure V.1 : la zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99 version 2003** sont illustrées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> entr sol	70x60	33.6	225	337.5
RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	65x55	28.6	143	214.5
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	60x50	24	120	180
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	55x45	19.8	99	148.5

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le **RPA99 version 2003**

❖ Les armatures transversales : **RPA99, V2003 (Article 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

suyvante : 
$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où :  $V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur total de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$t$  : espacement entre les armatures transversales telle que :

-  $t \leq \min(10 \times \phi_l, 15\text{cm})$  (zone nodale).

-  $t \leq 15 \times \phi_l$  (zone courante). ( $\phi_l$  Diamètre minimum des armatures longitudinales

du poteau).

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$-\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5.$$

$$-\rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g \text{ élancement géométrique}).$$

avec :  $\lambda_g = lf/b_1$  ou  $\lambda_g = lf/h_1$ , et  $lf$  longueur de flambement du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{t \times b_1}$  en pourcentage est :

$$-A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$-A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

- Interpoler entre les valeurs limites précédentes si  $3 < \lambda_g < 5$ .

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite au minimum de  $10\phi$ .

### V.1.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, V14 les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	com	$N_{\min}$ , $M_{\text{corr}}$		com	$M_{\max}$ $N_{\text{corr}}$		com	$N_{\max}$ $M_{\text{corr}}$		$V_U(\text{KN})$
		N (KN)	M KN.m		M KN.m	N (KN)		N (KN)	M KNm	
<b>70x60</b>	5	119,01	70,921	5	70,921	119,01	1	-3192,7	22,500	228,776
<b>65x55</b>	5	-88,713	59,395	3	214,156	-1295,5	1	-2526,6	41,707	225,344
<b>60x50</b>	5	-252,9	127,61	3	-204,93	-956,57	1	-1634,2	58,714	-212,508
<b>55x45</b>	5	-68,76	27,171	3	-165,57	-492,83	1	-820,07	62,870	-156,506

**Tableau V.2.** Sollicitations dans les poteaux.

Section	com	N (KN)	M KN.m
<b>70*60</b>	3	-3153.278	-186.69
<b>65*55</b>	3	-1912.69	-92.69
<b>60*50</b>	3	-881.46	125.48
<b>55*45</b>	3	-376.24	101.41

**Tableau V.3 :** Sollicitations dans les poteaux solidaires avec les voiles.

### V.1.3. Calcul du ferrailage :

#### V.1.3.1. Ferrailage longitudinal:

Le ferrailage des poteaux est résumé dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) (RPA)	A (cm <sup>2</sup> ) SAP2000	A <sub>cal</sub> (Secotec) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Barres
<b>1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> entre sols</b>	70x60	33.6	32.828	44.49	44.76	<b>4HA25+8HA20</b>
<b>RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage</b>	65x55	28.6	24.64	33.39	35.72	<b>4HA25+8HA16</b>
<b>3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage</b>	60x50	24	19.2	26.56	28.64	<b>4HA20+8HA16</b>
<b>6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage</b>	55x45	19.8	15.48	18.30	20.36	<b>4HA16+8HA14</b>

**Tableau V.4 :** Les armatures longitudinales pour les poteaux.

Niveau/ Voiles	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) (RPA)	A (cm <sup>2</sup> ) SAP2000	A <sub>cal</sub> (Secotec) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Barres
<b>1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> entre sols</b>	70x60	33.6	37.08	45.48	44.76	<b>4HA25+8HA20</b>

<b>RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage</b>	65x55	28.6	24	27.84	28.65	<b>4HA20+8HA16</b>
<b>3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage</b>	60x50	24	21.56	22.03	24.88	<b>4HA20+8HA14</b>
<b>6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage</b>	55x45	19.8	19.69	9.85	20.36	<b>4HA16+8HA14</b>

**Tableau V.5 :** Les armatures longitudinales pour les poteaux solidaires avec les voiles.

### V.1.3.2. Sections des armatures transversales dans les poteaux :

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales, Le tableau ci-dessous comporte les sections calculées et les minimums préconisés par le **RPA99/2003**.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\text{suivante : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_c}$$

Les résultats de calcul sont résumé dans le tableau ci-après :

<b>Niveau</b>	<b>1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> entre sols</b>	<b>RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage</b>	<b>3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage</b>	<b>6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage</b>
Section (cm)	70*60	65*55	60*50	55*45
$\phi_l^{\max}$ (cm)	2,5	2,5	2	1,6
$\phi_l^{\min}$ (cm)	2	1.6	1.6	1.4
$l_f$ (cm)	214.2	214.2	214.2	214.2
$\lambda_g$	3,57	3.894	4.284	4.76
$V_u$ (KN)	228,776	225,344	212,508	156,506
$S_t$ zone nodale (cm)	10	10	10	10
$S_t$ zone courante	15	15	15	156

(cm)				
$A^t$ (cm <sup>2</sup> )	4.595	3.25	4.98	4.01
$A^t_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	5.91	4.756	3.612	3.23
$A^t_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	6.28	5.5	5.5	5.5
Nombre de barres	8T10	7T10	7T10	7T10

**Tableau V.6 :** Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Les armatures transversales choisies sont des cadres HA10.

**V.1.4.Vérifications :**

✓ **Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :**

Selon le BAEL99(Art4.4.1) Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq N_{max} \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

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

$B_r$  : Section réduite du béton

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$l_f$  : longueur de flambement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha/1.10$ .

L'élanement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \times l_f / b \quad \text{pour les sections rectangulaires,}$$

$l_0 = 3,06\text{m}$  et un effort normal égal à : 3192,7 KN.

$L_f = 0.7 \times l_0 = 2,142\text{m}$  (Longueur de flambement).

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.202m \quad (\text{Rayon de giration})$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 10.6 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.835$$

$$B_r = (70-2) \times (60-2) = 3944 \text{ cm}^2 \quad (\text{Section réduite}).$$

$$N_u = 0.835 \left( \frac{0.3944 \times 25}{0.9 \times 1.15} \right) + 44.76 \times 10^{-4} \frac{400}{1.15} = 9511,56 \text{ KN}.$$

On a  $N_{\max} = 3192,7 \text{ KN} < N_u = 9511,56 \text{ KN}$ .

Condition vérifiée.

Donc pas de risque de flambement. Le tableau ci dessous résume les calculs effectués

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (cm)	l <sub>r</sub> (cm)	i (cm)	λ	α	As (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (KN)	N <sub>ultime</sub> (KN)
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> entre sol	70x60	306	214,2	20.2	10.6	0.835	44.76	3944	3192,7	9511,56
RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	65x55	306	214,2	18.76	11.41	0.832	35.72	3339	2526,55	7952.7
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	60x50	306	214,2	17.32	12.367	0.829	28.64	2784	1634,23	6282.89
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	55x45	306	214,2	15.87	13.497	0.816	20.36	2279	820,07	5200.12

**Tableau V.7 :** Justification de l'effort normal ultime.

Du tableau ci-dessus on ne constate que  $N_{\max} < N_u$

Donc pas de risque de flambement.

✓ **Vérification des contraintes :**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

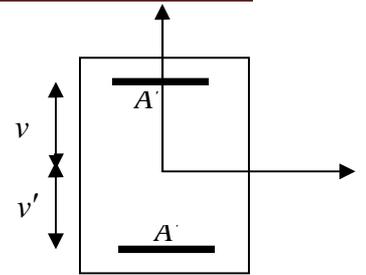


Fig.V.2 : Section d'un poteau

On a :  $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci dessous :

Niveau	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> entre sol	RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	70*60	65*55	60*50	55*45
d(cm)	67	62	57	52
A'(cm <sup>2</sup> )	44.76	35.70	28.64	20.36
A(cm <sup>2</sup> )	44.76	35.70	28.64	20.36
V(cm)	39.41	36.35	33.38	30.19
V'(cm)	30.59	28.66	26.62	24.81
I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	0.0319784	0.0225995	0.015705	0.010129
N <sub>ser</sub> (KN)	2316,278	1845,635	1193,847	599,445
M <sub>ser</sub> (KN.m)	31,8645	30,237	42,6559	47,716
M <sub>serG</sub> (KN.m)	31,8645	30,237	42,6559	47,716
σ <sub>bc</sub> (MPa)	5,9	5,64	4,88	3,84
σ <sub>bc</sub> (MPa)	15	15	15	15
observation	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau V.8 : Vérification des contraintes dans le béton.

Du tableau ci- dessus on remarque que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée

✓ **Vérification aux sollicitations tangentielles :**

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Telle que :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \end{cases}$$

si  $\lambda_g < 5$

**RPA 99 (Article 7.4.3.2)**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

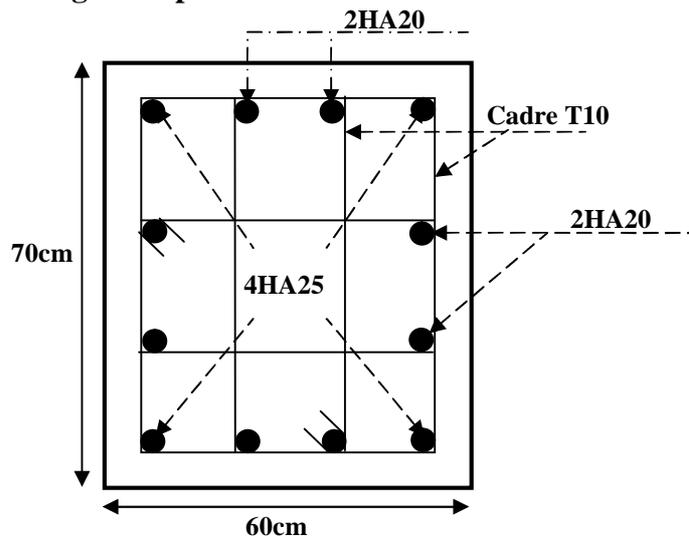
Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$\lambda_g$	$\rho_d$	$d$ (cm)	$V_u$ (KN)	$\tau$ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	observation
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> entre sols	70x60	3,06	0.04	67	228,776	0.57	1	vérifiée
RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	65x55	3,06	0.04	62	225,344	0.66	1	vérifiée
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	60x50	3,06	0.04	57	212,508	0.74	1	vérifiée
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	55x45	3,06	0.04	52	156,506	0.67	1	vérifiée

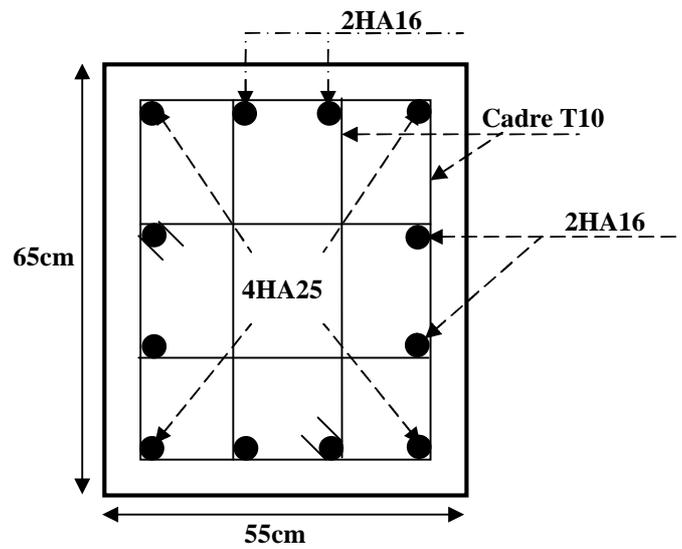
**Tableau V.9** : Vérification des contraintes tangentielles.

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le **RPA99/2003** sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

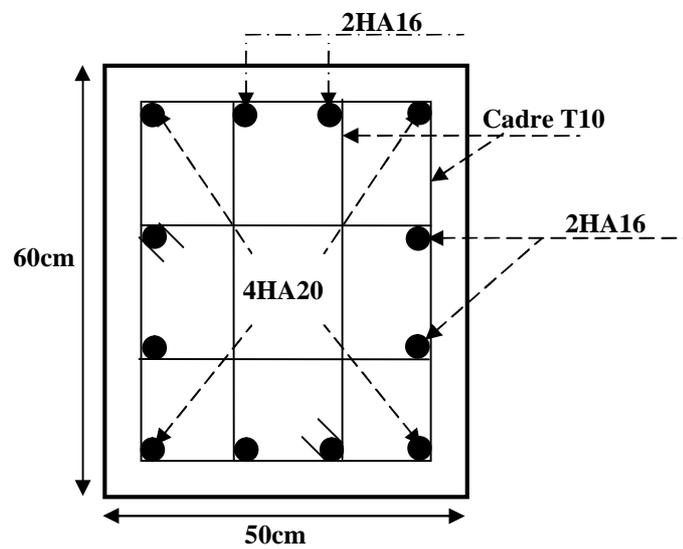
#### V.1.5. Schémas de ferrailages des poteaux :



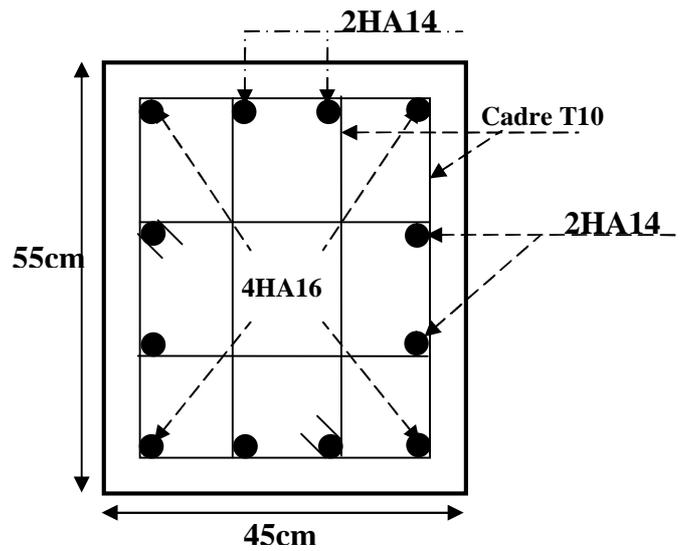
**Schémas de ferrailage des poteaux (70x60)**



Schémas de ferrailage des poteaux (65x55)



Schémas de ferrailage des poteaux (60x50)



Schémas de ferrailage des poteaux (55x45)

Figure V.3 : Schémas de ferrailages des poteaux

Remarque :

Renforcement les nœuds des poteaux par des armatures en bateaux.

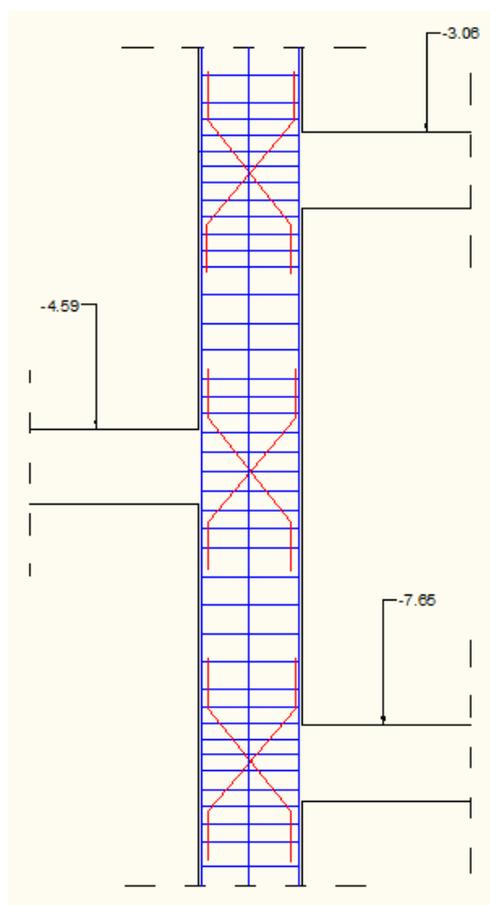


Figure V.4: Schéma de renforcement les nœuds par des armatures en bateaux.

## V.2. Etude des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **SAP2000, V14** qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA 99/03 (Article 5.2)** qui sont :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q+E$
- $G+Q-E$
- $0.8G+E$
- $0.8G-E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Pour notre projet on a trois types de poutres à étudier :

- poutres principales (**45×30**),
- poutres secondaires et poutres de chaînage (**40×30**),

### V.2.1. Recommandation du RPA99/2003:

#### A) Armatures longitudinales: RPA99-2003(Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante,
  - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à  $90^\circ$ .

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99 version 2003** sont illustrées dans le tableau suivant :

Etage	Type de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
Etages courants	Principale	30×45	54	81	6.75
	Secondaire	30×40	48	72	6
Terrasse	Principale	30×45	54	81	6.75
	Secondaire	30×40	48	72	6

**Tableau V.10:** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA.

**B) Armatures transversales : RPA99/2003(Art 7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times St \times b$

Avec :

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

–  $St \leq \min (h/4; 12\Phi_1^{min})$  en zone nodale,

–  $St \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre

$\Phi_1$  : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**V.2.2. Calcul de ferrailage :**

Niveau	Type	section	localisation	M (KNm)	A <sub>cal</sub> Socotec	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) SAP	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
Etage Courant	PP	30*45	Travée	59.05	4,215	5.282	3HA14+2HA12=6.88	6.75
			Appuis	-119.35	7.606	8.73	6HA14=9.24	
	PS	30*40	Travée	17.37	1.37	1.85	3HA14+2HA10=6.19	6
			Appuis	-36.4	2.745	2.909	3HA14+2HA10=6.19	
terrasse	PP	30*45	Travée	67,2	4.83	5.514	3HA14+2HA12=6.88	6.75
			Appuis	-122.89	7.82	9.097	6HA14=9.24	
	PS	30*40	Travée	13.71	1.078	1.8	3HA14+2HA10=6.19	6
			Appuis	-31.51	2.385	2.508	3HA14+2HA10=6.19	

**Tableau V.11 : ferrailage des poutres.**

Niveau	Type	section	localisation	M (KNm)	A <sub>cal</sub> Socotec	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) SAP	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
Etage Courant	PP	30*45	Travée	42.9	2.09	2.8	3HA14+2HA12=6.88	6.75
			Appuis	-139.47	7.22	8.88	5HA14+1HA12=8.83	
	PS	30*40	Travée	55.43	3.12	3.96	3HA14+2HA10=6.19	6
			Appuis	-150.78	9.21	9.7	5HA14+1HA16=9.71	

terrasse	PP	30*45	Travée	26.7	1.29	2.01	3HA14+2HA12=6.88	6.75
			Appuis	-105.24	5.32	6.58	3HA14+2HA12=6.88	
	PS	30*40	Travée	20.83	1	1.85	3HA14+2HA10=6.19	6
			Appuis	-41.97	2.34	2.9	3HA14+2HA10=6.19	

**Tableau V.12 :** ferrailage des poutres solidaires avec les voiles.

▪ **Les longueurs de recouvrement**

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 14mm \Rightarrow l_r > 56cm$$

$$\phi = 12mm \Rightarrow l_r > 48cm$$

✓ **Les armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

**BAEL91 (Article H.III.3)**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.28; 3)$$

Donc on prend  $\phi_t = 10mm \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14cm^2$  (un cadre et un étrier)

✓ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

$$\text{➤ } S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 104.66cm$$

$$\text{➤ } S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40cm) \Rightarrow S_{t2} \leq 33.3cm$$

$$\text{➤ } S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 45cm \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\text{➤ } S_t \leq \frac{h}{2} = 25cm \text{ On adopte un espacement de } \mathbf{15cm} \text{ en zone courante.}$$

$$\text{➤ } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right).$$

$S_t = \min(10; 12) = 10cm$  On adopte un espacement de **10cm** en **zone nodale** sur une longueur de  $l = 2 \times h = 90cm$ .

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35cm^2$$

**V.2.3. Vérifications :**

**A) A ELU :**

❖ **Condition de non fragilité :**

**Vérifications des armatures longitudinales :**

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.52cm^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

### ❖ Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{v}{b_0 \times d}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5MPa\right) = 3.33MPa \quad \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

Poutres	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	Observation
Principales	139.08	1.104	Vérifiée
Secondaires	44.563	0.41	Vérifiée

**Tableau V.13 :** Vérification des contraintes tangentielles.

D'après ces résultats ; on déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car  $\tau_{bu} < \bar{\tau}$

### ▪ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

➤ en appui de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$  **BAEL91 Art(IV.1)**

➤ en appui intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}\right)$  **BAEL91 Art(IV.2)**

Les résultats sont donnés sur le tableau suivant :

Poutres	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	M <sub>u</sub> <sup>a</sup> (KN.m)	App riv(cm <sup>2</sup> )	App inter(cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales	16.12	139.08	-122.89	4	-5.34	Vérifiée
Secondaires	13.76	44.563	-36.4	1.281	-1.86	Vérifiée

**Tableau V.14 :** Vérification au cisaillement.

**App riv.** : armature en appui de rives.

**App inter** : armature en appui intermédiaires.

D'après ces résultats ; on conclue que la vérification des armatures longitudinales au cisaillement est satisfaite aux appuis intermédiaires et de rives.

**B) À l'ÉL :****1) L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

**2) État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

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

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

plancher	Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Etages terrasse	Poutres principales	Appuis	-89.9	108343.9	13.9	-11.53	15
		Travées	49.14	121309.2	14.77	5.98	15
	Poutres secondaires	Appuis	-23.29	81406.3	12.88	-3.68	15
		Travées	10.17	90941.3	13.67	7.38	15
Etages courants	Poutres principales	Appuis	-86.56	108343.9	13.9	-11.1	15
		Travées	34.90	121309.2	14.76	5.98	15
	Poutres secondaires	Appuis	-26.84	81406.3	12.88	-4.25	15
		Travées	12.86	90941.3	13.67	7.38	15

**Tableau V.15 :** Vérification de la contrainte limite de béton.

**3) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le BAEL91, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

**Poutres principales :**

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{550} = 0.0818 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0818 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{49.14}{10 \times 173.65} = 0.028 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.88 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.42} = 0.0054 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Poutres secondaires :**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{490} = 0.0816 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0816 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{12.86}{10 \times 18.8} = 0.068 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.88 \times 10^{-4}}{0.35 \times 0.37} = 0.0054 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**❖ Vérification des zones nodales :**

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03( Article 7.6.2)**. Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

✓ **Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

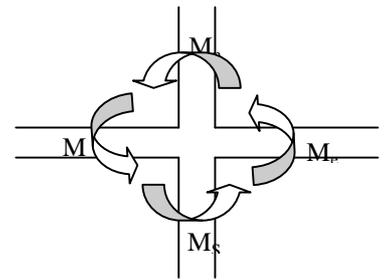
Le moment résistant  $M_r$  d'une section de béton dépend :

- 1) Des dimensions de la section du béton.
- 2) De la quantité d'acier dans la section du béton.
- 3) De la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que :  $M_r = Z \times A_s \times F_{st}$

Avec :  $Z=0.9h$  (h : La hauteur totale de la section du béton).

$F_{st}=f_e/\gamma_s=348\text{MPa}$ .



**Figure V.5 :** Schéma de la Zone nodale

Niveau	Section (cm)	Plans	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	Mr (KN.m)
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> entre sols	70×60	XX	0.54	44,76	841,129
		YY	0.63		981,318
RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	65×55	XX	0.495	35,72	615.312
		YY	0.585		727.187
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	60×50	XX	0.45	28,64	448.502
		YY	0.54		538.202
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	55×45	XX	0.405	20,36	286.953
		YY	0.495		350.721

**Tableau V.16 :** Les moments résistants dans les poteaux

✓ **Détermination du moment résistant dans les poutres :**

Les résultats obtenus sont données dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Type	Section (cm)	Z(m)	As(cm <sup>2</sup> )	Mr(KNm)
Terrasse	PP	30×45	0.405	9.24	130.228
	PS	30×40	0.36	6.88	86.192
Etage courant	PP	30×45	0.405	9.24	130.228
	PS	30×40	0.36	6.88	86.192

**Tableau V.17 :** les moments résistant dans les poutres.

✓ **Vérification des zones nodales**

Niveau	Plan	M <sub>w</sub> = M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>n</sub> = M <sub>s</sub> (KN.m)	1.25( M <sub>w</sub>   +  M <sub>e</sub>  ) (KN.m)	M <sub>n</sub> +M <sub>s</sub> (KN.m)	obsrv
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> entre sols	PP	130.228	841,129	325.57	1682.258	vérifié
	PS	86.192	981,318	215.48	1962.636	vérifié

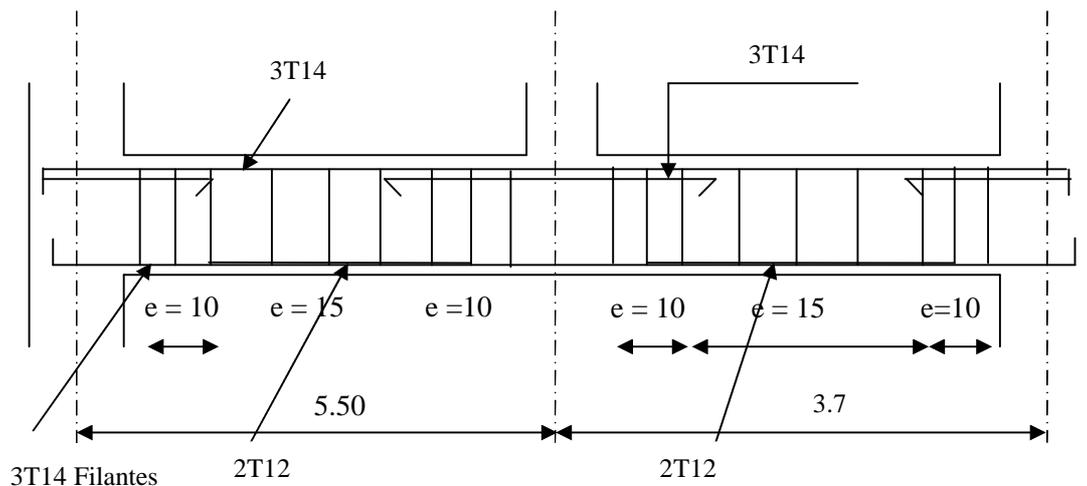
<b>RDC, 1<sup>er</sup> et</b>	PP	130.228	615.312	325.57	1230.624	vérifié
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	PS	86.192	727.187	215.48	1454.374	vérifié
<b>3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et</b>	PP	130.228	448.502	325.57	897.004	vérifié
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	PS	86.192	538.202	215.48	1076.404	vérifié
<b>6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> et</b>	PP	130.228	286.953	325.57	573.906	vérifié
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	PS	86.192	350.721	215.48	701.442	vérifié

**Tableau V.18 :** Vérification des zones nodales à la formation des rotules plastiques.

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastique sera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

#### V.2.4. Schémas de ferrailage des poutres :

##### ➤ Exemple de ferrailage d'une poutre principale



**Figure V.6 :** Disposition constructive des poutres.

**V. 2.7 Schéma de ferrailage des poutres :**

Le schéma de ferrailage des poutres principales, secondaires est présenté dans le tableau suivant :

Niveau	Types de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Schéma de ferrailage	
			Appuis	Travée
Etage courant inaccessible	PP	30*45		
	PS	30*40		
<b>Schéma ferrailage des poutres solidaires avec les voiles</b>				
Etage courant	PP	30*45		
	PS	30*40		

Etage inaccessible	PP	30*45		
	PS	30*40		

**Tableau V.7 :** Schéma de ferrailage des poutres de l'étage courant et terrasse inaccessible.

### V.3. Ferrailage des voiles :

Le **RPA99/2003 (3.4.A.1.a)**, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Ces derniers sont soumis à :

- 1-des forces verticales (charges permanentes et surcharges avec un pourcentage  $\leq 25\%$ ).
- 2-des forces horizontales (séisme).

#### V.3.1. Recommandation du RPA :

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

##### a) Armatures verticales :

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$

$L_t$  : Longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $s_t \leq e$  ( $e$  : épaisseur de voile).

- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

#### **b) Les armatures horizontales :**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ . En plus des épingles sont prévus 4 par  $1\text{m}^2$ .

#### **C) Les armatures de coutures :**

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

#### **d) Règles communes (armatures verticales et horizontales) :**

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min} = 0.15\% e \cdot h$  ..... dans la section globale de voile.

$A_{\min} = 0.10\% e \cdot h$  ..... dans la zone courante.

-  $\phi_t \leq \frac{1}{10} \times e$  (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement :  $S_t = \min(1.5e ; 30)\text{cm}$ .

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par  $\text{m}^2$ . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

$40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

$20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

**V.3.2 .Calcul du ferrailage :**

On va exposer un seul exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau

- **Exemple de calcul :**  
a) **Armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $e \times l$ ). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

**Le voile  $V_{2y}$  et  $V_{4y}$  :**

$$L = 3\text{m}, d = 2,58\text{m}, e = 0.2\text{m}$$

$$N = 2611.267 \text{ KN}$$

$$M = -2323.23 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,89\text{m.}$$

$$\frac{L}{2} = \frac{3}{2} = 1.5\text{m}$$

$$e_G \leq L/2 \Rightarrow C \text{ à l'intérieur de la section.}$$

- **Calcul de  $M_{ua}$  :**

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = -2323,32 + 2611,267 \times (2,58 - 1,305) = 1006,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 1006,14 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d') - M_A \leq (0.337h - 0.81d')e.h.f_{bu}$$

$$N_u(d-d') - M_{ua} = 2611,267(2,58 - 0,03) - 1006,14 = 5652,59 \text{ KN.m} = 5,65 \text{ MN.m}$$

$$(0.337 \times 2,61 - 0.81 \times 0,03) 0,2 \times 2,61 \times 14,2 = 6,34 \text{ MN.m}$$

$$5,65 \text{ MN.m} \leq 6,34 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimé}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{e \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1006,14 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,58^2 \times 14,2} = 0,053$$

$$\mu_{bu} = 0,053 < \mu_1 = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,068$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 2.51m \Rightarrow A_l = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{1006.14 \times 10^{-3}}{2.51 \times 400} = 10,02 \text{ cm}^2$$

$$A = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 10,02 - \frac{2611.267 \times 10^{-3}}{400} = -55,26 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}$$

Calcul de la section minimale:

$$A_{\min} = 0.23 \times e \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.2 \times 2.58 \times \frac{2.1}{400} = 6.23 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures minimale dans la zone tendue donnée par le RPA est :

$$A_{\min}^{zC} = 0.2\% \times e \times l_t$$

Pour le calcul de  $l_t$  on doit déterminer les contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\sigma^+ = \frac{2611.267 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3} + \frac{2323.23 \times 10^{-3}}{0.45} \times \frac{3}{2} = 12,096 \text{ MPa}$$

$$\sigma^- = \frac{2611.267 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2,61} - \frac{2323.23 \times 10^{-3}}{0.296} \times \frac{2,61}{2} = -3,39 \text{ MPa}$$

$$l_t = 0.657 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{zt} = 0.2\% \times 0.2 \times 0.657 = 2,628 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq A_{\min}^{zt}$$

$$s_v \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_v \leq 30 \text{ cm}$$

La quantité d'armatures minimale dans la zone comprimée :

$$A_{\min}^{zC} = 0.1\% \times e \times (l - 2l_t) = 0.1\% \times 0.2 \times (3 - 2 \times 0.657) = 3.372 \text{ cm}^2.$$

On opte pour  $A_v = 18\text{HA}10 + 2\text{T}16 = 60,54 \text{ cm}^2$ .

#### a) Armatures horizontales :

On doit vérifier que:

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

$$\tau_u = \frac{1.4V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 640.399 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2,58} = 1.738 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

**BAEL91**

$$\overline{\tau_u} = 5 \text{ MPa}$$

**RPA99/2003**

La condition est vérifiée donc pas de risque de rupture par cisaillement.

#### Espacement des armatures horizontales :

$$S_h \leq \min(1,5e, 30 \text{ cm})$$

$$S_h \leq 30 \text{ cm}$$

Soit  $Sh=10$  cm.

La section d'armatures transversales :

$$A_h^{cal} = 15,135 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{min} = 0.15\% \times e \times h = 0.15\% \times 0.2 \times 2,58 = 7,83 \text{ cm}^2.$$

$$A_h^{cal} > A_{min}$$

On opte pour  $A_h=10HA14=15,4 \text{ cm}^2$ .

Les résultats de ferrailage sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

$V_{x1}$ ,  $V_{x2}$ ,  $V_{x3}$  et  $V_{x4}$  :

Niveau	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> entre sol	RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (a*L) (cm <sup>2</sup> )	20*200	20*200	20*200	20*200
M (KN.m)	710.58	429.91	174.78	33.13
N (KN)	2840.44	1800.28	1276.76	723.81
V (KN)	253.37	275.25	183.75	93.39
$A_v^{min}/\text{voile}$ (cm <sup>2</sup> )	6	6	6	6
$A_v^{calculé}/\text{face}$ (cm <sup>2</sup> )	56.15	35.149	22.12	11.12
$A_v^{adoté}/\text{face}$ (cm <sup>2</sup> )	56.52	36.18	22.8	14.22
N <sup>bre</sup> de barres/face	18T20	18T16	12T12+6T14	18T10
$S_t$ (cm)	11	11	11	11
$A_h^{min}/\text{ml}$ (cm <sup>2</sup> )	7.98	7.98	7.98	7.98
$A_h^{calculé}/\text{ml}$ (cm <sup>2</sup> )	14.13	9.045	5.7	3.56
$A_h^{adoté}/\text{face}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	15.4	11.3	8.58	8.58
N <sup>bre</sup> de barres/face/ml	10T14	10T12	2T12+8T10	2T12+8T10
$S_t$ (cm)	10	10	10	10

**Tableau V.19 :** Ferrailage des voiles  $V_{x1}$ ,  $V_{x2}$ ,  $V_{x3}$  et  $V_{x4}$ .

$V_{Y1}$  et  $V_{Y3}$ :

Niveau	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> entre sol	RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (a*L)	20*240	20*240	20*240	20*240
M (KN.m)	-519.1	-474.27	-92.69	-113.95
N (KN)	1386.32	1438.029	962.51	524.834
V (KN)	-144.24	-474.27	-193.014	-75.62
$A_v^{min}/voile$ (cm <sup>2</sup> )	7.2	7.2	7.2	7.2
$A_v^{calculé}/face$ (cm <sup>2</sup> )	29.256	29.19	15.502	9.59
$A_v^{adoté}/face$ (cm <sup>2</sup> )	30.40	30.40	15.82	11.06
N <sup>bre</sup> de barres/face	2T20+12T16	2T20+12T16	14T12	14T10
$S_t$ (cm)	17	17	17	17
$A_h^{min}/ml$ (cm <sup>2</sup> )	7.83	7.83	7.83	7.83
$A_h^{calculé}/ml$ (cm <sup>2</sup> )	7.60	7.60	3.955	2.765
$A_h^{adoté}/face$ (cm <sup>2</sup> /ml)	8.58	8.58	8.58	8.58
N <sup>bre</sup> de barres/face/ml	2T12+8T10	2T12+8T10	2T12+8T10	2T12+8T10
$S_t$ (cm)	10	10	10	10

Tableau V.20 : Ferrailage des voiles  $V_{Y1}$  et  $V_{Y3}$ .

$V_{y2}$  et  $V_{y4}$  :

Niveau	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> entre sol	RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (a*L)	20*300	20*300	20*300	15*300
M (KN.m)	-2323.23	968.7159	397.13	123.34
N (KN)	2611.267	2036.849	1364.253	755.11
V (KN)	640.399	499.844	397.13	233.98
$A_v^{\min}/\text{voile (cm}^2\text{)}$	9	9	9	9
$A_v^{\text{calculé}}/\text{face (cm}^2\text{)}$	58.775	43.205	25.32	12.63
$A_v^{\text{adoté}}/\text{face (cm}^2\text{)}$	60.54	44.72	26.12	15.8
N <sup>bre</sup> de barres/face	18T20+2T16	4T20+16T16	4T16+16T12	20T10
$S_t$ (cm)	15	15	15	15
$A_h^{\min}/\text{ml (cm}^2\text{)}$	7.83	7.83	7.83	7.83
$A_h^{\text{calculé}}/\text{ml (cm}^2\text{)}$	15.135	11.18	6.53	3.95
$A_h^{\text{adoté}}/\text{face (cm}^2/\text{ml)}$	15.4	11.3	7.9	7.9
N <sup>bre</sup> de barres/face/ml	10T14	10T12	10T10	10T10
$S_t$ (cm)	10	10	10	10

Tableau V.21 : Ferrailage des voiles  $V_{y2}$  et  $V_{y4}$ .

**V.3.3. Vérification au cisaillement :**

Selon le **RPA99 (Art 7.7.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

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

$$\square_{b0} = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \text{ avec } \bar{V} = 1.4 V_{u \text{ calcul}}$$

**RPA99version2003 (art7.7.3.1)**

$b_0$  : épaisseur du voile

$d$  : hauteur utile = 0.9 h

$h$  : hauteur totale de la section brute

voile	$V_{x1}, V_{x2}, V_{x3}$ et $V_{x4}$	$V_{Y1}$ et $V_{Y3}$	$V_{Y2}$ et $V_{Y4}$
V (KN)	253.37	144.24	640.399
$\tau$ (MPa)	0.985	0.467	1.66
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
observation	Vérifiée	vérifiée	vérifiée

**Tableau V.22 :** vérification des voiles au cisaillement au niveau du 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> entre sol.

voile	$V_{x1}, V_{x2}, V_{x3}$ et $V_{x4}$	$V_{Y1}$ et $V_{Y3}$	$V_{Y2}$ et $V_{Y4}$
V (KN)	275.25	474.27	499.844
$\tau$ (MPa)	1.07	1.53	1.29
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
observation	Vérifiée	vérifiée	vérifiée

**Tableau V.23 :** vérification des voiles au cisaillement au niveau du RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage.

voile	$V_{x1}, V_{x2}, V_{x3}$ et $V_{x4}$	$V_{Y1}$ et $V_{Y3}$	$V_{Y2}$ et $V_{Y4}$
V (KN)	183.75	193.014	397.13
$\tau$ (MPa)	0.715	0.626	0.714
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
observation	Vérifiée	vérifiée	vérifiée

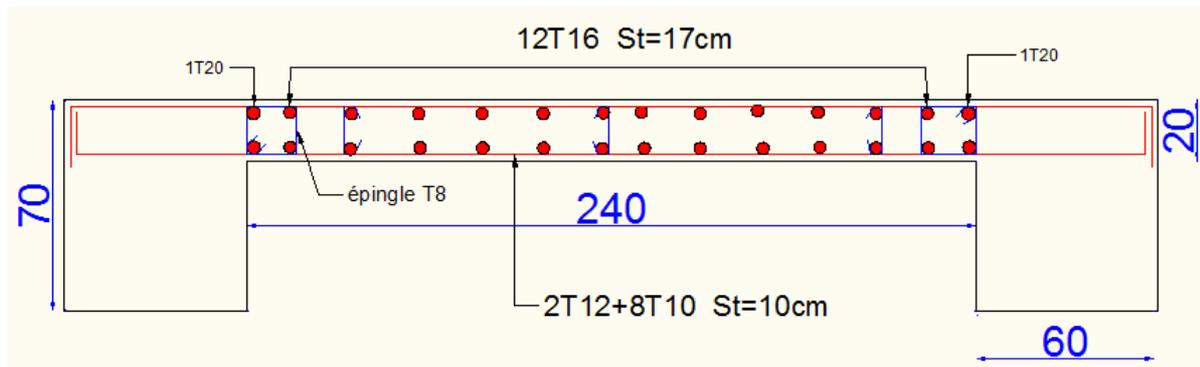
**Tableau V.24 :** vérification des voiles au cisaillement au niveau du 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage.

voile	$V_{x1}, V_{x2}, V_{x3}$ et $V_{x4}$	$V_{Y1}$ et $V_{Y3}$	$V_{Y2}$ et $V_{Y4}$
V (KN)	93.39	75.62	233.98
$\tau$ (MPa)	0.363	0.196	0.607
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
observation	Vérifiée	vérifiée	vérifiée

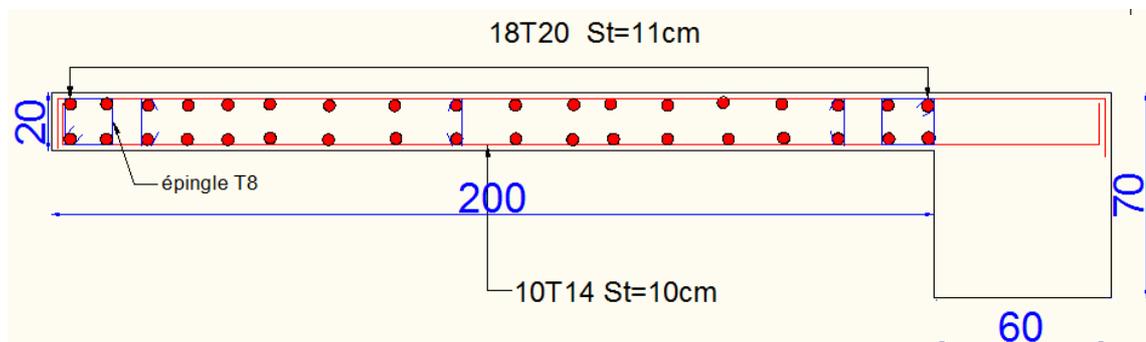
**Tableau V.25 :** vérification des voiles au cisaillement au niveau du 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage.

**V.3.4.Schéma de ferrailage :**

On prend comme exemple de ferrailage le voile  $V_{Y1}$  et  $V_{Y3}$  au niveau de l'entre sol ( $L \times e = 240 \times 20cm^2$ ) :



**Figure V.8 :** Schéma de ferrailage du voile  $V_{Y1}$   $V_{Y3}$  au niveau de l'entre sol.



**Figure V.9 :** Schéma de ferrailage du voile  $V_{X1}, V_{X2}, V_{X3}$  et  $V_{X4}$  au niveau de l'entre sol.

**Conclusion :**

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique avant et après l'achèvement de la structure.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Concernant le problème de cisaillement des poteaux courts, une première approche consisterait à augmenter les dimensions de la section du béton cette solution a l'inconvénient majeur d'augmenter la rigidité des poteaux.

L'idée de s'intéresser au ferrailage transversal, il est donc indispensable d'envisager la mise en place d'armatures longitudinales en bateau dans la zone nodale qui reprendra une partie de l'effort tranchant.

**VI.1) Introduction :**

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle permet :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une meilleure transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une limitation des tassements différentiels.

**VI.2) Choix du type de fondation :**

**Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :**

- Capacité portante du sol d'assise.
- Le poids de la structure.
- La distance entre axes des poteaux.

D'après le rapport du sol, établi par LTPL, le terrain est constitué de marne très compacte, représente une capacité moyenne dans les 04 premiers mètres. Le type de fondations suggérées est superficiel, ancrée à 3.5m du niveau de la base.

La capacité portante moyenne est estimée de 1.9 bars.

Le choix du type de fondation est conditionné par la stabilité de l'ouvrage et l'économie. On vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

D'après le **RPA 99 (article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8G + E$

**VI.2.1) Semelle isolée :**

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

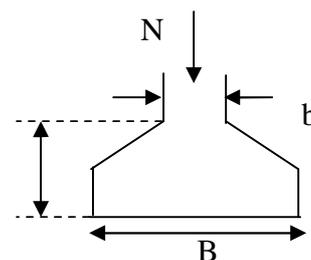
$N$  : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison  $G + Q + E$ , obtenu par le SAP 2000.

$S$  : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ( $a*b$ )

$N = 3556.824 \text{ KN}$



**Fig.-VI-1 :Semelle isolée**

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}, \text{ on a : } \frac{a}{A} = \frac{a}{B} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$$

$$\text{AN: } B \geq 4.32\text{m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

### VI.2.2) Semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 8 poteaux.

Avec :

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_s$  : poids estimé de la semelle.

$$N_1 = 2740,134 \text{ KN}$$

$$N_2 = 2067,154 \text{ KN}$$

$$N_3 = 2021,665 \text{ KN}$$

$$N_4 = 1892,498 \text{ KN}$$

$$N_5 = 1997,779 \text{ KN}$$

$$N_6 = 1908,512 \text{ KN}$$

$$N_7 = 2052,134 \text{ KN}$$

$$N_8 = 3556,814 \text{ KN}$$

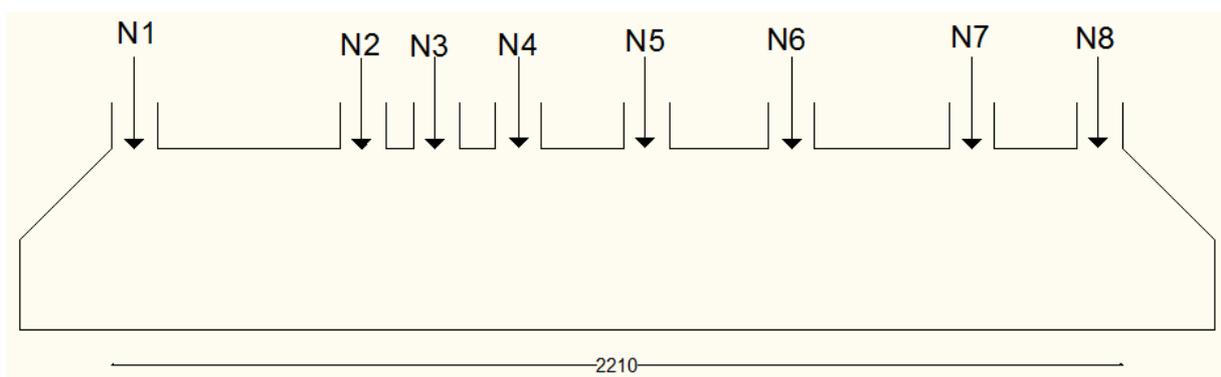


Figure VI.2 : Semelle filante.

$$N = \sum N_i = 18236,69 \text{ KN}$$

$$N = 8 * 200 = 1600 \text{ KN}$$

$$N = N + \sum N_i = 19836,69 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{19836.69}{190 * 23.6} = 4,42 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on opte pour un radier général.

**VI.2.3) Radier général :**

**VI.2.3.1) Définition :**

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, La dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

**VI.2.3.2) Pré dimensionnement :**

▪ **Condition de coffrage :**

✓ **La Nervure :**

$$L_{max} = 5.50 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ cm}$$

$L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

✓ **La dalle :**

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{550}{20} = 27.5 \text{ cm}$$

✓ **Condition de rigidité :**

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton  $E = 3.216 * 10^4 \text{ MPa}$ .

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible)

I : inertie de la section du radier  $I = \frac{b * h_t^3}{12}$ .

K : module de résistance du sol

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

b : largeur de radier, on prend une bande de 1m.

$$(1) \text{ et } (2) \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L_{\max}^4 * K}{E * \pi^4}} \approx 0.83 \text{ m}$$

A partir des deux conditions on prend :  $h_t = 85 \text{ cm}$ .

La hauteur de la dalle du radier  $h_d = 45 \text{ cm}$

La surface du radier:

$N_s = 87218.187 \text{ KN}$  (Charge totale transmise par la superstructure + Poids du radier).

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_s \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{87218.187}{190} = 459.043 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est :  $S_{bat} = 411,56 \text{ m}^2$

donc:  $S_{rad} > S_{bat} \Rightarrow$  Le radier déborde

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm}\right)$$

On prend  $D = 70 \text{ cm}$

$P = 87.17 \text{ m}$

D : débord et p : périmètre.

$$S_{radier} = S_{bat} + D \times p = 472.579 \text{ m}^2$$

On opte pour une surface :  $S_{radier} = 472.579 \text{ m}^2$

#### a- Vérification au poinçonnement :

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

D'après le **CBA93(art. A.5.2.4.2)**, on doit vérifier la condition suivante :

$$\text{Il faut vérifier que : } N_U \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ (BEAL, A.5.2.42)}$$

Avec :

$\mu_c$  : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$N_U$  : Charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

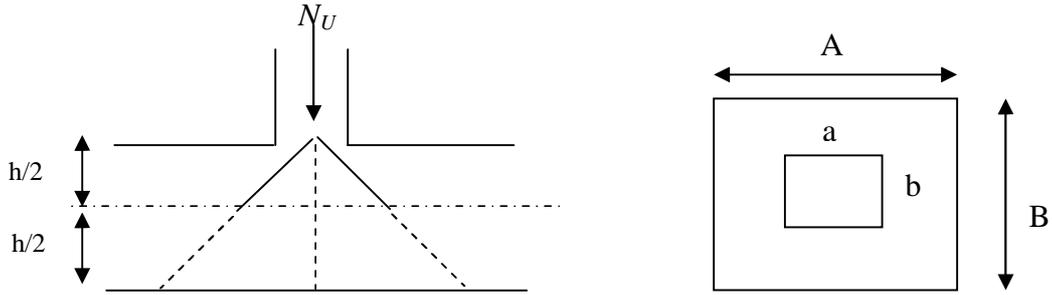


Figure VI.3 : Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée

ht = 55cm.

$$\mu_c = (a+b+2h)*2$$

$$\mu_c = 2*(0.7+0.6+2*0.85) = 6m.$$

$$N_U = 3510.186 \leq 0.045*6*0.85*25000/1.5 = 3825 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**b- Vérification de la contrainte du sol :**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

$$I_y = 80084m^4, \text{ et } Y_G = 9.55m.$$

$$I_x = 59587 m^4, \text{ et } X_G = 11.03m.$$

$$S_{rad} = 472.579 m^2$$

Avec  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

▪ **Sens X-X :**

$$N = 87218.187\text{KN} \text{ et } M_x = 20864.82\text{KN.m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} * y_G = 187.9 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 190\text{KPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} * y_G = 181.213\text{KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 190\text{Kpa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 186.22 < \bar{\sigma}_{sol} = 190\text{Kpa} \dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

▪ **Sens Y-Y :**

$$N = 87218.187\text{KN} \text{ et } M_y = 19253.64\text{KN.m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = 187.2 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 190 \text{ KPa}.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 181.90 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 190 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 185.875 < \bar{\sigma}_{sol} = 190 \text{ KPa} \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

**NB:** N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$  : Moments sismiques à la base.

### c - Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le **RPA99 (Art .10.1.5)**, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ **Dans le sens X-X :**

$$e = \frac{20864.82}{87218.187} = 0.24 \text{ m} < \frac{22.1}{4} = 5.525 \text{ m} \quad (\text{condition vérifiée})$$

✓ **Dans le sens Y-Y :**

$$e = \frac{19253.64}{87218.187} = 0.22 \text{ m} < \frac{20.2}{4} = 5.05 \text{ m} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

### d- Vérification de la poussé hydrostatique :

Il faut s'assurer que :  $N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$

Avec :

$N = 76958.877 \text{ KN}$  (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 3.5 \text{ m}$ , la hauteur de la parie encrée du bâtiment).

$F_s = 1.5$  (coefficient de sécurité).

$S_{rad} = 472.579 \text{ m}^2$  (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique)

On trouve:

$N = 76958.877 \text{ KN} \geq 1.5 * 3.5 * 472.575 * 10 = 24810.187 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$

### e- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur  $b = 1 \text{ m}$ .

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S} \times b = \frac{119145.677 \times 5.5}{2 \times 472.979} \times 1 = 692.738 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{692.738 \times 10^{-3}}{1 \times 0.8} = 0.865 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa. C'est vérifié}$$

**VI.2.3.3) Ferrailage du radier :**

**1. Ferrailage de la dalle :**

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable .le ferrailage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier.

▪ **Sollicitation :**

$$q_U = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$$q_U = \frac{119145.677}{472.979} = 251.90 \text{ KN} / \text{m}^2 .$$

$N_U$  : Est l'effort ultime (plus le poids propre du radier).

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{87218.187}{472.979} = 184.4 \text{ KN} / \text{m}$$

$N_s$  : Est l'effort de service.

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 ; M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.89 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

**ELU :** ( $v = 0$ )

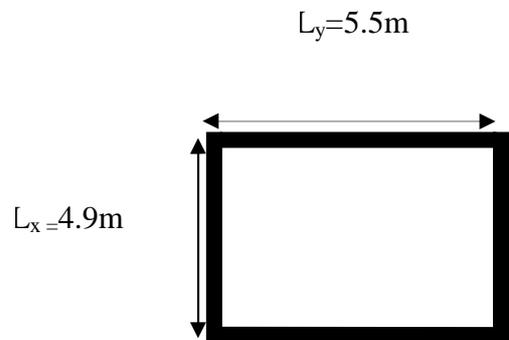
$$\begin{cases} \mu_x = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases} \text{ (Annexe I)}$$

**-Moments retenues :**

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 293.938 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 224.422 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{0x} = 249.847 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{0y} = 190.758 \text{ KN.m} \end{cases}$$



**Figure VI.4 :** Dalle sur quatre appuis

Moment en appuis :  $\{M_a^x = -0.5 \times M_{0x} = -146.969KN.m$

**A L'ELS : ( $\nu = 0.2$ )**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{cases} \text{ (Annexe I)}$$

**-Moments retenues :**

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 237.753KN.m \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 198.71KN.m \end{cases}$$

**En travée :**  $M_t^x = 0.85 \times M_x = 202.09KN.m$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 168.90KN.m$$

**En appuis :**  $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -118.876KN.m$

○ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait pour une section  $b * h = (1 * 0.45) m^2$ .

● **Condition de non fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur  $e \geq 12 \text{ cm}$  et  $\alpha > 0.4$

La valeur minimale des armatures est :

$$\begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left( \frac{3-\alpha}{2} \right) bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Pour les HAFeE400 ;  $\rho_0 = 0.0008$

Le tableau ci-après résume les résultats du calcul de ferraillage :

		M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix /ml	S <sub>t</sub> (cm)
<b>Sens X-X</b>	<b>Travées</b>	249.847	19.07	3.798	20.10	10T16	10
	<b>Appuis</b>	-146.969	10.93	3.798	11.3	10T12	10
<b>Sens Y-Y</b>	<b>Travées</b>	190.758	14.34	3.6	15.40	10T14	10
	<b>Appuis</b>	-146.969	10.93	3.6	11.3	10T12	10

**Tableau VI. 1 :Ferraillage du radier**

**a) Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}.$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 478.442 \text{ KN} \quad \Rightarrow V_{\max} = 478.442 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 411.43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{478.442 \times 10^{-3}}{1 \times 0.40} \Rightarrow \tau_u = 1.196 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$$

➔ Pas de risque de cisaillement.

**➤ Ferrailage des débords :**

Le débord est assimilé à une console de 0.7 m de longueur.

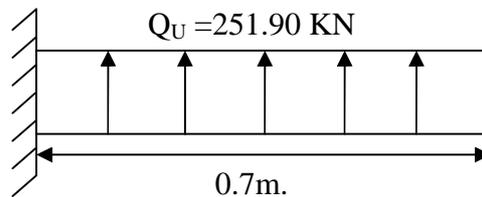
$$M_U = Q_U * \frac{L^2}{2} = 61.71 \text{ KN.m} \Rightarrow A = 4.964 \text{ cm}^2$$

**Sachant que :**  $A_{\min} = 2.52 \text{ cm}^2$

**On choisit :**  $A = 5T12 / \text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2$

Remarque :

Pour ce ferrailage on préfère que le ferrailage de la dalle à l'appui qui va déborder de 70 cm



**Figure VI. 5 :** Répartition des contraintes sur le débord

**• Vérification de la condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_U}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

**Sachant que :**

$$V_U = Q_U * L = 251.9 * 0.7 = 176.33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{176.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.4} = 0.44 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**VI.3) Les sollicitations sur les nervures :**

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a  $\rho = 0.89 \Rightarrow$  la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

\* **Charge triangulaire :**

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3} \text{ avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.}$$

\* **Charge trapézoïdale :**

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2} \text{ Avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.}$$

$$q_u = 251.90 \text{ KN/m}^2$$

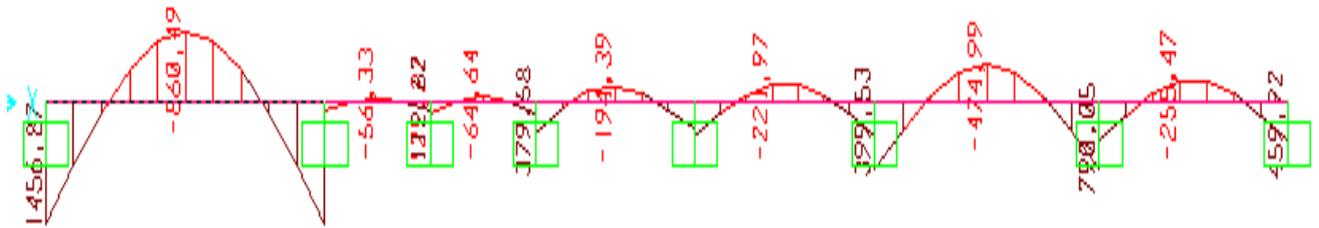
$$q_s = 184.4 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des sollicitations :

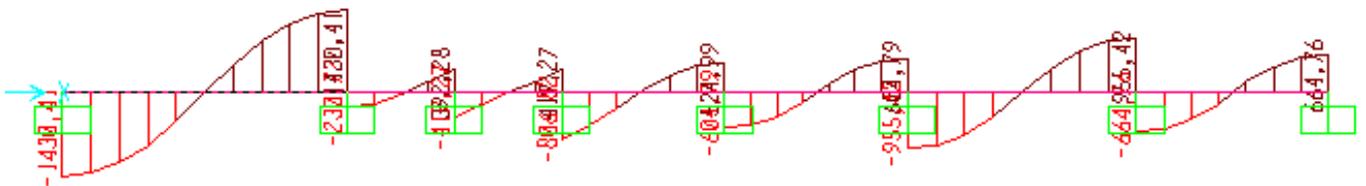
Les sollicitations sont obtenues à partir du logiciel SAP2000 V14.

**A l'ELU :**

a) **Sens X-X :**

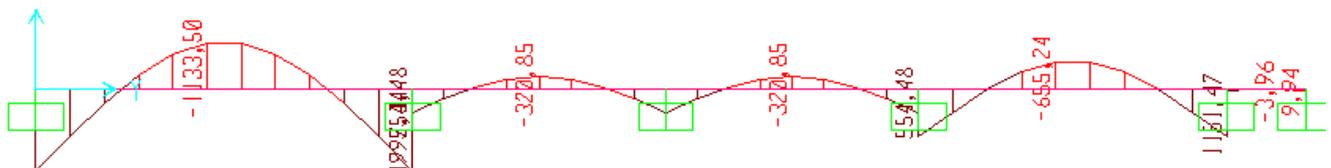


**Figure VI. 6 :** Diagramme des moments sens X-X



**Figure VI. 7 :** Diagramme des efforts tranchants sens X-X

b) **sens yy :**



**Figure VI. 8 :** Diagramme des moments sens Y-Y

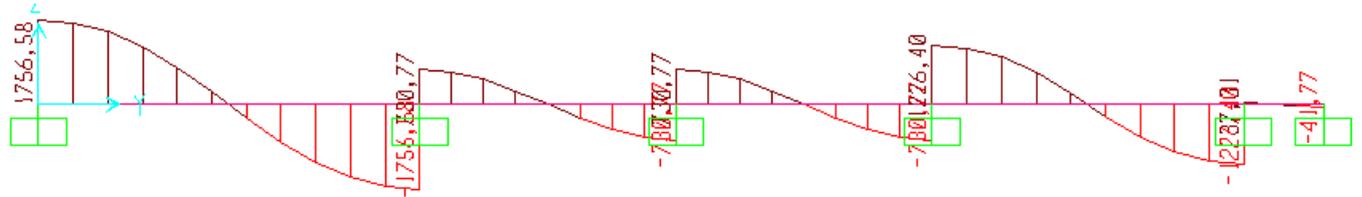


Figure VI. 9 : Diagramme des efforts tranchants sens Y-Y

**VI.3.1) Ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=0.85m$

$h_0=0.45m$

$b_0=0.6m$

$d=0.8m$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{5,5}{10}; \frac{4,9}{2})$

$b_1 \leq \min(0.55; 2.45)$

soit :  $b_1 = 0.4m$

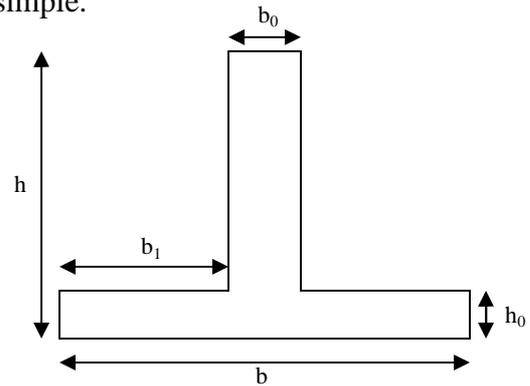


Figure VI.10. : Section à ferrailer

Donc  $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.4m$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	$M_u(KNm)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$
X-X	Travée	-866.33	32.2755	13.524	6T25+2T16=33.47 cm <sup>2</sup>
	Appui	1463.03	56.1	13.524	6T32+2T25=58.07 cm <sup>2</sup>
Y-Y	Travée	-1133.5	42.73	13.524	5T32+3T16=46.24cm <sup>2</sup>
	Appui	1997.34	78.54	13.524	10T32=80.40 cm <sup>2</sup>

Tableau VI.2 :Résumé des résultats(ferrailage de la nervure).

✓ **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :

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

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$\sigma_s \leq \min(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta) = 240 MPa$

$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s = 240 MPa$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	$M_{ser}(KNm)$	$\sigma_b(MPa)$	$\bar{\sigma}_b(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$
X-X	Travée	-575.64	5.7	15	185.5	240
	Appui	1064.15	8.48	15	229.39	240
Y-Y	Travée	-825.56	7.52	15	235.7	240
	Appui	1443.45	10.25	15	234.9	240

Tableau VI.3 :Résumé des résultats (vérification des contraintes).

▪ **Vérification de l'effort tranchant :**

$V_u = 1755.67 KN$

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 1.57 MPa < 2.5 MPa.$

Donc pas de risque du cisaillement.

▪ **Armatures transversales :**

$\phi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l) = \min(24.28.60; 25)$  soit  $\phi_t = 10mm.$

Soit  $\phi_t = 10mm.$

▪ **Espacement des aciers transversaux :**

$St \leq \min(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{lmin}) \Rightarrow St \leq \min(21.25; 12; 14) = 12cm$

Donc on prend  $St=10cm.$

▪ **Les schémas de ferrailage :**

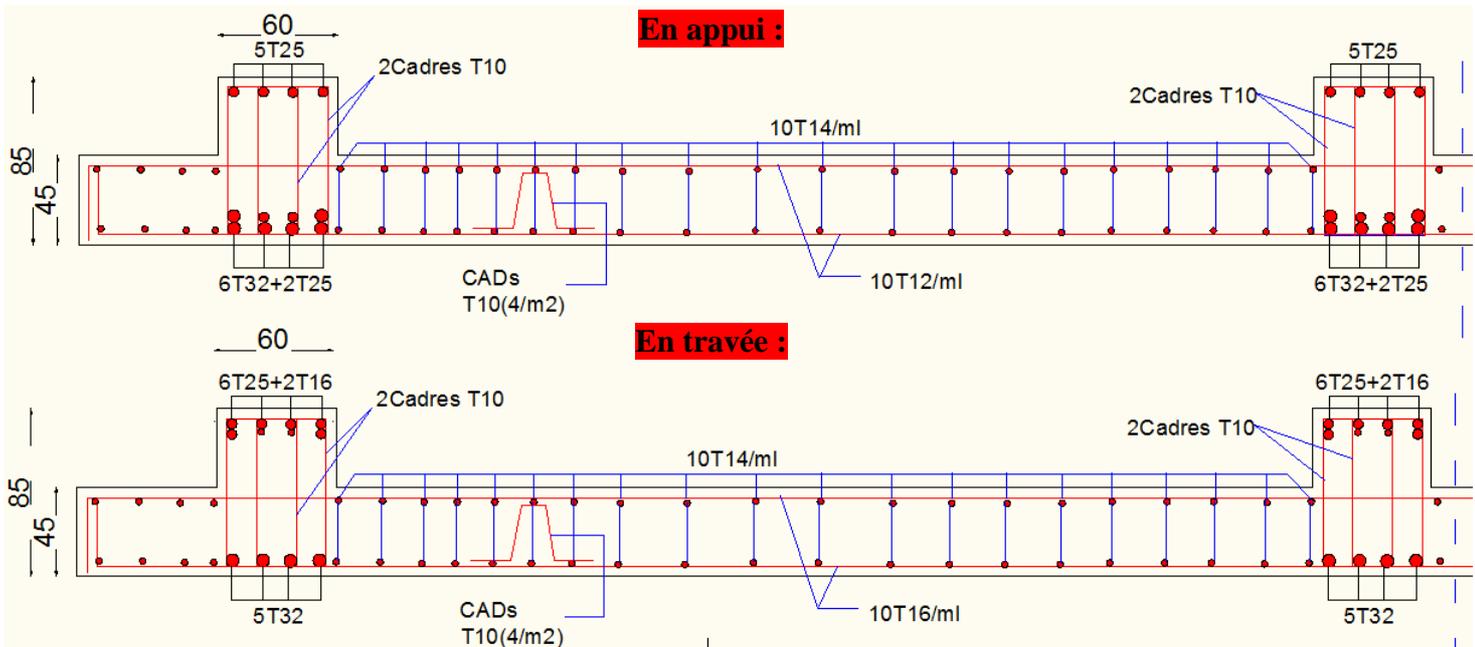


Figure VI.11 : Ferrailage de radier générale sens x-x

**En appui :**

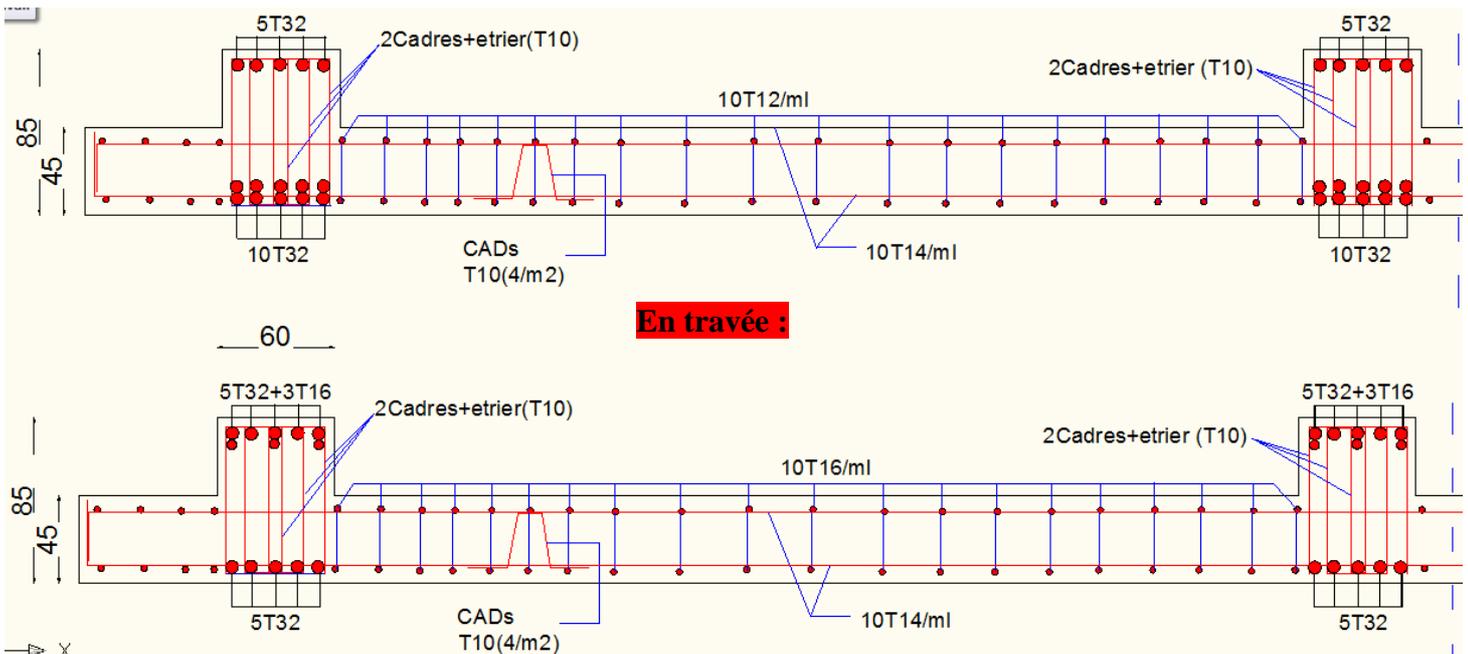


Figure VI.12 : Ferrailage de radier générale sens y-y

#### VI.4) Voile périphérique:

##### VI.4.1) Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie enterrée de la construction (sous-sol) et une capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé entre la semelle inférieure et le chaînage supérieur, il est armé d'un double quadrillage d'armature. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur minimale  $e_p \geq 15$  cm. On prend  $e_p = 20$  cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens
- Le voile est considéré comme une dalle appuyée sur deux cotés encastrée en pied et articulé en tête.
- Les ouvertures dans le voile ne doit pas réduire de sa rigidité d'une manière importante.

##### VI.4.2) Caractéristiques des voiles :

- Hauteur  $h = 3.5$  m.
- Epaisseur  $e = 20$  cm.
- Largeur  $L = 5.4$  m

##### VI.4.3) Caractéristiques du sol :

- Poids spécifique :  $\gamma = 19.87 \text{KN/m}^3$ .

- Angle de frottement :  $\varphi = 25^{\circ}$ .
- La cohésion  $c = 0 \text{ KN/m}^2$

**VI.4.4) Méthode de calcul :**

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneau dalle encastré en chaque côté, Le calcul se fait selon une bande de 1m de largeur.

Q : Surcharge d'exploitation  $Q = 10 \text{ KN/m}^2$

$\gamma$  : Poids spécifique du sol  $\gamma = 19.87 \text{ KN/m}^3$ .

$\varphi$  : Angle de frottement interne du sous-sol  $\varphi = 25^{\circ}$

$K_a$  : Coefficient de poussée des terres  $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,40$

$$K_a' = K_a = \frac{k_q}{\cos^2(\beta - \lambda)} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,40$$

$\delta$  : Angle de frottement sol structure on prend  $\delta = 0$

➤ **Sollicitations :**

**a. Poussée des terres :**

$$p_1 = K_a \gamma \cdot h = \gamma \cdot h \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 19 \times 3.5 \times 0.4 = 26.6 \text{ KN/m}^2.$$

**b. Charge due à la surcharge :**

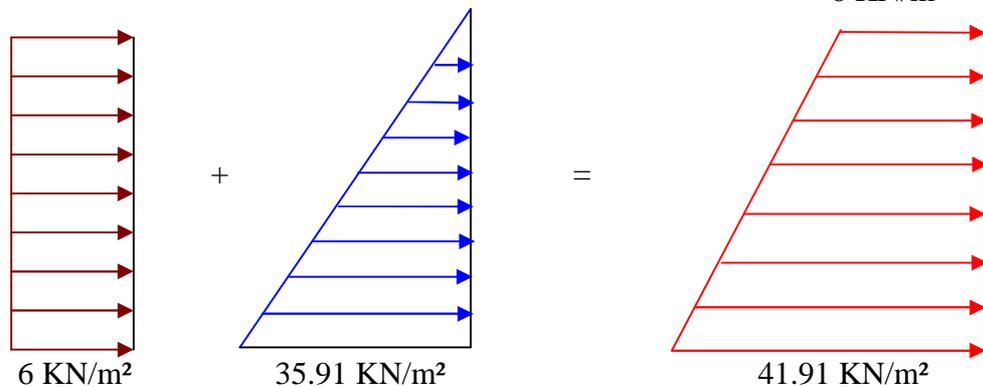
$$p_2 = K_a' \cdot Q = Q \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) = 4 \text{ KN/m}^2$$

**VI.4.5 Ferrailage :**

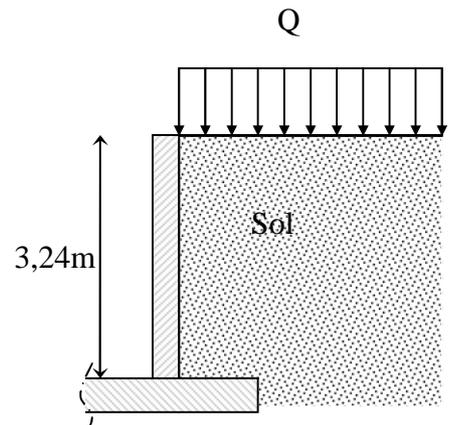
➤ **Calcul à l'ELU :**

$$P_u = 1.35 \cdot P_1 + 1.5 \cdot P_2 = 35.91 + 6 = 41.91 \text{ KN/m}^2.$$

$\sigma(Q) \sigma(G)$



**Figure VI.14 :** Diagramme des contraintes.



**Figure VI.13 :** Voile périphérique

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable.  
 Le voile périphériques se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$l_x = 3.5 \text{ m.} \quad \left\{ \begin{array}{l} l_y = 5.4 \text{ m.} \\ b = 1 \text{ m.} \\ e = 20 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 32.932 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{moy} = 32.932 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.65 > 0.4 \text{ Le panneau travail dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u; \quad M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\alpha = 0.65 \Rightarrow ELU : \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0751 \\ \mu_y = 0.3613 \end{array} \right.$$

$$M_{0x} = 30.29 \text{ KN} \times m.; \quad M_{0y} = 10.946 \text{ KN} \times m$$

➤ **Moments retenues :**

▪ **En travée :**

**Sens (x) :**  $M_{tx} = 0.85 \times M_{ax} = 25.746 \text{ KN.m}$

**Sens (y) :**  $M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 9.304 \text{ KN.m}$

▪ **En appuis :**

$$M_{ap} = 0.5 \times M_{0x} = 15.145 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0,20) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens		M (kN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>Min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)	choix
x-x	En travée	25.746	4.501	2	5.65	20	5HA12
	En appui	15.145	2.611	2	3.95	20	5HA10
y-y	En travée	9.304	1.59	2	3.95	20	5HA10
	En appui	15.145	2.611	2	3.95	20	5HA10

**Tableau VI.4 :** Ferrailage du voile périphérique

➤ **Vérfications à l'E.L.U :**

- Avec  $A_{\min} = 0.1\% b \times h$  .....condition exigée par le RPA.

$$A_{\min} = \frac{0.1 * 20 * 100}{100} = 2 \text{ cm}^2$$

➤ **Les espacements :**

- **Armatures //  $L_x$  :**  $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

- **Armatures //  $L_y$  :**  $St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

➤ **Vérfication de l'effort tranchant :**

- On doit vérfier que  $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$ , fissuration nuisible.

- On a  $V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 43.495 \text{ KN}$ .

- $V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 38.420 \text{ KN}$ .

- $\tau_u = \frac{43.495}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.241 \text{ MPa} < \bar{\tau}$  .....condition vérfiée.

➤ **Vérfication à l'ELS :**

$$\sigma_{\min} = Q = 4 \text{ KN} / \text{m}^2; \quad \sigma_{\max} = Q + G \Rightarrow \sigma_{\max} = 26.6 + 4 \Rightarrow \sigma_{\max} = 30.6 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$.q_s = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 23.95 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\alpha = 0.52 \Rightarrow \begin{cases} \mu_u = 0.0805 \\ \mu_y = 0.5235 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 23.617 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 12.363 \text{ KN.m}$$

◆ **Moment en travée :**

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 20.07 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 10.509 \text{ KN.m}$$

◆ **Moment en appui :**

$$M^a = 0.5 M_{0x} = 11.80 \text{ KN.m}$$

◆ Vérification des contraintes :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \overline{\sigma}_s = \min \left( 2 \times \frac{f_e}{3}, \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right) = 240 \text{ MPa}$$

Sens		M (KN.M)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Vérification
x-x	En travée	20.07	6.053	229.661	Vérifiée
	En appui	10.509	4.186	190.559	Vérifiée
y-y	En travée	10.50	3.725	169.588	Vérifiée
	En appui	10.509	2.191	190.559	Vérifiée

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes dans le voile périphérique

➤ Schéma de ferrailage du voile périphérique :

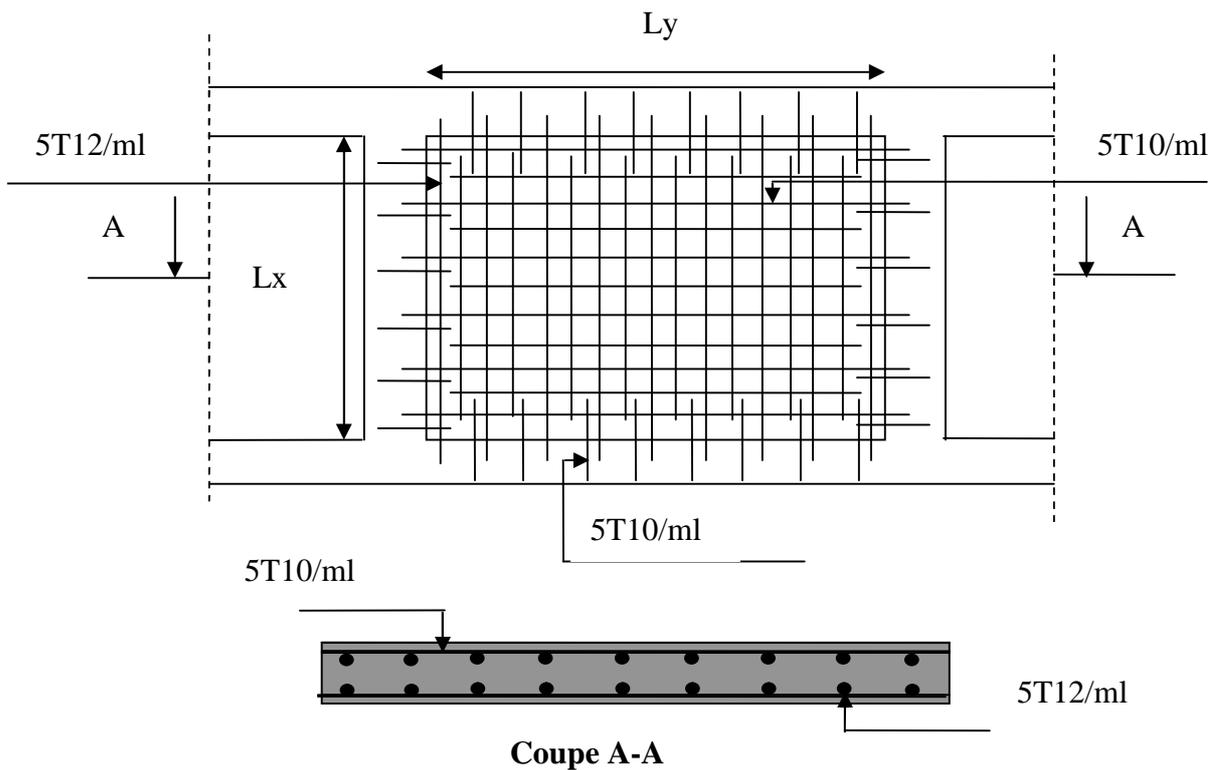


Figure VI.15 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

**VI.5.CONCLUSION :**

Le rôle des fondations est de transmettre les charges au sol, Elles sont choisies selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.

Pour notre bâtiment on a trouvé que la fondation adéquatec'est le radier général.

Et ce dernier a été calculé comme une dalle pleine renversée.

## Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude nous a permis, d'une part d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire, et d'autre part de se familiariser avec quelques logiciels comme **SAP2000** ; **SOCOTEC** ; **AUTOCAD** ...etc.

Notre choix est porté sur les ouvrages de bâtiment afin de nous permettre de découvrir le cote professionnel de génie civil

Il a une grande importance qui nous a met en application directe non seulement des connaissances théoriques mais aussi sa concordance avec le côté pratique de façon qu'en tenant compte des critères indispensables tels que la résistance, la durabilité et l'économie.

Les points important tirés de cette étude sont :

- ✚ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influencent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- ✚ La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- ✚ La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel SAP2000, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- ✚ La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales n'est satisfaite qu'après le redimensionnement des éléments structuraux (poteaux).
- ✚ Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- ✚ Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre Structure.
- ✚ Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.
- ✚ Il Ya lieux d'associé le facteur réalisation (chantier) dans la conception des ouvrages.

## **Bibliographie:**

DTR-BC, 2.48; Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version2003) ; C.G.S ;  
Alger

Jean-Pierre Mougin, BETON armé, BAEL91 modifié 99 et DTU associés. (deuxième  
édition 2000,deuxième tirage 2002) ; Paris

DTR-BC, 2.41; Règles de conception et de calcul des structures en béton armé  
(C.B.A93).

DTR B.C.2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».OPU; 1989

M. Belazougui « Calcul des ouvrages en béton armé ».Edition OPU, 1996

### **Autres documents consultés :**

- ✓ Cahier de cours de cursus.
- ✓ Mémoires de fin d'études.

### **Logiciels utilisés :**

- ✓ SAP 2000/Version v14
- ✓ SOCOTEC
- ✓ AUTO-CAD 2010.

## ANNAXE I:

### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817
0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,5940
0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,6580
0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,6710
0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7937
0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
1,00	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000

**Tableau des Armatures**  
(en Cm<sup>2</sup>)

<b>Ø</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

## ANNEXE II

# Performances & Raffinement

### Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes  
machinerie supérieure  
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrée (1)	Nombre niveaux max	Course max en m	Dimensions de cabine	Passage libre de port	Dimensions de gaine	Profondeur de cuvette		
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	(2) HSG		
<b>630</b> 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
			Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
			ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1,60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	
			ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
800										
<b>1000</b> 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	
			Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
			ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
	1,60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160	
			ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220		
		TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
<b>1250</b> 16 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160	
			ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
	1,60	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160	
			ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
2,50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220		
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220	
<b>1600</b> 21 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160	
			ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
	1,60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160	
			ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220		
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320			
6,30	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400			

Notes: Toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Entrée: 2v = 2 vitesses, Dy S = DYNATOR 5 vitesse continue de vitesse, ACVF = sélection continue de fréquence, TD 2 = Transmat. (2) La présence sur cabine garantit la norme CEI 60309-1-1. Les profondeurs de cuvette et hauteurs BS et TS indiquées sont le minimum. NF EN 81-11 s'applique en toutes les valeurs de la table de documentation P.23-308. Le passage sur cabine garantit la norme CEI 60309-1-1. Les hauteurs de gaine sont les hauteurs de référence. Les hauteurs de gaine sont les hauteurs de référence. Les hauteurs de gaine sont les hauteurs de référence.

## Caractéristiques générales

Disposition	en simplex pour les dispositions en batterie. consulter la table T31	Manœuvre	collective (descente) sélective, à analyse permanente de trafic, à ouverture centrale trafic intense
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	
Distance max entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage bars trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN			
	largeur BO	prof. TO	hauteur HO		TRI 220 V		TRI 380 V			couverts FC	local des machines DM	PM	
					In	Id	In	Id					
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	390	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	480	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
520		260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33500	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	36000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540		260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	18000	5000
590		260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000



Symbolisé introduit par le Comité National de Laboratoire pour le Développement des Handicapés  
 (uniquement d'emploi n° 001). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 81201 et  
 accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans la totalité d'un document général.  
 S'agit-il d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre  
 contact avec votre Correspondant Schindler habituel.

ANNEXE III

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = 1$$

$\frac{I_x}{I_y}$ \ / \ $\frac{I_x}{I_y}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	—	0,224	0,169	0,140	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,300	0,210	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,160	0,135	0,116	0,102	0,090	0,081	0,073	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,100	0,090	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,160	0,140	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,040
1,0	0,110	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,050	0,047	0,041	0,030

$$\rho = 0.8$$

$\frac{y}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
<b>Valeurs de <math>M_1</math></b>	0,0	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
	0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
	0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075
	0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,073
	0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
	0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066
	0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
	0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057
	0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053
	0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049
	1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045
<b>Valeurs de <math>M_2</math></b>	0,0	—	0,282	0,231	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
	0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083
	0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
	0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
	0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,058
	0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047
	0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,058	0,055	0,051	0,047	0,043
	0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
	0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
	0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
	1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027

