

*République Algérienne Démocratique Et Populaire  
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique  
Université Abderrahmane MIRA De Bejaia  
Faculté De Technologie  
Département De Génie Civil*

# Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : matériaux et structures

## Thème

*Étude d'un bâtiment en (R+7+deux sous sol) à usage mixte (commercial et habitation) contreventé par un système mixte (voiles-portiques)*

Réalisé par :

OUGUERGOUZ NADIR  
TALA IGHIL FAHEM

Encadré par :

M<sup>r</sup> BENYESSAD

Membres de jury :

M<sup>r</sup> TAHAKOURT  
M<sup>r</sup> BOUKLOUDA

Promotion 2011 / 2012

## ***Remerciements***

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

*Nous tenons vivement à remercier nos deux familles qui nous ont soutenus tout au long de notre parcours.*

*Nous tenons aussi à remercier vivement notre promoteur Mr benyessad pour son encadrement, ces conseils et sa disponibilité.*

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

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

*Enfin nous remercions tous nos amis.*

---

*Nadir et Fahem*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mon très cher père, ma très chère mère .*

*Mes frères et sœurs.*

*Mes cousins et cousines.*

*Mon binôme et sa famille.*

*Tous mes amis.*

*Nadir*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mon très cher père, ma très chère mère.*

*Mes frères et sœurs.*

*Mes cousins et cousines.*

*Mon binôme et sa famille.*

*Tous mes amis.*

*Fahem*

## Liste des figures

## Liste des tableaux

## Introduction générale

### Chapitre I Généralités

I.1	Présentation de l'ouvrage .....	1
I.2	Les données géométriques relatives à cet ouvrage .....	1
I.3	Définition des éléments de l'ouvrage .....	1
I.4	règlements et normes utilisées.....	2
I.5	États limites .....	2
I.6	Les actions .....	4
I.7	Les sollicitations.....	6
I.8	Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	6

### Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments

II.1	Introduction .....	12
II.2	les planchers .....	12
II.3	L'acrotère .....	17
II.4	Les escaliers .....	18
II.5	Les Murs .....	22
II.6	Les poutres .....	24
II.7	Les poteaux .....	25
II.8	Les voiles .....	36
II.9	Conclusion .....	36

### Chapitre III Étude des éléments secondaires

III.1	Introduction .....	38
III.2	Etude des poutrelles .....	38
III.3	Ferraillage de la dalle de compression.....	69
III.4	Etude des dalles pleines .....	70
III.5	Acrotère.....	82
III.6	Etude de l'ascenseur .....	87

# Sommaire

---

III.7	Etude des escaliers.....	96
III.8	Conclusion.....	126

## Chapitre IV Étude dynamique

IV.1	Introduction .....	118
IV.2	Méthodes de calcul .....	118
IV.3	Description du logiciel SAP 2000 .....	122
IV.4	Disposition des voiles .....	123
IV.5	Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP 2000 .....	124
IV.6	Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003.....	129
IV.7	Conclusion.....	130

## Chapitre V Étude des éléments structuraux

V.1	Introduction .....	131
V.2	Etude des poteaux.....	131
V.3	Etude des poutres.....	140
V.4	Vérification des zones nodales .....	149
V.5	Etude des voiles .....	152
VI.6	Conclusion.....	162

## Chapitre VII Étude des fondations

VII.1	Introduction .....	163
VII.2	Choix du type des fondations .....	163
VII.3	Combinaisons d'actions à considérer.....	163
VII.4	Etude des fondations.....	163
VII.5	Etude du voile périphérique .....	178
VII.6	Conclusion.....	182

**Conclusion générale**

**Bibliographie**

**Annexes**

<b>Figure I.1:</b> Diagramme contrainte - déformation réel du béton.....	9
<b>Figure I.2:</b> Diagramme contrainte - déformation de calcul du béton.....	9
<b>Figure I.3:</b> Diagramme contrainte – déformation du béton.....	9
<b>Figure I.4:</b> Diagramme contraintes-Déformations de l’acier.....	11
<b>Figure II.1:</b> Plancher à corps creux.....	12
<b>Figure II.2:</b> plancher terrasse inaccessible.....	13
<b>Figure II.3:</b> plancher étage courant.....	15
<b>Figure II.4:</b> coupe transversale d’une poutrelle.....	15
<b>Figure II.5:</b> dalle sur deux appuis.....	16
<b>Figure II.6:</b> dalle sur trois appuis.....	16
<b>Figure II.7:</b> dalle sur quatre appuis.....	16
<b>Figure II.8 :</b> coupe de l’acrotère.....	17
<b>Figure II.9:</b> Schéma de l’escalier.....	19
<b>Figure II.10:</b> Schéma statique de l’escalier type1.....	19
<b>Figure II.11:</b> Schéma statique de l’escalier type 2.....	20
<b>Figure II.12 :</b> coupe d’un mur extérieur.....	23
<b>Figure II.13:</b> coupe d’un Mur intérieur.....	23
<b>Figure II.14:</b> Schéma de dégression des surcharges.....	26
<b>Figure II.15:</b> vue en plan avec le repérage des poteaux (P1) et (P2).....	27
<b>Figure II.16:</b> Surface afférente du poteau P1.....	27
<b>Figure II.17:</b> Surface afférente de N1, N8, et N10.....	30
<b>Figure II.18:</b> Surface afférente de N2 et N3.....	30
<b>Figure II.19:</b> Surface afférente de N4, N5, N6et N7.....	30
<b>Figure II.20:</b> Surface afférente de N9.....	30
<b>Figure II.21:</b> Hauteur libre d’étage.....	36
<b>Figure III.1 :</b> disposition des poutrelles d’étage d’habitation.....	38
<b>Figure III.2 :</b> Schéma statique du 1 <sup>er</sup> type de poutrelles.....	39
<b>Figure III.3 :</b> Schéma statique du 2 <sup>ème</sup> type de poutrelles.....	39
<b>Figure III.4 :</b> Schéma statique du 3 <sup>ème</sup> type de poutrelles.....	39
<b>Figure III.5 :</b> Schéma statique du 4 <sup>ème</sup> type de poutrelles.....	39
<b>Figure III.6 :</b> Schéma statique du 5 <sup>ème</sup> type de poutrelles.....	39

<b>Figure III.7</b> : Schéma statique du 6 <sup>ème</sup> type de poutrelles.....	39
<b>Figure III.8</b> : Schéma d'une poutre continue.....	40
<b>Figure III.9</b> : Moments d'une poutre à plus de deux travées.....	41
<b>Figure III.10</b> : Moments d'une poutre à 2 travées.....	41
<b>Figure III.11</b> : Effort tranchant d'une poutre à 2 travées.....	41
<b>Figure III.12</b> : Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées.....	42
<b>Figure III.13</b> : Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot.....	43
<b>Figure III.14</b> : Schéma statique de poutrelle type 2.....	45
<b>Figure III.15</b> : schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	70
<b>Figure III.16</b> : panneau de dalle du sous sol 1.....	70
<b>Figure III.17</b> : Section de la dalle pleine a ferrailé.....	71
<b>Figure III.18</b> : schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	76
<b>Figure III.19</b> : panneau de dalle sur 3 appuis.....	76
<b>Figure III.20</b> : section de la dalle pleine à ferrailer.....	77
<b>Figure III.21</b> : Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.....	79
<b>Figure III.22</b> : dalle pleine sur 2 appuis.....	79
<b>Figure III.23</b> : schéma de ferrailage des dalles sur 2 appuis.....	81
<b>Figure III.24</b> : schéma statique de l'acrotère.....	82
<b>Figure III.25</b> : schéma de ferrailage de l'acrotère.....	87
<b>Figure.III.26</b> : dalle de la cage d'ascenseur.....	88
<b>Figure III.27</b> : la surface d'impact.....	92
<b>Figure III.28</b> : vue en coupe du ferrailage de la dalle.....	95
<b>Figure III.29</b> : schéma du ferrailage de la dalle.....	96
<b>Figure III.30</b> : Schéma de l'escalier type I.....	96
<b>Figure III.31</b> : Schéma statique de l'escalier type I.....	96
<b>Figure III.32</b> : schéma de ferrailage des volées.....	99
<b>Figure III.33</b> : schéma statique de palier intermédiaire.....	99
<b>Figure III.34</b> : schéma de ferrailage de palier intermédiaire.....	101
<b>Figure III.35</b> : schéma statique de la poutre palière.....	101
<b>Figure III.36</b> : section creuse équivalente.....	103
<b>Figure III.37</b> : schéma de ferrailage de la poutre palière.....	105
<b>Figure III.38</b> : schéma d'un escalier de type II.....	106
<b>Figure III.39</b> : schéma de ferrailage des volées.....	108
<b>Figure III.40</b> : schéma statique de la poutre brisée.....	109

<b><u>Figure III.41:</u></b> schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	113
<b><u>Figure III.42:</u></b> schéma de ferrailage de la poutre de chainage.....	116
<b><u>Figure IV.1:</u></b> Disposition des voiles.....	123
<b><u>Figure V.1:</u></b> Section d'un poteau.....	136
<b><u>Figure V.2:</u></b> Zone de recouvrement.....	138
<b><u>Figure V.3:</u></b> Schéma de ferrailage des poutres principales étage courant et bureau.....	149
<b><u>Figure V.3:</u></b> Schéma de la Zone nodale.....	149
<b><u>Figure V.4:</u></b> Repérage des voiles.....	153
<b><u>Figure V.5:</u></b> Schéma d'un voile plein.....	154
<b><u>Figure V.6:</u></b> Schéma de ferrailage du voile $V_{x3}$ (étage 1 à 3).....	159
<b><u>Figure V.8:</u></b> Schéma de ferrailage des linteaux.....	161
<b><u>Figure VI.1:</u></b> schéma d'une semelle isolée.....	163
<b><u>Figure VI. 2:</u></b> Semelle filante.....	165
<b><u>Figure VI.3:</u></b> différentes charges agissant sur la semelle.....	167
<b><u>Figure VI.4:</u></b> schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteau.....	169
<b><u>Figure VI.5:</u></b> Charges agissantes sur la poutre de rigidité.....	170
<b><u>Figure VI.6:</u></b> schéma statique d'une poutre à deux travées.....	171
<b><u>Figure VI.7:</u></b> schéma statique de la poutre de rigidité.....	172
<b><u>Figure VI.8:</u></b> Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité.....	174
<b><u>Figure VI.9:</u></b> schéma de ferrailage des longrines.....	178
<b><u>Figure VI.10:</u></b> Voile périphérique.....	178
<b><u>Figure VI.11:</u></b> Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	182



<b>Tableau II.1:</b> Charge permanente revenant au plancher terrasse inaccessible.....	13
<b>Tableau II.2:</b> Charge permanente revenant au plancher terrasse accessible.....	14
<b>Tableau II.3:</b> Charge permanente revenant aux planchers étage courant.....	14
<b>Tableau II.4:</b> Évaluation des charges des planchers à dalle pleine.....	17
<b>Tableau II.5:</b> Évaluation des charges de L’acrotère de terrasse accessible.....	18
<b>Tableau II.6:</b> Évaluation des charges de l’acrotère de terrasse inaccessible.....	18
<b>Tableau II.7:</b> tableau récapitulatif des dimensions d’escalier.....	21
<b>Tableau II.8:</b> Évaluation des charges sur la volée.....	21
<b>Tableau II.9:</b> Évaluation des charges sur le palier.....	22
<b>Tableau II.10:</b> Charge permanente revenant aux murs extérieurs.....	22
<b>Tableau II.11:</b> Charge permanente revenant aux murs intérieurs.....	23
<b>Tableau II.12:</b> évaluation des poids propres des poteaux.....	28
<b>Tableau II.13:</b> Descente de charge du poteau (P1).....	29
<b>Tableau II.14:</b> Descente de charge du poteau (P2).....	32
<b>Tableau II.15 :</b> Résultats de la descente de charge obtenus pour les deux poteaux.....	32
<b>Tableau II.16:</b> Résultats de la Vérification à la compression simple.....	34
<b>Tableau II.17:</b> Résultats de la vérification au flambement.....	35
<b>Tableau III.1:</b> Charges et surcharges d’exploitation sur les poutrelles.....	44
<b>Tableau III.2:</b> sollicitations à l’ELU.....	49
<b>Tableau III.3:</b> sollicitations à l’ELS.....	49
<b>Tableau III.4:</b> sollicitations à l’ELU.....	49
<b>Tableau III.5:</b> sollicitations à l’ELS.....	49
<b>Tableau III.6:</b> sollicitations à l’ELU.....	50
<b>Tableau III.7:</b> sollicitations à l’ELS.....	50
<b>Tableau III.8:</b> Sollicitations à l’ELU.....	50
<b>Tableau III.9:</b> sollicitations à l’ELS.....	50
<b>Tableau III.10:</b> sollicitations à l’ELU.....	50
<b>Tableau III.11:</b> sollicitations à l’ELS.....	51
<b>Tableau III.12:</b> sollicitations à l’ELU.....	51
<b>Tableau III.13:</b> sollicitations à l’ELS.....	51
<b>Tableau III.14:</b> sollicitations à l’ELU.....	51
<b>Tableau III.15:</b> sollicitations à l’ELS.....	51

<b>Tableau III.16:</b> sollicitations à l'ELU.....	51
<b>Tableau III.17:</b> sollicitations à l'ELS.....	52
<b>Tableau III.18:</b> sollicitations à l'ELU.....	52
<b>Tableau III.19:</b> sollicitations à l'ELS.....	52
<b>Tableau III.20:</b> sollicitations à l'ELU.....	52
<b>Tableau III.21:</b> sollicitations à l'ELS.....	52
<b>Tableau III.22:</b> sollicitations à l'ELU.....	52
<b>Tableau III.23:</b> sollicitations à l'ELS.....	53
<b>Tableau III.24:</b> sollicitations à l'ELU.....	53
<b>Tableau III.25:</b> sollicitations à l'ELS.....	53
<b>Tableau III.26:</b> sollicitations à l'ELU.....	53
<b>Tableau III.27:</b> sollicitations à l'ELS.....	53
<b>Tableau III.28:</b> sollicitations à l'ELU.....	53
<b>Tableau III.29:</b> sollicitations à l'ELS.....	54
<b>Tableau III.30:</b> sollicitations à l'ELU.....	54
<b>Tableau III.31:</b> sollicitations à l'ELS.....	54
<b>Tableau III.32:</b> sollicitations à l'ELU.....	54
<b>Tableau III.33:</b> sollicitations à l'ELS.....	54
<b>Tableau III.34:</b> sollicitations les plus défavorables des poutrelles (étage habitation).....	55
<b>Tableau III.35:</b> sollicitations les plus défavorables des poutrelles (étage commercial).....	55
<b>Tableau III.36:</b> sollicitations les plus défavorables des poutrelles (étage bureau).....	55
<b>Tableau III.37:</b> sollicitations les plus défavorables des poutrelles (terrasse accessible).....	55
<b>Tableau III.38:</b> sollicitations les plus défavorables des poutrelles (terrasse inaccessible).....	55
<b>Tableau III.39:</b> les sollicitations maximales des poutrelles.....	56
<b>Tableau III.40:</b> ferrailage des poutrelles de tous les étages.....	66
<b>Tableau III.41:</b> vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages.....	66
<b>Tableau III.42:</b> vérification de l'état limite de déformation.....	67
<b>Tableau III.43:</b> schéma de ferrailage des poutrelles.....	69
<b>Tableau III.44:</b> Calcul du ferrailage du panneau sur 4 appuis.....	73
<b>Tableau III.45:</b> vérification de la contrainte de compression dans le béton.....	74
<b>Tableau III.46:</b> calcul des sollicitations.....	76
<b>Tableau III.47:</b> calcul du ferrailage de la dalle sur 3 appuis.....	77
<b>Tableau III.48:</b> vérification des contraintes.....	77
<b>Tableau III.49:</b> le ferrailage de la dalle pleine sur 02 appuis.....	80

<b><u>Tableau III.50:</u></b> les sollicitations du calcul.....	83
<b><u>Tableau III.51:</u></b> section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	90
<b><u>Tableau III.52:</u></b> vérification des contraintes.....	91
<b><u>Tableau III.53:</u></b> ferrailage de la dalle de la salle des machines.....	93
<b><u>Tableau III.54:</u></b> vérification des contraintes.....	95
<b><u>Tableau III.4.1:</u></b> les sollicitations d'escalier type 1.....	97
<b><u>Tableau III.4.2:</u></b> ferrailage d'escalier type 1.....	97
<b><u>Tableau III.4.3:</u></b> vérification des contraintes à l'ELS d'escalier type 1.....	98
<b><u>Tableau III.4.4:</u></b> le ferrailage du palier intermédiaire.....	100
<b><u>Tableau III.4.5:</u></b> ferrailage de la poutre palière.....	102
<b><u>Tableau III.4.6:</u></b> ferrailage d'un escalier de type II.....	106
<b><u>Tableau III.4.7:</u></b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	108
<b><u>Tableau III.4.8:</u></b> ferrailage de la poutre brisée.....	110
<b><u>Tableau III.4.9:</u></b> Armatures longitudinales.....	114
<b><u>Tableau III.4.10:</u></b> vérification de la flèche.....	116
<b><u>Tableau IV.1 :</u></b> Valeurs des pénalités $P_q$ .....	119
<b><u>Tableau IV.2:</u></b> Périodes et taux de participation.....	124
<b><u>Tableau IV.3:</u></b> Modes de déformation.....	125
<b><u>Tableau IV.4:</u></b> Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	126
<b><u>Tableau IV.5:</u></b> Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.....	126
<b><u>Tableau IV.6:</u></b> Vérification de l'effort normal réduit.....	127
<b><u>Tableau IV.7:</u></b> Vérification des déplacements.....	128
<b><u>Tableau IV.8:</u></b> Vérification a L'effet $P-\Delta$ .....	129
<b><u>Tableau IV.9:</u></b> Vérification de la résultante des forces.....	130
<b><u>Tableau V.1:</u></b> Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	132
<b><u>Tableau V.2:</u></b> Sollicitations dans les poteaux.....	133
<b><u>Tableau V.3:</u></b> Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	133
<b><u>Tableau V.4:</u></b> Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	134
<b><u>Tableau V.5:</u></b> Justification de l'effort normal réduit.....	135
<b><u>Tableau V.6:</u></b> Vérification des contraintes dans le béton.....	136
<b><u>Tableau V.7:</u></b> Vérification des contraintes tangentielles.....	137
<b><u>Tableau V.8:</u></b> Schémas de ferrailage des poteaux.....	139

<b><u>Tableau V. 9:</u></b> les sollicitations dans les poutres.....	141
<b><u>Tableau V. 10:</u></b> Les armatures longitudinales dans les poutres.....	142
<b><u>Tableau V. 11:</u></b> Vérification des contraintes tangentielles.....	144
<b><u>Tableau V.12:</u></b> Vérification au cisaillement.....	144
<b><u>Tableau V.13:</u></b> Vérification de l'état limite de compression du béton.....	144
<b><u>Tableau V.14:</u></b> Vérification à la flèche.....	145
<b><u>Tableau V.15:</u></b> sections de ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires..	148
<b><u>Tableau V.16:</u></b> Moments résistant dans les poteaux.....	150
<b><u>Tableau V.17:</u></b> Moments résistants dans les poutres.....	150
<b><u>Tableau V.18:</u></b> Vérification des zones nodales.....	151
<b><u>Tableau V.19:</u></b> Récapitulation des efforts dans les voiles pour les deux sous-sols, RDC....	155
<b><u>Tableau V.20:</u></b> Récapitulation des efforts dans les voiles pour l'étage 4,5 et 6.....	155
<b><u>Tableau V.21:</u></b> Ferrailage des voiles selon xx' du SS, RDC, étage 1,2 et 3.....	156
<b><u>Tableau V.22:</u></b> Ferrailage des voiles selon xx' de l'étage 1,2, 3, 4, 5 et 6.....	157
<b><u>Tableau V.23:</u></b> Ferrailage des voiles selon yy' du SS, RDC, étage 1,2 et 3.....	158
<b><u>Tableau V.24:</u></b> Ferrailage des voiles selon yy' de l'étage 4,5 et 6.....	158
<b><u>Tableau V.25:</u></b> Sollicitation de calcul dans les linteaux// à x-x'.....	159
<b><u>Tableau V.26:</u></b> Sollicitation de calcul dans les trumeaux// à x-x'.....	160
<b><u>Tableau V.27:</u></b> Ferrailage longitudinal des linteaux.....	160
<b><u>Tableau V.28:</u></b> Ferrailage des trumeaux selon xx'.....	162
<b><u>Tableau VI.1:</u></b> sollicitations agissant sur la poutre de rigidité.....	173
<b><u>Tableau VI.2:</u></b> ferrailage de la poutre de rigidité.....	173
<b><u>Tableau VI.3:</u></b> Ferrailage longitudinal des longrines.....	177
<b><u>Tableau VI.4:</u></b> tableau de ferrailage.....	180
<b><u>Tableau VI.5:</u></b> résultats de calcul et vérification à l'ELS.....	181

## Symboles et notations.

La signification des principales notations est suivante:

**E:** Séisme.

**G:** Charges permanents.

**M:** Charges d'exploitation à caractère particulier.

**Q:** Action variables quelconques.

**S:** Action dues à la neige, sollicitations.

**W:** Action dues au vent.

**A<sub>s</sub>:** Aire d'un acier.

**B:** Aire d'une section en béton.

**E:** Module d'élasticité longitudinal.

**E<sub>b</sub>:** Module de déformation longitudinal du béton.

**E<sub>i</sub> :** Module de déformation instantanée (E<sub>ij</sub> a l'âge de jours).

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

**E<sub>v</sub> :** Module de déformation différée (E<sub>vj</sub> pour chargement appliqué à l'age de j jours).

**F:** Force ou action en général.

**I:** Moment d'inertie.

**L:** Longueur ou portée.

**M:** Moment en général.

**M<sub>G</sub>:** Moment fléchissant développé par les charges permanentes.

**M<sub>Q</sub>:** Moment fléchissant développé par les charges ou action variable.

**a:** Une dimension (en général longitudinal).

**b:** Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section ).

**b<sub>0</sub>:** Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

**d:** Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

**d':** Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée

**e:** Excentricité d'une résultante ou d'un effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

**f:** Flèche.

**f<sub>e</sub>:** Limite d'élasticité de l'acier.

**f<sub>cj</sub>:** Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.

**f<sub>tj</sub>:** Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge j jours.

**f<sub>c28</sub> et f<sub>t28</sub> :** Grandeurs précédentes avec j= 28 jours.

**g:** Densité des charges permanentes.

**h<sub>0</sub>:** Epaisseur d'une membrure de béton.

**h:** Hauteur totale d'une section de B.A.

**i:** Rayon de giration d'une section.

**j:** Nombre de jours.

**k:** Coefficient en général.

**l:** Longueur ou portée ( on utilise aussi L).

**l<sub>f</sub>:** Longueur de flambement.

**l<sub>s</sub>:** Longueur de scellement.

**n:** Coefficient d'équivalence acier – béton.

**p:** Action unitaire de pesanteur.

**q:** Charge variable.

**s<sub>t</sub>:** Espacement des armatures transversales.

**x:** Coordonnée en général ,abscisse en particulier.

**σ<sub>bc</sub>:** Contrainte de compression du béton.

**Br :** Section réduite.

**C<sub>τ</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>).

**Ma :** Moment sur appui.

**Mu :** Moment de calcul ultime.

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

**M<sub>t</sub>** : Moment en travée.

**W**: poids propre de la structure.

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

**$\gamma_h$**  : Poids volumique humide ( $t/m^3$ ).

**$\sigma$**  : Contrainte normale.

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

**$\nu$**  : Coefficient de poisson

# **Introduction générale**



## **Introduction :**

L'intensité des forces sismiques assaillant un bâtiment lors d'un séisme est fonction non seulement des spécificités du mouvement sismique lui-même (Kobé, Japon, 1995 et Fukushima, 2011), mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

En effet, l'ingénieur du génie civil est partie prenante dans conception et la réalisation d'édifices propres à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux fonctionnels, prendre en ligne de compte la résistance et l'économie (en tenant compte du coût de réalisation) ainsi que l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Ces impératifs font en sorte que les études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements, limiter les risques de torsion, éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est tributaire de certaines considérations, à savoir la hauteur du bâtiment, son usage futur, sa capacité portante, les contraintes architecturales et avant tout la zone sismique où l'ouvrage est projeté d'être implanté. On voit ainsi qu'on ne saurait déroger aux règles parasismiques.

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

Pour cela, nous allons suivre les démarches que nous a décrites ce plan de travail :

- le premier chapitre est consacré aux les généralités de la structure et de son milieu d'implantation ;
- le deuxième au pré-dimensionnement des éléments structuraux.
- le troisième au calcul des éléments secondaires ;
- le quatrième traite de l'étude dynamique ;
- le cinquième se focalise sur le calcul des éléments structuraux ;
- le sixième et dernier chapitre aborde l'étude de l'infrastructure ;
- notre travail se termine par une conclusion générale.

# **Chapitre I**

## **Généralités**

### I.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+7 avec deux sous sols, cette structure est destinée à usage d'habitation de commerce, est classé d'après le règlement parasismique algérien « RPA99/version 2003 » dans le groupe 2B, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé à Akbou, sur le territoire de la wilaya de Bejaia, classé d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), article (3.1) en zone IIa (zone de moyenne sismicité).

### I.2. Les données géométriques relatives à cet ouvrage

- La longueur du bâtiment :..... 24.00m.
- La largeur du bâtiment :.....17.60m.
- Hauteur totale du bâtiment :.....25.50m.
- Hauteur du sous sol :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sous sol 1 :} \dots 3.91\text{m.} \\ \text{Sous sol 2 :} \dots 4.93\text{m.} \end{array} \right.$
- Hauteur du RDC :.....4.08m.
- Hauteur des autres étages :.....3.06m.

### I.3. Définition des éléments de l'ouvrage

Parmi les éléments essentiels de l'ouvrage, nous avons :

#### I.3.1. Ossature

Selon le **RPA 99, version 2003 (article 4.a)**, qui exige que toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone IIa, son type de contreventement devra être mixte (voiles et portiques), avec justification de l'interaction : (les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage, et les voiles ne doivent pas reprendre plus de 20% de l'effort vertical). De ce fait, notre bâtiment sera doté d'un contreventement mixte.

#### I.3.2. Les planchers

Ce sont des aires généralement planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment. Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles).

#### I.3.3. 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.

### **I.3.4. Les éléments de remplissage**

**Les murs d'extérieurs** : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur faite pour assurer l'isolation thermique et phonique.

**Les murs intérieurs** : ils sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur de 10cm.

### **I.3.5. La terrasse**

Notre projet comporte une terrasse inaccessible.

### **I.3.6. L'acrotère**

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

### **I.3.7. Voiles**

Ils sont réalisés en béton armé, les choix du nombre, dimensions et emplacement seront étudiés ultérieurement (**chapitre IV**).

## **I.4. Règlements et normes utilisés**

Notre étude a suivi les règlements suivants:

- ❖ RPA99 /version 2003 (Règlement Parasismique Algérien)
- ❖ CBA93 (Code du Béton Armé).
- ❖ DTR B.C.2.2. (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- ❖ BAEL91 modifié99 (Béton Armé aux États Limites).

## **I.5. États limites**

On appelle un état limite, un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Ouvrages et éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation. Un état limite est donc atteint lorsqu'une condition requise d'une construction est strictement satisfaite ; elle cesserait de l'être en cas de modification dans le sens défavorable d'une des actions agissant sur elle. On distingue:

### 1.5.1. États Limites de Service (ELS)

Ce sont eux qui mettent en cause le comportement de la construction en exploitation, on distingue deux cas:

- ouverture des fissures ;
- déformation des éléments ;
- état limite de compression du béton.

### 1.5.2. États Limites Ultimes (ELU)

La sécurité de l'ouvrage est de leur ressort. Ils ne désignent pas nécessairement « *effondrement* », mais la plastification des matériaux et les grandes déformations résultantes, sont souvent considérées comme une ruine. On distingue:

- équilibre statique ;
  - résistance d'un élément de la construction ;
  - stabilité de forme (flambement) ;
  - fatigue.
- **Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites: BAEL (Art .A.4. 3.2) ;**
    - **Calcul aux états limites ultimes:**

Les principales hypothèses du calcul des sections en béton armé aux ELU sont les suivantes :

- ✓ les sections planes restent planes après déformation ;
- ✓ il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures ;
- ✓ le béton tendu est négligé,
- ✓ le diagramme contrainte/déformation utilisé est le diagramme parabole rectangle (figure I-3).
  - ✓ le comportement de l'acier est défini par le diagramme contrainte/déformation de calcul (figure 1.4).
  - ✓ les déformations des sections sont limitées pour l'allongement de l'acier à 10‰, le raccourcissement du béton à 3.5‰ en flexion et de 2‰ pour la compression.

- **Calcul aux états limites de service:**

L'ELS est déterminant par rapport à l'ELU lorsque la fissuration est considérée comme très préjudiciable à la tenue de l'ouvrage dans le temps (FTP) et parfois lorsqu'elle est préjudiciable (FP). Dans ce dernier cas, on dimensionnera à l'ELU et on vérifiera que la section d'acier est suffisante pour l'ELS. En FTP, le calcul de la section d'acier doit être fait directement à l'ELS.

Les principales hypothèses de calcul des sections en béton armé aux ELS sont les suivantes:

- ✓ les sections planes restent planes après déformation ;
- ✓ il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures ;
- ✓ le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques ;
- ✓ le béton tendu est négligé ;
- ✓ le rapport entre le module d'élasticité longitudinale de l'acier et le module d'élasticité du béton est égale à 15.

$$n = \frac{E_s}{E_b} \quad n : \text{Coefficient d'équivalence.}$$

## I.6. Les actions

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

### I.6.1. Les différents types d'actions

- **Les actions permanentes (G) :** Ce sont les actions dont la variation dans le temps est négligeable. Elles comprennent :
  - le poids propre de la structure ;
  - le poids des cloisons, revêtements et superstructures fixes ;
  - le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides ;
  - les déformations imposées à la structure.
- **Les actions variables (Q) :** Ce sont les actions dont l'intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps. Elles comprennent :
  - les charges d'exploitations.
  - les charges climatiques (neige et vent).
  - les effets thermiques.
- **Les actions accidentelles (FA) :** elles proviennent d'un phénomène se produisant rarement et dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage. On peut en citer :
  - les chocs ;
  - les séismes ;
  - 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 de chargement le plus défavorable.

### a - Combinaison d'action 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 :

$$1.35G_{\max}+G_{\min}+1.5Q_1+\sum 1.3\Psi_{oi} Q_i$$

$\Psi_{oi} = 0.77$  pour les bâtiments à usage courant.

$\Psi_{oi}$ : Coefficient de pondération.

#### ➤ Situations accidentelles :

$$1.35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\Psi_{1i} Q_1+\sum \Psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

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

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

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

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

### b - Combinaison d'action à l'ELS : CBA93 (article A.3.3.3)

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

$\Psi_{oi} = 0.6$  pour l'effet de la température.

Avec :

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

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

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

### c - Combinaisons de calcul : RPA99 version 2003

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

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situations accidentelles} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \\ \\ \text{G}+Q\pm E. \\ \text{G}+Q\pm 1.2E. \\ 0.8G\pm E. \end{array} \right.$$

## I.7. Les sollicitations

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

## I.8. Caractéristiques mécaniques des matériaux

### 1.8.1. Le béton

Le béton est un mélange d'agréments (gravillons, sable), de liants (ciments) et d'eau en qualités convenables et dans des proportions bien définies, pour obtenir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300-400kg/m<sup>3</sup> de béton mis en œuvre ; en dessous de 300 kg/m<sup>3</sup> les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables.

#### a- Résistance caractéristique du béton : (BAEL 91, Art. 2-1-11)

Pour l'établissement des projets dans les cas courants, le béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée) notée «  $f_{c28}$  ».

$$f_{c28} = 25MPa \quad \text{CBA Art (A.2.1.1.1)}$$

La résistance caractéristique à la compression à «  $j$  » jour est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa (} j \leq 28\text{jours) .....CBA Art (A.2.1.1.1)} \\ f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40\text{Mpa (} j > 28\text{jours) .....CBA Art (A.2.1.1.1)} \\ j > 28j \rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \end{array} \right.$$



**b-Résistance caractéristique à la traction : (BAEL 91, Art. A-5-2-11) :**

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction à « j » jours d'âge notée «  $f_{tj}$  » est déduite de celle de la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa} \quad (\text{BAEL 91, Art. A-5-2-11})$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  on a  $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

**c- Contraintes admissibles du béton (BAEL 91, Art. A-4-3-41)**

- Contraintes admissibles de compression :

**ELU :**

La contrainte en compression est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91, Art. A-4-3-41})$$

Avec :

$\theta$  : dépend de la durée d'application de la charge.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 & \text{lorsque } 1 \text{ heure} \leq \text{ la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures.} \\ 0,85 & \text{lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

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

**ELS :**

La contrainte admissible en compression est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

- **Contraintes admissibles de cisaillement du béton : (BAEL 91, Art. A-5-2-11)**

– Fissuration peu nuisible FPN :  $\tau_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right)$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{cas durable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 4,34 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{cas accidentel.}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable FP ou FTP :

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

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots \text{cas durable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \dots \text{cas accidentel.}$$

#### d-Module de déformation du béton :

- **Module de déformation longitudinale du béton : (BAEL 91, Art. A-2-2-2)**

Le module de déformation «  $E_{ij}$  » à l'âge «  $j$  » jours est en fonction de la durée d'application des charges.

On distingue :

- Sous charges d'une courte durée (< 24 heures), le module de déformation instantanée du béton est :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad f_{c28}=25Mpa \Rightarrow E_{i28} = 32164,20Mpa \quad (\text{BAEL 91, Art. A-2-2-2})$$

- Sous charges d'une longue durée, le module de déformation différée du béton est :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad f_{c28}=25Mpa \Rightarrow E_{v28} = 10274,15Mpa \quad (\text{BAEL 91, Art. A-2-2-2})$$

- Le module de déformation transversal du béton est :

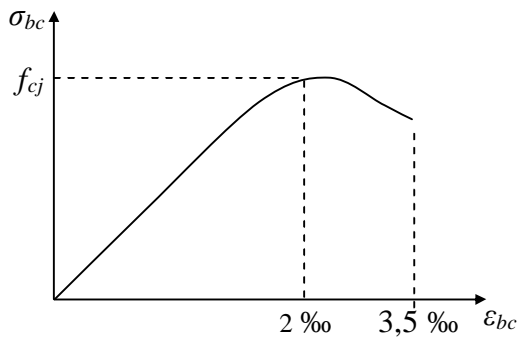
$$G = \frac{E}{2 + (\nu + 1)} \quad (\text{BAEL 91, Art. A-2-2-2})$$

$$\nu = \begin{cases} 0,2(ELS) \\ 0(ELU) \end{cases} \quad \nu : \text{Le coefficient de Poisson}$$

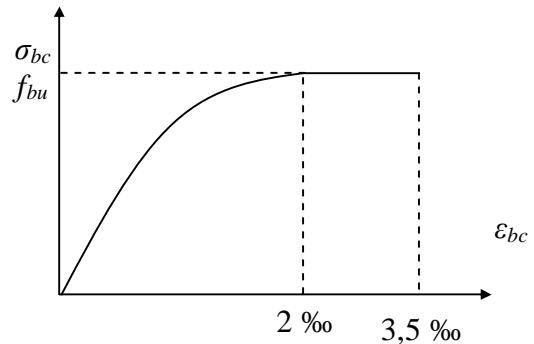
#### Diagramme contraintes - déformations du béton: (BAEL 91, Art. A-4-3-41)

**ELU :**

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5‰, nous avons un diagramme parabole-rectangle.



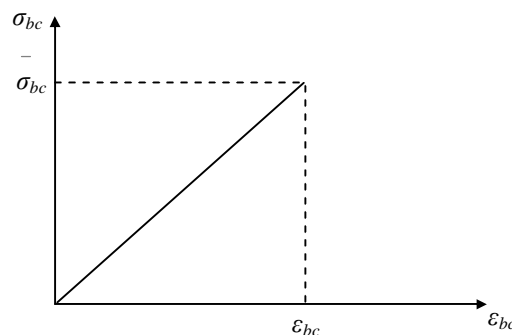
**Figure I.1:** Diagramme contrainte - déformation réel du béton



**Figure I.2:** Diagramme contrainte - déformation de calcul du béton

### ELS :

Nous avons un diagramme linéaire élastique, donc le diagramme contrainte - déformation est une droite.



**Figure I.3:** Diagramme contrainte – déformation du béton

### I.8.2. L'acier

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression.

L'acier est un matériau caractérisé par sa limite élastique  $f_e$  et son module d'élasticité  $E_s$ .

Les aciers utilisés sont des aciers à haute adhérence de nuance :  $FeE400 \Rightarrow f_e = 400MPa$ .

Nous utiliserons dans notre étude un seul type d'acier :

Acier à haute adhérence (HA) pour les armatures longitudinales et les armatures transversales en situation normale, caractérisées par :

- Limite élastique:  $f_e=400Mpa$  ;
- Contrainte admissible:  $\sigma_s=348Mpa$  ;
- Coefficient de fissuration:  $\eta=1.6$  ;

- Coefficient de sécurité:  $\gamma_s=1.15$  ;
- Module d'élasticité:  $E_s = 2.10^5$  Mpa.

• **Treillis soudés:**

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

\* TL50( $\phi > 6\text{mm}$ ) ;  $f_e=500\text{Mpa}$ .

\* TL52( $\phi \leq 6\text{mm}$ ) ;  $f_e=520\text{Mpa}$ .

**a-Contraintes limites dans l'acier : (BAEL 91, Art. A-4-3-2)**

**ELU :**

La contrainte limite de traction et de compression notée  $\sigma_{s10}$ , est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_s = \sigma_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$SDT \rightarrow \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{s10} = 348\text{MPa}$$

$$SA \rightarrow \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_{s10} = 400\text{MPa}$$

**ELS :**

La contrainte limite varie selon le type de fissuration :

- Fissuration peu nuisible (FPN) : (celle de l'ELU).

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

- Fissuration préjudiciable (FP) :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201,63\text{MPa}$$

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

- Fissuration très préjudiciable (FTP) :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 164,97\text{MPa}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1,6 & \rightarrow \text{acier à haute adhérence} \\ 1 & \rightarrow \text{acier rond lisse} \end{cases}$$

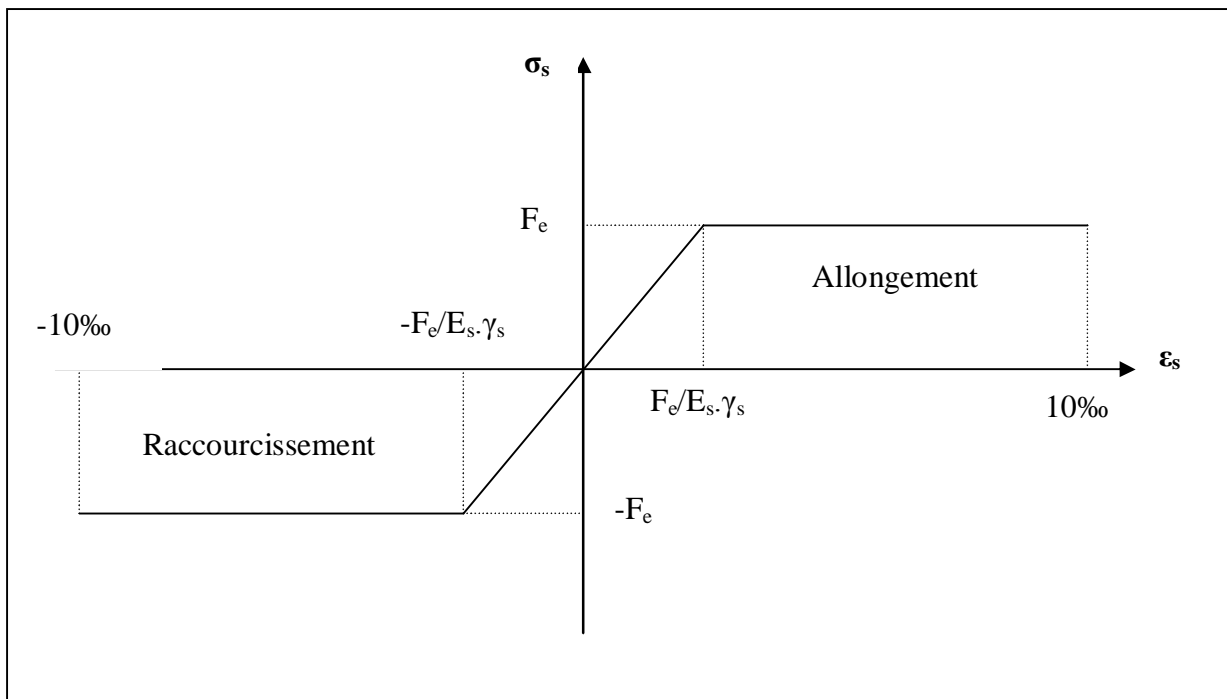
**b- Module d'élasticité longitudinale**

Sa valeur est donnée expérimentalement :

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

**Diagramme contraintes - déformations des aciers: (BAEL 91, Art. A-2-2-20)**

Le diagramme contraintes-déformations à considérer dans le calcul à l'ELU est défini conventionnellement comme suit :



**Figure I.4 :** Diagramme contraintes-Déformations de l'acier.

# **Chapitre II**

## **Pré-dimensionnement des éléments**

## II.1.Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments constituant notre bâtiment conformément aux règlements et normes en vigueur à savoir : BAEL91, RPA99 /version 2003 et le CBA93.

- **Pré-dimensionnement des éléments non structuraux**

Les éléments non structuraux sont ceux qui ne participent pas au contreventement de la structure.

## II.2. les planchers

Dans notre cas, nous avons opté pour des planchers à corps creux pour les étages courants, à des planchers à dalle pleine pour les balcons au niveau de la cage d'escalier et la cage d'ascenseur.

### II.2.1. les planchers à corps creux

Selon le CBA93, le plancher doit être dimensionné suivant la condition de la flèche suivante :

$$h_t \geq L/22.5 \dots\dots\dots\text{CBA93(art B.6.8.4.2).}$$

L : portée maximale entre nus d'appui dans le sens de la disposition des poutrelles.

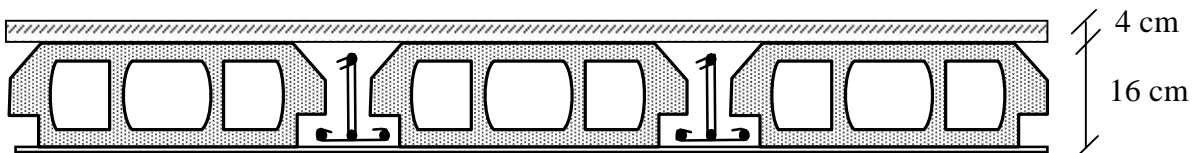
$h_t$  : hauteur du plancher.

$$L=370 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq 370/22.5 = 16.44\text{cm.}$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de 20 cm

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm : hauteur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm : hauteur de la table de compression.} \end{array} \right.$$



**Figure II.1:** Plancher à corps creux.

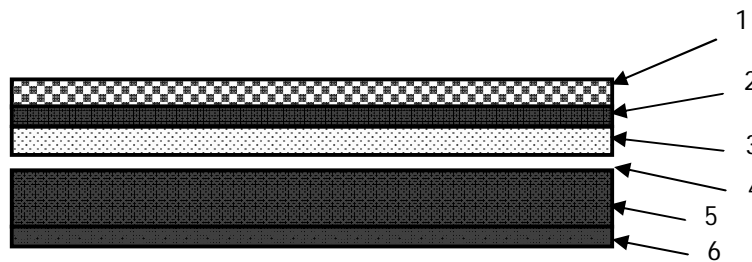
### Évaluation des charges et des surcharges :

#### ➤ plancher terrasse inaccessible :

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillons de protection	0.05	20	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Planche à corps creux (16+4)	0.20	/	2.85
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				$\Sigma = 6.53$

**Tableau II.1:** Charge permanente revenant au plancher terrasse inaccessible.

- La charge permanente totale est estimée à :  $G = 6.53 \text{ KN/m}^2$ .
- Il s'agit d'un plancher terrasse, la charge d'exploitation correspond à la charge due au personnel d'entretien :  $\Rightarrow Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$ .....DTR B.C.2.2.



**Figure II.2:** plancher terrasse inaccessible.



➤ **Plancher terrasse accessible :**

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
6	Isolation thermique	0.04	4	0.16
7	Planche à corps creux (16+4)	0.2	/	2.85
8	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				<b>Σ = 6.91</b>

**Tableau II.2:** Charge permanente revenant au plancher terrasse accessible.

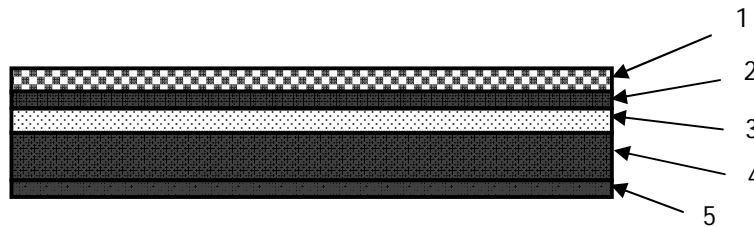
- La charge permanente totale est estimée à :  $G = 6.91 \text{ KN/m}^2$ .
- La charge d'exploitation  $Q=1.5$ .

➤ **Planchers étage courant :**

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	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	0.03	18	0.54
4	Planche à corps creux (16+4)	0.20	/	2.85
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
				<b>Σ = 4.43</b>

**Tableau II.3:** Charge permanente revenant aux planchers étage courant.

- La charge permanente totale est estimée à :  $G = 4.43 \text{ KN/m}^2$ .
  - Plancher à usage bureau  $\Rightarrow Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$ .....DTR B.C.2.2.
  - Plancher à usage d’habitation  $\Rightarrow Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$ .....DTR B.C.2.2.
  - Plancher à usage commercial  $\Rightarrow Q = 5 \text{ KN/m}^2$ .....DTR B.C.2.2.
- Avec Q charge d’exploitation.



**Figure II.3:** plancher étage courant

**II.2.1.1. les poutrelles :**

Ce sont des éléments préfabriqués en béton armé ou coulés sur place en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

Le choix du sens de disposition se fait par rapport aux critères suivants :

- le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche ;
- le critère de continuité (le maximum d’appuis).

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \dots\dots\dots\text{CBA93 (art A.4.1.3)}$$

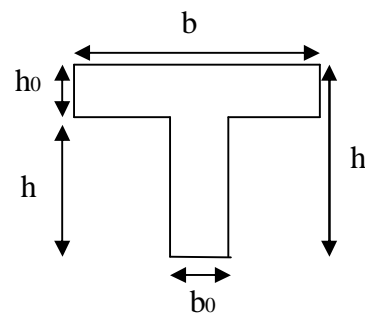
Avec:  $b_0 = 10 \text{ cm}$

$L_x$  : distance entre nus de poutrelles.

$L_y$  : distance entre nus d’appuis des poutrelles.

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{370}{10}\right)$$

Après calcul, on trouve :  $b = 65 \text{ cm}$



**Figure II.4:** coupe transversale d’une poutrelle.

Donc  $b = 65 \text{ cm}$ ;  $b_0 = 10 \text{ cm}$ ;  $h_t = 20 \text{ cm}$ ;  $h_0 = 4 \text{ cm}$

### II.2.1.2. Les planchers à dalle pleine

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

#### a. critère de résistance à la flexion :

- $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$  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 de la dalle la plus sollicitée.

$L_y$  : est la grande portée de la dalle.

#### b. coupe-feu :

- $e \geq 7\text{cm}$  pour une heure de coupe-feu ;
- $e \geq 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu.

Dans notre bâtiment, d'après les plans d'architectes, trois types de planchers se présentent, à savoir :

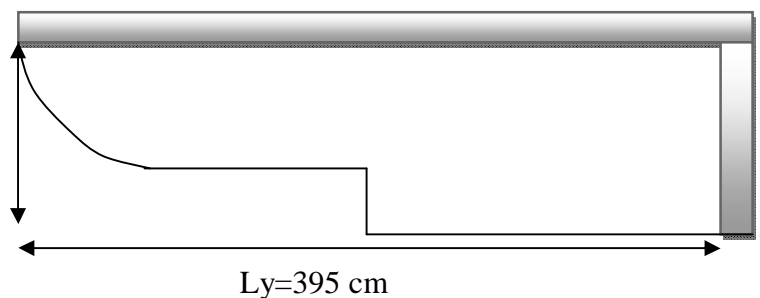
##### 1. dalle sur deux appuis :

$L_x=150\text{cm}$ ;  $L_y=395\text{cm}$

$L_x/35 \leq e \leq L_x/30$        $L_x=150\text{cm}$

$150/35 \leq e \leq 150/30$

$4.28 \leq e \leq 5\text{cm}$



**Figure II.5:** dalle sur deux appuis.

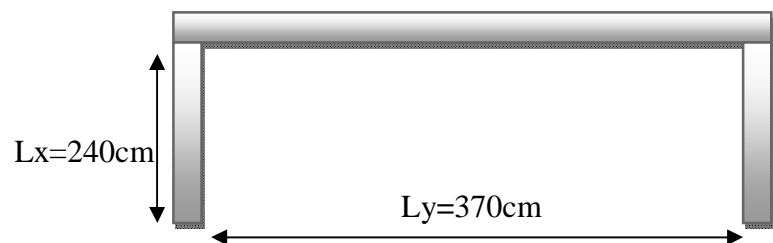
##### 2. dalle sur trois appuis :

$L_x=150\text{cm}$ ;  $L_y=395\text{cm}$

$L_x/50 \leq e \leq L_x/40$

$240/50 \leq e \leq 240/40$

$4.8 \leq e \leq 6\text{cm}$



**Figure II.6:** dalle sur trois appuis.

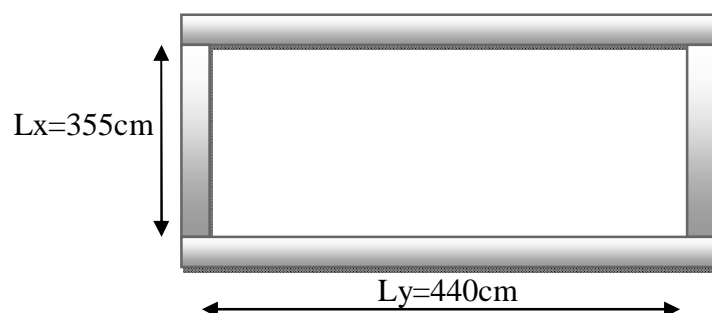
##### 2. dalle sur quatre appuis :

$L_x=355\text{cm}$ ;  $L_y=440\text{cm}$

$L_x/50 \leq e \leq L_x/40$

$355/50 \leq e \leq 355/40$

$7.1 \leq e \leq 8.87\text{cm}$



**Figure II.7:** dalle sur quatre appuis.

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

### Évaluation des charges et des surcharges :

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine	25	0.14	3.50
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Enduit en ciment	18	0.015	0.27
			$\Sigma = 4.97$

**Tableau II.4:** Évaluation des charges des planchers à dalle pleine.

- La charge permanente totale est estimée à :  $G = 4.97 \text{ KN/m}^2$ .
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons est estimée à  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ .

### II.3. L'acrotère

Élément structural contournant le bâtiment, l'acrotère est conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère, réalisé en béton armé, est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), car la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal  $N_G$  et une charge d'exploitation non pondérée estimée à  $1 \text{ KN/ml}$  provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique  $F_p$ .

#### Calcul de la section de l'acrotère :

Terrasse accessible :  $H=100\text{cm}$

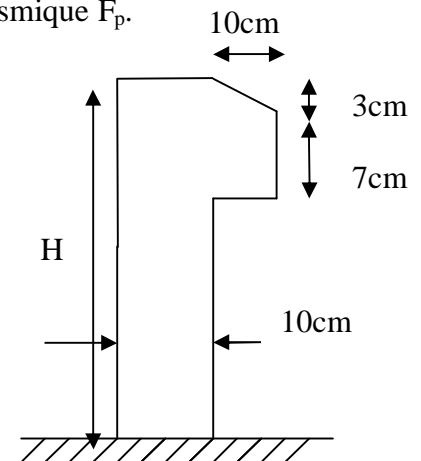
$$S = (1 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03)/2$$

$$S = 0.1085 \text{ m}^2$$

Terrasse inaccessible :  $H=50\text{cm}$

$$S = (0.5 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03)/2$$

$$S = 0.0585 \text{ m}^2$$



**Figure II.8:** coupe de l'acrotère.

**Évaluation des charges et des surcharges :**➤ **L'acrotère de terrasse accessible :**

Désignation des éléments	Épaisseur(m)	Surface (m <sup>2</sup> )	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	0.1	0.1085	25	2.71
Enduit de ciment intérieur	0.015	0.015	20	0.3
Enduit de ciment extérieur	0.02	0.02	20	0.4
				$\Sigma = 3.41$

**Tableau II.5:** Évaluation des charges de L'acrotère de terrasse accessible.

- La charge permanente totale est estimée à :  $G = 3.41$  KN/ml
- La charge d'exploitation  $Q=1$  KN/ml

➤ **L'acrotère de terrasse inaccessible**

Désignation des éléments	Épaisseur(m)	Surface (m <sup>2</sup> )	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	0.1	0.0585	25	1.46
Enduit de ciment intérieur	0.015	0.0075	20	0.15
Enduit de ciment extérieur	0.02	0.01	20	0.2
				$\Sigma = 1.81$

**Tableau II.6:** Évaluation des charges de l'acrotère de terrasse inaccessible.

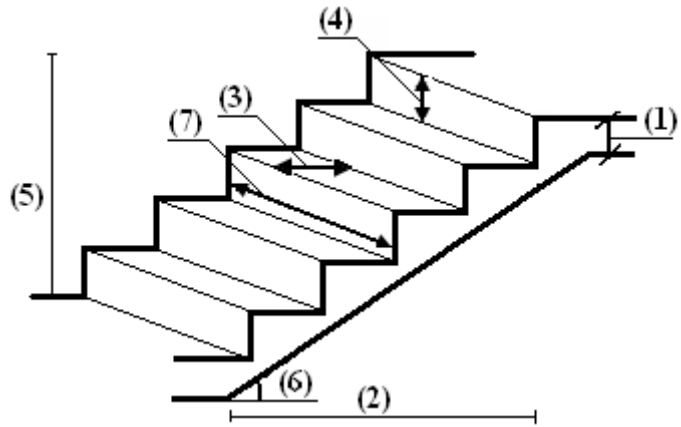
- La charge permanente totale est estimée à :  $G = 1.81$  KN/ml
- La charge d'exploitation  $Q=1$  KN/ml

**II.4. Les escaliers**

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

- (1) :  $e$  (Épaisseur du palier de repos).
- (2) :  $L_0$  (projection horizontale de paillasse).

- (3) :  $g$  (Giron) largeur de la marche.
- (4) :  $h$  (Hauteur de la contre marche).
- (5) :  $H_0$  (Hauteur de la volée).
- (6) :  $\alpha$  (Inclinaison de la paillasse).



**Figure II.9:** Schéma de l'escalier.

**Dimensionnement**

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

- la hauteur  $h$  des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- la largeur  $g$  se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL:

$$0.59 \leq g+2xh \leq 0.64$$

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

$n$  : nombre de contremarches.

$n - 1$  : Nombre de marches.

Dans notre projet on a deux types d'escaliers prépondérants :

❖ **Type 1 : Escalier à deux volées droites avec un palier de repos (étage 1à6).**

✓ **Volée (1) et (2) :**

Pour déterminer «  $g$  et  $h$  » on utilise la relation de BLONDEL :

$$0.59 \leq g+2xh \leq 0.64 \text{ m} \dots\dots\dots(1)$$

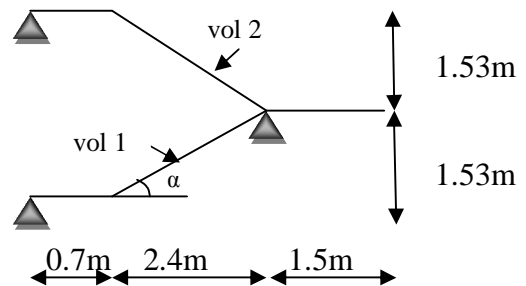
D'après le schéma statique du type1 nous avons :  $H_0=1.53\text{m}$  ;  $L_0=2.4\text{m}$ .

Remplaçant  $g$  et  $h$  dans (1) on trouve :

$$\frac{L_0}{n-1} + \frac{2h}{n} = 64$$

$$\frac{240}{n-1} + \frac{306}{n} = 64$$

$$\Rightarrow 32 \times n^2 - 305 \times n + 153 = 0. \dots\dots\dots(2)$$



**Figure II.10:** Schéma de l'escalier type 1

La résolution de (2) nous donne :  $n=9$  ;  $n-1=8$

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

Donc :

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

L'épaisseur de la paillasse ( $e$ ) est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad ; \quad L=L_v+l_p$$

Avec  $\left\{ \begin{array}{l} L_v : \text{longueur de la volée} \\ L_p : \text{longueur des paliers (de départ et d'arrivée)}. \end{array} \right.$

$$L_v = (2.40^2 + 1.53^2)^{1/2} = 2.84 \text{ m}$$

$$L_p = 0.7 \text{ m}$$

$$L = 2.84 + 0.7 = 3.54 \text{ m}$$

$$\frac{354}{30} \leq e \leq \frac{354}{20} \Rightarrow 11.8 \leq e \leq 17.7 \text{ cm}$$

Pour 2 heures de coupe-feu :  $e > 11 \text{ cm}$

Soit  $e = 16 \text{ cm}$ .

– calcul de  $\alpha$ :

$$\text{tg } \alpha = H_0/L_0 = 1.53 / 2.4 = 0.63 \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

**Type 2: Escaliers à deux volées droites avec quartier tournant (étage 1 à 6):**

✓ La volée (1) et (2) :

$$H_0 = 1.53 \text{ m}; L_0 = 2.55 \text{ m}$$

$$n-1=8$$

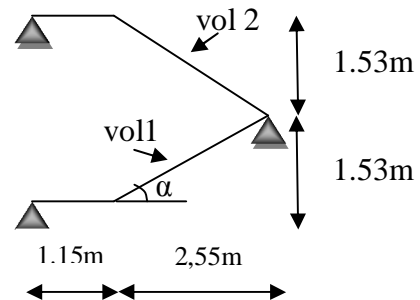
$$n=9$$

Épaisseur de la paillasse :

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

$$\text{Avec : } L = 1.15 + (2.55^2 + 1.53^2)^{1/2} = 4.12 \text{ m.}$$

$$\frac{412}{30} \leq e \leq \frac{412}{20} \Rightarrow 13.73 \leq e \leq 20.6 \text{ cm} \quad \text{Soit } e = 16 \text{ cm.}$$



**Figure II.11:** Schéma de l'escalier type 2

– calcul de  $\alpha$ :

$$\text{tg } \alpha = H_0/L_0 = 1.53 / 2.55 = 0.6 \longrightarrow \alpha = 30.96^\circ$$

type	La volée	H <sub>0</sub> (m)	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>v</sub> (m)	L (m)	n	n-1	$\alpha$ (°)	e(cm)
1	(1)	1.53	2.4	2.84	3.54	9	8	32.52	16
	(2)	1.53	2.4	2.84	3.54	9	8	32.52	16
2	(1)	1.53	2.55	2.97	4.12	9	8	30.96	16
	(2)	1.53	2.55	2.97	4.12	9	8	30.96	16

**Tableau II.7:** tableau récapitulatif des dimensions d'escalier.

### Évaluation des charges et des surcharges :

➤ la volée :

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement du sol en carrelage horizontal	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.020	0.40
Dalle pleine	25	0.16/0.85	4.70
Enduit de plâtre	10	0.015/0.85	0.18
Revêtement du sol en carrelage vertical	22	0.17×0.2/0.3	0.24
Marche	22	0.17/2	1.84
			<b><math>\Sigma = 7.80</math></b>

**Tableau II.8:** Évaluation des charges sur la volée.

- la charge permanente totale est estimée à :  $G = 7.80 \text{ KN/m}^2$  ;
- la charge d'exploitation  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ .



➤ le palier :

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement de sol en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.16	4.00
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
			$\Sigma = 5.35$

**Tableau II.9:** Évaluation des charges sur le palier.

- la charge permanente totale est estimée à :  $G = 5.35 \text{KN/m}^2$  ;
- la charge d'exploitation  $Q=2.5 \text{KN/m}^2$ .

## II.5. Les Murs

### II.5.1. Les Murs extérieurs

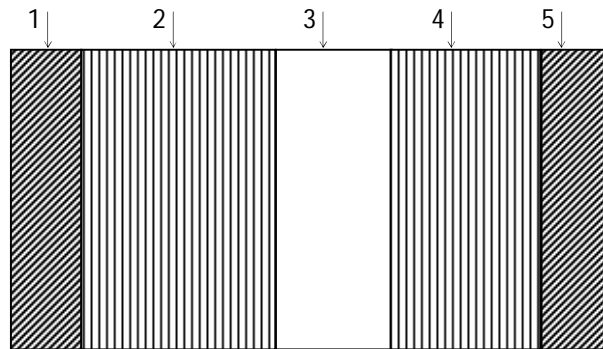
❖ Définition :

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment.

N° des parois	Description	Épaisseur "e" (cm)	Poids volumique " $\gamma$ " (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment extérieur	1.5	18	0.27
2	Brique creuse de 15 cm	15	/	1.3
3	Lame d'air	5	/	/
4	Brique creuse de 10cm	10	/	0.90
5	Enduit plâtre intérieur	1.5	10	0.15
				$\Sigma = 2.62$

**Tableau II. 10:** Charge permanente revenant aux murs extérieurs.

- la charge totale est estimée à :  $G = 2.62 \text{ KN/m}^2$



**Figure II.12:** coupe d'un mur extérieur.

## II.5. 2. Murs intérieurs

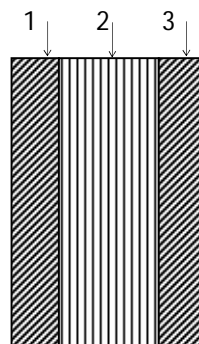
### ❖ Définition :

Leur rôle est essentiel dans l'isolation phonique du bâtiment et dans la séparation.

N° des parois	Description	Épaisseur "e" (cm)	Poids volumique " $\gamma$ " (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment extérieur	1.5	18	0.27
2	Brique creuse de 10cm	10	/	0.90
3	Enduit en ciment intérieur	1.5	18	0.27
				$\Sigma = 1.44$

**Tableau II.11:** Charge permanente revenant aux murs intérieurs.

- la charge totale est estimée à :  $G = 1.44 \text{ KN/m}^2$ .



**Figure II.13:** coupe d'un Mur intérieur.

- **Pré-dimensionnement des éléments structuraux**

Ce sont des éléments qui assurent le contreventement de la structure.

## II.6. Les poutres

### II.6.1. Poutres principales

Ce sont les poutres sur les quelles les poutrelles prennent appuis, leur hauteur est donnée par la condition de la flèche suivante :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10. \quad [1] \text{ (art. IV.2.3)}$$

$h_t$ : la hauteur de la poutre.

$L$  : distance maximale entre nus d'appuis.

$$L = 450 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \leq h_t \leq 45 \text{ cm}.$$

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

- **Vérification :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), il faut satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ h / b \leq 4.00. \end{array} \right. \quad \text{RPA 99 (art 7.5.1)}$$

Sachant que :  $h$  : Hauteur de la poutre.

$b$ : Largeur de la poutre.

$$\left\{ \begin{array}{ll} b=30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm.} & \text{Condition vérifiée} \\ h=40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm.} & \text{Condition vérifiée} \\ h / b = 1.33 \leq 4.00. & \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

### II.6.2. Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par la condition de la flèche qui est :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

$L$  : distance maximale entre nus d'appuis.

$$L = 370 \text{ cm} \Rightarrow 24.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 37 \text{ cm}.$$

On prend:  $h_t = 35 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

• **Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), il est exigé de satisfaire aux conditions suivantes :

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} b=30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm.} & \text{Condition vérifiée} \\ h=35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm.} & \text{Condition vérifiée} \\ h / b = 1.16 \leq 4.00. & \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Après vérification, on adopte les dimensions suivantes :

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

**Poutres secondaires :**  $b \times h = (30,35) \text{ cm}^2$ .

## II.7. Les poteaux

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé, participant à reprendre les efforts sismiques et les efforts verticaux. Leur pré-dimensionnement se fait en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU tout en vérifiant les exigences du RPA 99 :

$$\text{Zone IIa:} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Min} ( b , h ) \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min} ( b , h ) \geq h_e / 20 \text{ cm.} \\ 0,25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux au préalable comme suit:

- Les deux sous-sols : poteaux  $(50,50) \text{ cm}^2$ .
- RDC et 1<sup>er</sup> étage : poteaux circulaire  $\phi=50 \text{ cm}$
- RDC et 1<sup>er</sup> étage : poteaux  $(45, 45) \text{ cm}^2$ .
- 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage : poteaux  $(40,40) \text{ cm}^2$ .
- 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage : poteaux  $(35,35) \text{ cm}^2$ .
- 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage : poteaux  $(30,30) \text{ cm}^2$ .

### II.7.1. Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente soit le poteau P1 et P2

(voir figure II.15).

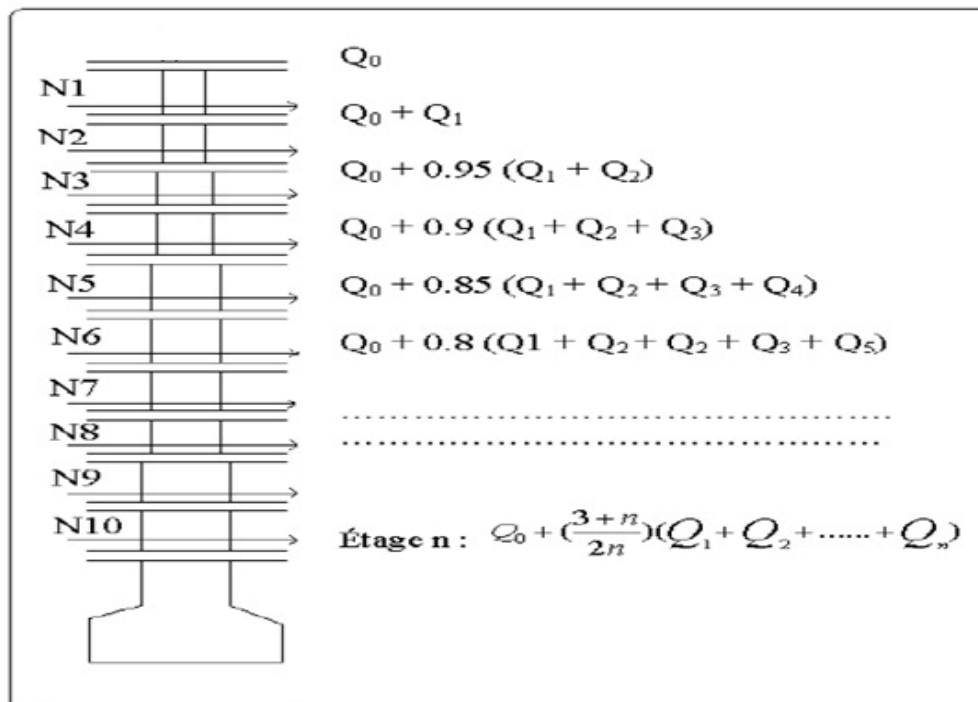
#### - la loi de dégression :

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

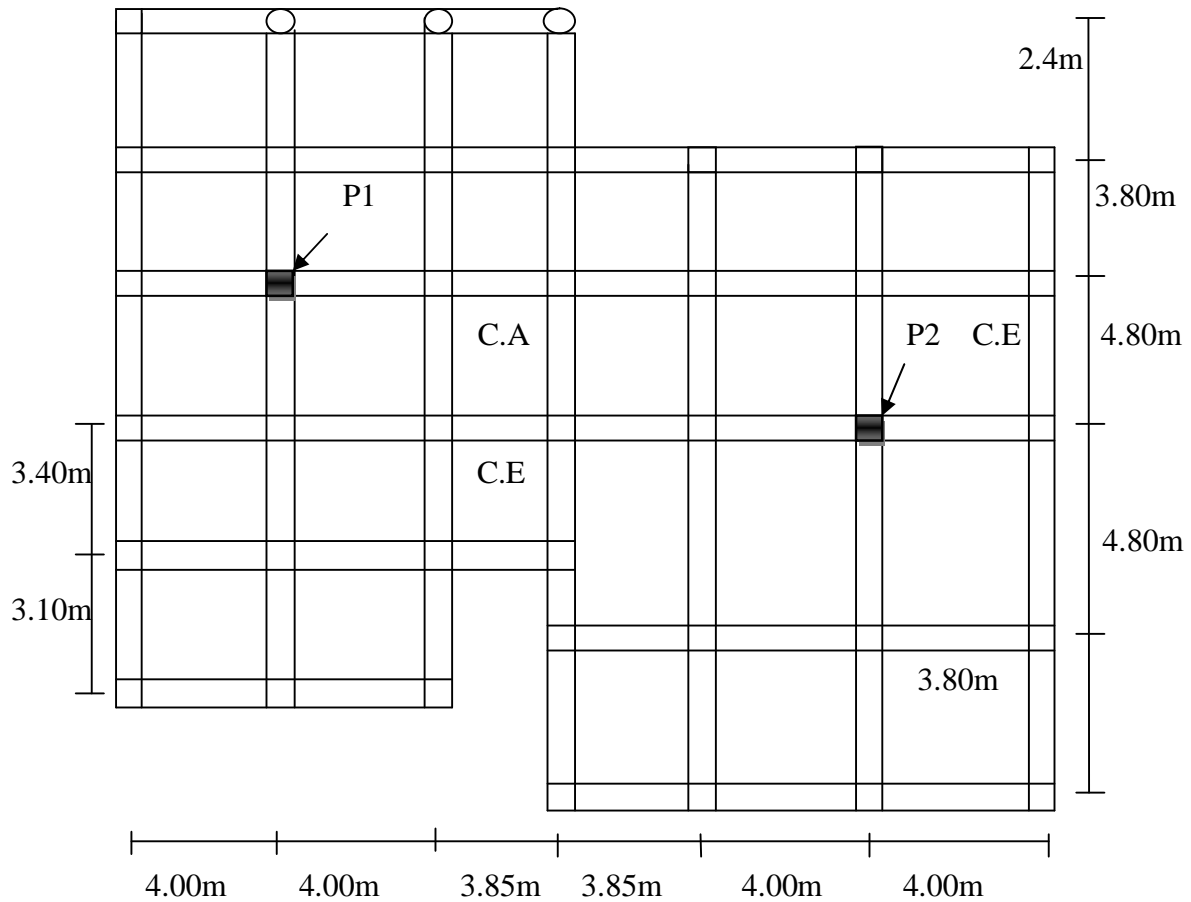
On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- sous la terrasse :  $Q_0$ .
- sous le premier étage à partir du sommet (i=1) :  $Q_0 + Q_1$ .
- sous le deuxième étage (i=2) :  $Q_0 + 0.95 * (Q_1 + Q_2)$ .
- sous le troisième étage (i=3) :  $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
- sous le quatrième étage (i=4) :  $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .

Pour n étage ( $n \geq 5$ ) :  $Q_0 + \frac{3+n}{2*n} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ .

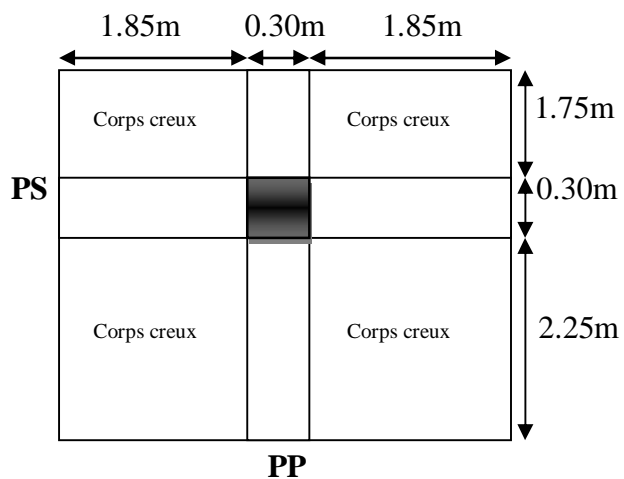


**Figure II.14:** Schéma de dégression des surcharges.



**Figure II.15:** vue en plan avec le repérage des poteaux (P1) et (P2).

• Pour le poteau P1



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

**A- Calcul de la surface afférente :**

$$S = (1.75 + 2.25) \times (1.18 + 1.85) = 14.8 \text{ m}^2$$

**b- Poids des poteaux :**

$$P=S \times 25 \times h_e$$

étage	sous sol 2	sous sol 1	RDC	1 <sup>ère</sup>	2 et 3 <sup>ème</sup>	4 et 5 <sup>ème</sup>	6 et 7 <sup>ème</sup>
h <sub>e</sub>	4.93	3.91	4.08	3.06	3.06	3.06	3.06
S (m <sup>2</sup> )	0.50x0.50	0.50x0.50	0.45x0.45	0.45x0.45	0.40x0.40	0.35x0.35	0.30x0.30
P(KN)	30.81	24.43	20.65	15.5	12.24	9.37	6.88

**Tableau II.12:** évaluation des poids propres des poteaux.**c-Poids des poutres :**

$$PP : 4 \times 0.30 \times 0.40 \times 25 = 12 \text{ KN.}$$

$$PS : 3.7 \times 0.30 \times 0.35 \times 25 = 9.71 \text{ KN.}$$

**d- Poids des planchers :**

$$\text{Plancher terrasse inaccessible } 6.53 \times 14.8 = 96.64 \text{ KN.}$$

$$\text{Plancher à étage courant (habitation, bureau et commercial) : } 4.43 \times 14.8 = 65.56 \text{ KN.}$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (P1) sont représentés dans le tableau suivant :

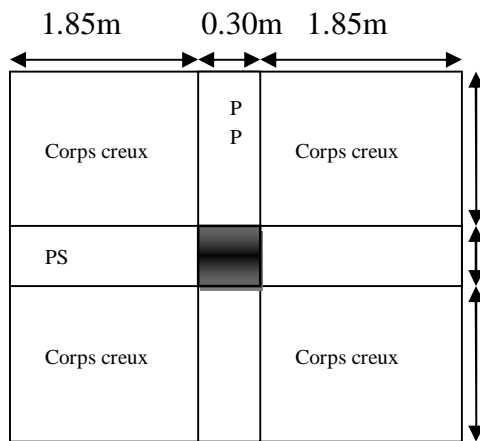
Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
<b>N1</b>	Plancher terrasse inaccessible 6.53x14.8	96.64	14.80
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	12.00	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	9.71	
	Poteau (0.3x0.3) m <sup>2</sup>	6.88	
	Murs intérieurs	4.60	
	Murs extérieurs	16.02	
<b>Total</b>		<b>145.85</b>	<b>14.80</b>
<b>N2</b>	N1	145.85	22.2
	Plancher étage courant	65.56	
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	12.00	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	9.71	
	Poteau (0.3x0.3) m <sup>2</sup>	6.88	
	Murs intérieurs	10.00	
<b>Total</b>		<b>250.00</b>	<b>37.00</b>
<b>N3</b>	N2	250.00	22.2
	Plancher étage courant	65.56	
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	12.00	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	9.71	
	Poteau (0.35x0.35) m <sup>2</sup>	9.37	
	Murs intérieurs	10.00	
<b>Total</b>		<b>356.64</b>	<b>56.98</b>
<b>N4</b>	N3	356.64	22.2
	Plancher étage courant	65.56	
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	12.00	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	9.71	
	Poteau (0.35x0.35) m <sup>2</sup>	9.37	
	Murs intérieurs	10.00	
<b>Total</b>		<b>463.28</b>	<b>74.74</b>

<b>N5</b>	N4	463.28	
	Plancher étage courant	65.56	22.2
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	12.00	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	9.71	
	Poteau (0.40x0.40) m <sup>2</sup>	12.24	
<b>Total</b>	Murs intérieurs	10.00	
		<b>572.79</b>	<b>90.28</b>
<b>N6</b>	N5	572.79	
	Plancher étage courant	65.56	22.2
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	12.00	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	9.71	
	Poteau (0.40x0.40) m <sup>2</sup>	12.24	
<b>Total</b>	Murs intérieurs	10.00	
		<b>682.30</b>	<b>133.60</b>
<b>N7</b>	N6	682.30	
	Plancher étage courant	65.56	22.2
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	11.1	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	10.5	
	Poteau (0.45x0.45) m <sup>2</sup>	15.5	
<b>Total</b>	Murs intérieurs	27.51	
		<b>812.58</b>	<b>114.70</b>
<b>N8</b>	N7	812.58	
	Plancher étage courant	65.56	37
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	12.00	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	9.71	
	Poteau (0.45x0.45) m <sup>2</sup>	20.65	
<b>Total</b>		<b>920.50</b>	<b>125.8</b>
<b>N9</b>	N8	920.50	
	Plancher étage courant	65.56	74
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	12.00	
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	9.71	
	Poteau (0.50x0.50) m <sup>2</sup>	24.43	
<b>Total</b>		<b>1032.20</b>	<b>146.96</b>
<b>N10</b>	N9	1032.20	
	Plancher étage courant	65.56	74
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	11.1	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	10.5	
	Poteau (0.50x0.50) m <sup>2</sup>	30.81	
<b>Total</b>		<b>1150.28</b>	<b>192.40</b>

**Tableau II.13:** Descente de charge du poteau (P1).

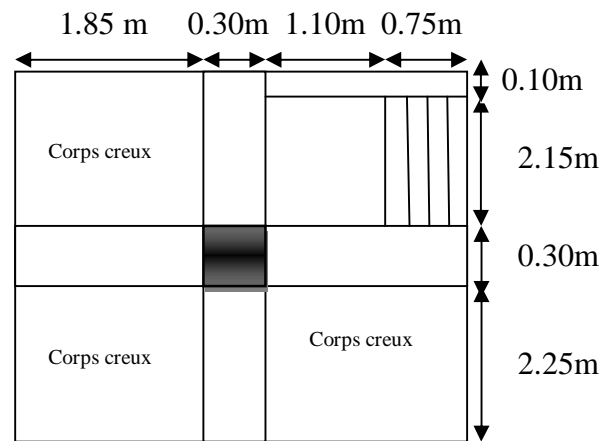


• Pour le poteau P2 :



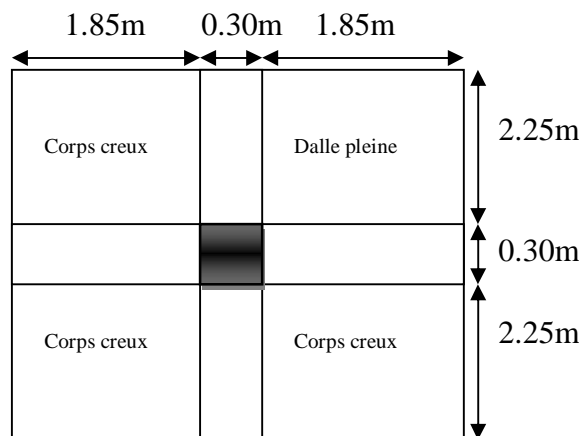
**Figure II.17:** Surface afférente

de N1, N8, et N10.



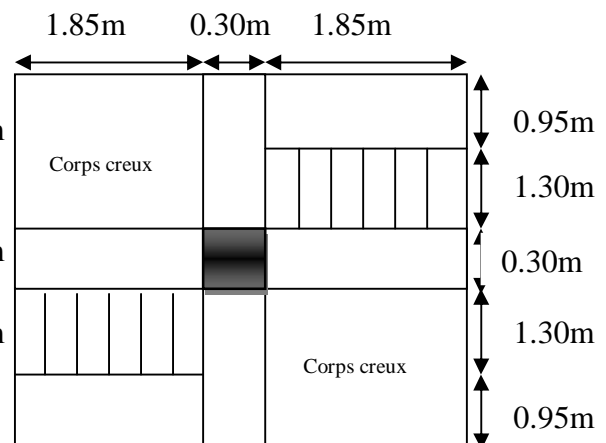
**Figure II.18:** Surface afférente

de N2 et N3.



**Figure II.19:** Surface afférente

de N4, N5, N6 et N7.



**Figure II.20:** Surface afférente de N9.

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (P2) sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	Élément	G(KN)	Q(KN)
<b>N1</b>	Plancher terrasse inaccessible 6.53x14.8	108.72	16.65
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	13.50	
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	9.71	
	Poteau (0.3x0.3) m <sup>2</sup>	6.88	
	Murs intérieurs	13.45	
	Murs extérieurs	7.86	
<b>Total</b>		<b>160.12</b>	<b>16.65</b>

<b>N2</b>	N1	160.12	
	Plancher étage courant	55.32	18.73
	Escalier	28.72	10.40
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	13.50	
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	9.71	
	Poteau (0.3x0.3) m <sup>2</sup>	6.88	
	Murs intérieurs	7.76	
	Murs extérieurs	15.19	
<b>Total</b>		<b>295.48</b>	<b>45.78</b>
<b>N3</b>	N2	295.48	
	Plancher étage courant	55.32	18.73
	Escalier	28.72	10.40
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	13.50	
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	9.71	
	Poteau (0.35x0.35) m <sup>2</sup>	9.37	
	Murs intérieurs	7.76	
	Murs extérieurs	15.19	
<b>Total</b>		<b>432.33</b>	<b>71.99</b>
<b>N4</b>	N3	432.33	
	Plancher étage courant	55.32	18.73
	Dalle pleine	18.60	6.93
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	13.50	
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	9.71	
	Poteau (0.35x0.35) m <sup>2</sup>	9.37	
	Murs intérieurs	7.76	
	Murs extérieurs	15.19	
<b>Total</b>		<b>561.21</b>	<b>97.38</b>
<b>N5</b>	N4	561.21	
	Plancher étage courant	55.32	18.73
	Dalle pleine	18.60	6.93
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	13.50	
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	9.71	
	Poteau (0.40x0.40) m <sup>2</sup>	12.24	
	Murs intérieurs	7.84	
	Murs extérieur	15.19	
<b>Total</b>		<b>692.04</b>	<b>108.62</b>
<b>N6</b>	N5	692.04	
	Plancher étage courant	55.32	18.73
	Dalle pleine	18.60	6.93
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	13.50	
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	9.71	
	Poteau (0.40x0.40) m <sup>2</sup>	12.24	
	Murs intérieurs	6.55	
	Murs extérieurs	15.19	
<b>Total</b>		<b>823.30</b>	<b>123.18</b>

<b>N7</b>	N6	823.30	
	Plancher étage courant	55.32	18.73
	Dalle pleine	18.60	6.93
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	13.50	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	9.71	
	Poteau (0.45x0.45) m <sup>2</sup>	15.5	
	Murs intérieurs	9.11	
Murs extérieurs	9.69		
<b>Total</b>		<b>954.73</b>	<b>135.25</b>
<b>N8</b>	N7	954.73	
	Plancher à usage bureau	73.76	41.62
	Sous pente	36.87	41.62
	Escalier	28.86	6.01
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	27.00	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	14.56	
	Poteau (0.45x0.45) m <sup>2</sup>	29.26	
	Murs extérieurs	9.69	
<b>Total</b>		<b>1174.73</b>	<b>192.29</b>
<b>N9</b>	N8	1174.73	
	Plancher étage commercial	73.76	83.25
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	13.50	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	9.71	
	Poteau (50x0.50) m <sup>2</sup>	19.12	
<b>Total</b>		<b>1290.82</b>	<b>241.48</b>
<b>N10</b>	N9	1290.82	
	Plancher étage commercial	73.76	83.25
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	13.50	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	9.71	
	Poteau (50x0.50) m <sup>2</sup>	25.5	
<b>Total</b>		<b>1413.29</b>	<b>289.66</b>

**Tableau II.14:** Descente de charge du poteau (P2).

Poteau	G (KN)	Q (KN)
<b>P1</b>	1150.28	192.40
<b>P2</b>	1413.29	289.66

**Tableau II.15:** Résultats de la descente de charge obtenus pour les deux poteaux.

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau (P2) qui est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{\text{total}} = 1413.29 \text{KN}; \quad Q_{\text{total}} = 289.66 \text{KN}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q \longrightarrow N_u = 1.35 \times 1413.29 + 1.5 \times 289.66$$

$$N_u = 2342.43 \text{KN}$$

$$N_s = G + Q \longrightarrow N_s = 1702.95 \text{KN}.$$

D'après le BAEL 91 (Art.8.11), l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10%.

$$N_u = 1.1 \times 2342.43 = 2576.67 \text{KN}$$

$$N_u = 2576.67 \text{KN}$$

## II.7.2. Vérification des poteaux

- Sous sol 2 :

### a. Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{2576.67 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.1708 \text{m}^2$$

$$B \geq 0.1717 \text{m}^2$$

$$\text{On a } B = 0.50 \times 0.5 = 0.25 \text{m}^2$$

B adopté = 0.25m<sup>2</sup> > B calculé = 0.1717m<sup>2</sup>          vérifiée.

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

Niveaux	Nu	Sections	Condition B adopté > B calculé		observation
			B adopté	B calculé	
Sous sol 1 et 2	2576.67	0.50x0.50	0.2500	0.1717	vérifiée
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2061.75	0.45x0.45	0.2025	0.1345	vérifiée
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	1425.84	0.40x0.40	0.1600	0.0950	vérifiée

4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	994.07	0.35x0.35	0.1225	0.0662	vérifiée
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	514.32	0.30x0.30	0.0900	0.0342	vérifiée

**Tableau II.16:** Résultats de la Vérification à la compression simple.

**b. Vérification au flambement :**

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

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

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section des armatures.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'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 :  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.93 = 3.451m.$$

$$B = 0.50 \times 0.50 = 0.25m^2.$$

$$I = \frac{0.50 \times 0.50^3}{12} = 5.2 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{5.2 \times 10^{-3}}{0.25}} = 0.144 m$$

$$\lambda = \frac{3.451}{0.144} = 23.96 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{23.96}{35}\right)^2} = 0.777$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

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

$$B_r \geq \frac{2576.67 \times 10^{-3}}{0.777 \times \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.1585 m^2$$

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

$0.2304 > 0.150$  donc le poteau ne risque pas de flamber.

Le tableau suivant résume les vérifications au flambement de tous les niveaux :

Niveaux	Nu	sections	Condition B adopté > B calculé		observation
			Br adopté	Br calculé	
Sous sol 2	2576.67	0.50x0.50	0.2304	0.1508	vérifiée
Sous sol 1	2315.30	0.50x0.50	0.2304	0.1312	vérifiée
RDC	2061.75	0.45x0.45	0.1849	0.1183	vérifiée
Poteau de la galerie	113.79	φ=50 cm	0.1661	0.0086	vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	1640.93	0.45x0.45	0.1849	0.0895	vérifiée
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	1425.84	0.40x0.40	0.1400	0.0806	vérifiée
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	994.07	0.35x0.35	0.1089	0.0571	vérifiée
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	514.32	0.30x0.30	0.0784	0.0303	vérifiée

**Tableau II.17:** Résultats de la vérification au flambement.

## II.8. Les voiles

### II.8.1. Définition

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres, qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA suivantes :

1)  $e \geq h_e / 20$  pour les voiles simples ;

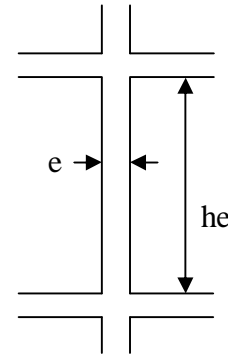
$h_e$  : hauteur libre d'étage ;

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

3)  $L \geq 4.e$

Avec :

{	$h_e$ : hauteur libre d'étage.
	$L$ :longueur du voile.
	$e$ : épaisseur du voile



**Figure II.21:** Hauteur libre d'étage.

Dans notre cas :

❖ les deux sous sols et RDC :  $h_e = 473\text{cm}$

❖ autres niveaux :  $h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}$ .

Donc :

$e \geq 473/20 \rightarrow e \geq 23.65\text{cm}$  on opte pour les deux sous-sols et RDC pour une épaisseur  $e = 25\text{cm}$ .

$e \geq 286/20 \rightarrow e \geq 14.3\text{cm}$  on opte pour les autres niveaux pour une épaisseur  $e = 15\text{cm}$

Pour la cage d'ascenseur on opte pour une épaisseur  $e = 15\text{cm}$

$L \geq 4 \times 25 \iff L \geq 100\text{cm}$

## II.9. Conclusion

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

- poutres principales : (30x40)  $\text{cm}^2$ .
- poutres secondaires :(30x35)  $\text{cm}^2$ .
- poteaux du Sous sol 1 et 2 : (50x50)  $\text{cm}^2$ .
- poteaux de RDC et 1<sup>er</sup> étage : (45x45)  $\text{cm}^2$ .

- poteaux de 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage (40x40) cm<sup>2</sup>.
- poteaux de 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage (35x35) cm<sup>2</sup>.
- poteaux de 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage (30x30) cm<sup>2</sup>.



**Chapitre III**  
**Étude des éléments**  
**secondaires**

### III.1. Introduction

L'objet de ce chapitre est d'étudier tous les éléments secondaires tels que les planchers, escaliers, acrotères et enfin l'ascenseur.

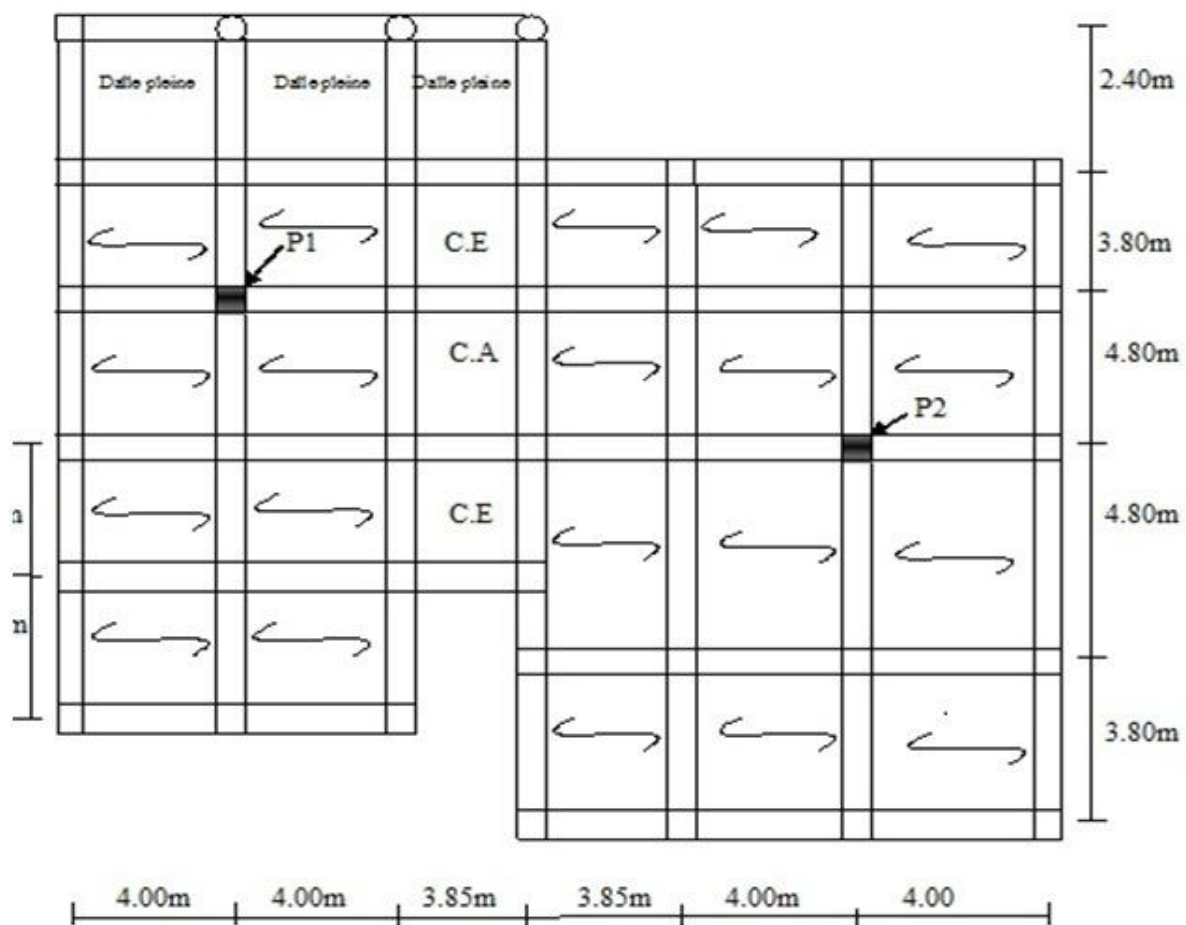
#### ➤ Étude des planchers

Dans notre projet nous rappelons que nous avons deux types de planchers : plancher à corps creux et plancher à dalle pleine.

### III.2. Poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis. La figure (III.1) suivante montre le sens de disposition des poutrelles adopté. Cette disposition a été choisie de telle sorte à satisfaire au maximum les deux critères :

- ✓ critère de petite portée ;
- ✓ critère de continuité.

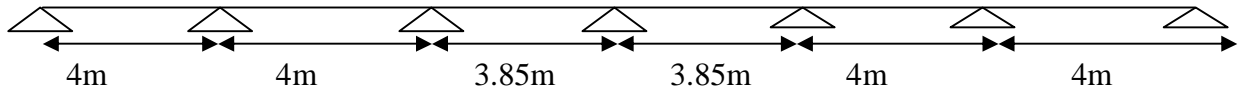


**Figure III.1:** disposition des poutrelles d'étage d'habitation.

### III.2.1. Les différents types de poutrelles

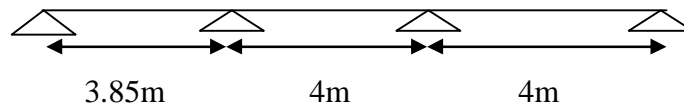
Le sens de disposition adopté génère six types de poutrelles, ces derniers sont schématisés sur les figures suivantes :

#### Type 1:



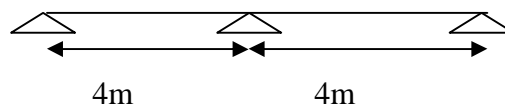
**Figure III.2:** Schéma statique du 1<sup>er</sup> type de poutrelles.

#### Type 2:



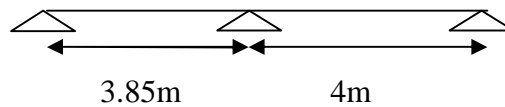
**Figure III.3:** Schéma statique du 2<sup>ème</sup> type de poutrelles.

#### Type 3:



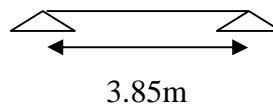
**Figure III.4:** Schéma statique du 3<sup>ème</sup> type de poutrelles.

#### Type 4:



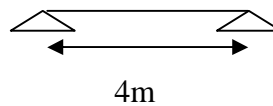
**Figure III.5:** Schéma statique du 4<sup>ème</sup> type de poutrelles.

#### Type 5 :



**Figure III.6:** Schéma statique du 5<sup>ème</sup> type de poutrelles.

#### Type 6 :



**Figure III.7:** Schéma statique du 6<sup>ème</sup> type de poutrelles.

### III.2.2. Calcul des sollicitations

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues.

#### ➤ Méthode de calcul

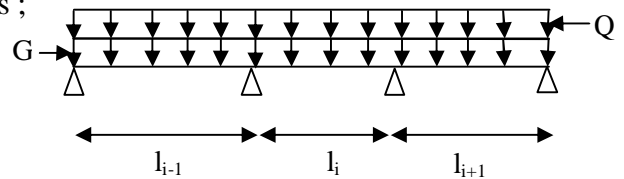
Les méthodes utilisées pour le calcul des poutrelles en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire ;
- Méthode de Caquot.

### ✓ Méthode Forfaitaire

Le **BAEL 91 (Art .L.III.2)** propose cette méthode simplifiée pour déterminer les moments en appui et en travée. Elle est applicable si les 4 conditions sont vérifiées.

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



### Principe de la méthode forfaitaire

#### a) Valeurs des moments :

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie  $Q$  (Figure.III.1) et

$$\text{soit } \alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

avec :  $\alpha =$  coefficient traduisant l'importance de  $\frac{Q}{Q+G}$

les valeurs des moments en travée  $M_t$  et sur appui  $M_g$  et  $M_d$  doivent vérifier :

#### en travées

$$a. \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max(1.05, (1 + 0.3\alpha)) M_0$$

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

c. moment en appui intermédiaire :

les moments en appuis sont de l'ordre de :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.6M_0 \text{ pour une poutre à deux travées.} \\ 0.5M_0 \text{ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4M_0 \text{ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{array} \right.$$

$M_0$  : moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$$

$M_d$  : moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

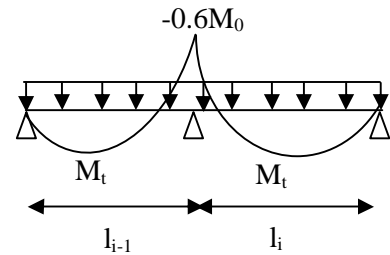
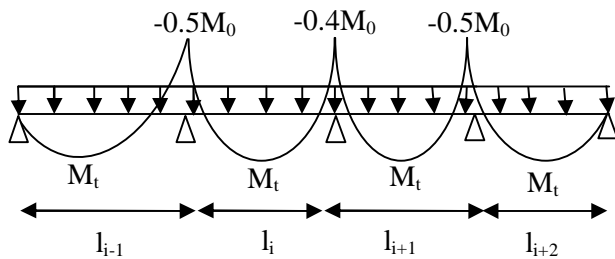
$M_g$  : moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

$M_t$  : moment en travée de la travée considérée.

$l_i$  : portée de la travée.

**En appuis**

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconisait-il de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à  $(-0.15M_0)$ .



**Figure III.9:** Moments d'une poutre à plus de deux travées

**Figure III.10:** Moments d'une poutre à 2 travées

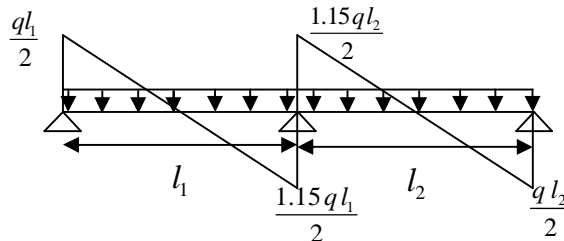
**b) Évaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont évalués :

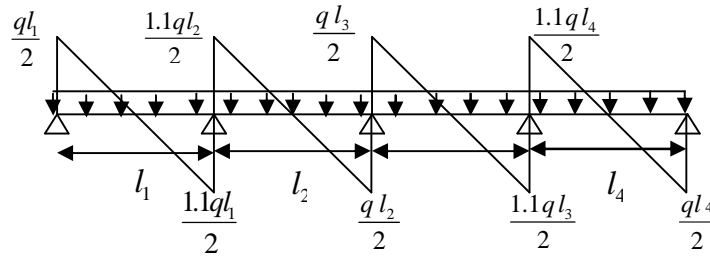
- soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisins de rive).

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 plus de deux travées ;
- Soit par la méthode Résistance des matériaux tenant compte de la continuité.



**Figure III.11:** Effort tranchant d'une poutre à 2 travées



**Figure III.12:** Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées.

### ✓ Méthode de Caquot

(Annexe E.2 du BAEL 91)

Cette méthode est applicable lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite. Son principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre ;
- l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

### Principe de la méthode

#### a) Évaluation des moments

##### a.1) Moment sur appuis ( $M_i$ )

$$\text{pour une charge répartie : } M_i = \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

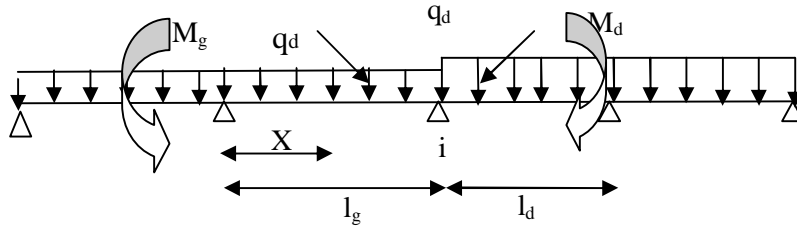
$$\text{pour une charge concentré : } M_i = \frac{kg \times pg \times l'_g{}^2 + k_d \times p_d \times l'_d{}^2}{l'_g + l'_d}$$

$$\text{Tel que } \left\{ \begin{array}{l} l'_g \text{ et } l'_d \text{ longueur fictives.} \\ q_g, q_d : \text{ chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.} \end{array} \right.$$

$$l' = \left\{ \begin{array}{l} 0,8.l : \text{ travée intermédiaire.} \\ l : \text{ travée de rive.} \end{array} \right.$$

##### a.2) Moment en travée ( $M_t$ )

$$M_t(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right)$$



**Figure III.13:** Paramètres utilisés dans la méthode de Caquot

$$\frac{dM_t(x)}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

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

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

**b) Évaluation des efforts tranchants**

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{l}{2} - q \times X - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}$$

avec :

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

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

$l$  : portée de la travée.

Choix de la méthode de calcul.

**III.2.3. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles**

**ELU** :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$  ;  $p_u = q_u \times b$ .

**ELS** :  $q_s = Q + G$  ;  $p_s = q_s \times b$  avec :  $b = 0.65m$ .

désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			qu (KN/m <sup>2</sup> )	pu (KN/ml)	qs (KN/m <sup>2</sup> )	ps (KN/m)
Terrasse accessible	6.91	1.5	11.57	7.52	7.41	5.46
Terrasse inaccessible	6.53	1	10.31	6.70	7.53	4.89
Étage d'habitation	4.43	1.35	8.23	5.35	5.93	3.85

Étage bu-reaux	4.43	2.5	9.73	6.32	6.93	4.50
Étage commercial	4.43	5	13.48	8.76	9.43	6.13

**Tableau III.1:** Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

Choix de la méthode de calcul.

### III.2.4.Vérification des conditions de BAEL (Art. L.III,2)

#### 1<sup>ère</sup> condition :

##### Plancher terrasse inaccessible :

$$G=6.53\text{KN/m}^2 ; Q=1\text{KN/m}^2 \longrightarrow 1\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 6.53 ; 5) \quad \text{vérifiée.}$$

##### Plancher terrasse accessible :

$$G=6.91\text{KN/m}^2 ; Q=1.5\text{KN/m}^2 \longrightarrow 1.5\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 6.91 ; 5) \quad \text{vérifiée.}$$

##### Plancher à usage d'habitation :

$$G=4.43\text{KN/m}^2 ; Q=1.5\text{KN/m}^2 \longrightarrow 1.5\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 4.43 ; 5) \quad \text{vérifiée.}$$

##### Plancher à usage bureaux :

$$G=4.43\text{KN/m}^2 ; Q=2.5\text{KN/m}^2 \longrightarrow 2.5\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 4.43 ; 5) \quad \text{vérifiée.}$$

##### Plancher usage commercial :

$$G=4.43\text{KN/m}^2 ; Q=5\text{KN/m}^2 \longrightarrow 5\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 4.43 ; 5) \quad \text{vérifiée.}$$

#### 2<sup>ème</sup> condition :

$$0.8 \leq 4/4 ; 4/3.85 ; 3.85/3.85 ; 3.85/4 ; 4/4 \leq 1.25 \quad \text{vérifiée.}$$

**3<sup>ème</sup> condition :** le moment d'inertie est considéré constant sur toutes les travées.

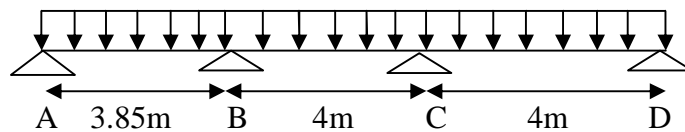
**4<sup>ème</sup> condition :** la fissuration est peut nuisible.



### III.2.5. Calcul des sollicitations (M,V)

#### Exemple illustratif :

Pour le calcul des sollicitations, on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire pour la poutrelle type 2 du plancher à étage d'habitation et les autres types seront résumés dans des tableaux.



**Figure III.14:** Schéma statique de poutrelle type 2.

#### - Moment isostatique :

##### À l'ELU

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{p_u l_{AB}^2}{8} = \frac{5.35 \times 3.85^2}{8} = 9.91 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{p_u l_{BC}^2}{8} = \frac{5.35 \times 4^2}{8} = 10.7 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{p_u l_{CD}^2}{8} = \frac{5.35 \times 4^2}{8} = 10.7 \text{ KN.m}$$

##### À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{p_s l_{CD}^2}{8} = \frac{3.85 \times 3.85^2}{8} = 7.13 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{p_s l_{BC}^2}{8} = \frac{3.85 \times 4^2}{8} = 7.7 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{p_s l_{CD}^2}{8} = \frac{3.85 \times 4^2}{8} = 7.7 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en appuis**

**Appuis de rive :**  $M_A = M_D = 0$

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

**Appuis intermédiaires**

**À l'ELU**

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 10.7 = -5.35 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 10.7 = -5.35 \text{ KN.m}$$

**À l'ELS :**

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 7.7 = -3.85 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 7.7 = -3.85 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+4.43} = 0.252$$

$$\alpha = 0.252 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.076 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.276 \end{cases}$$

**À l'ELU**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Travée A-B

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.076 \times 9.91 - \frac{5.35}{2} = 7.98 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.276}{2} \times 9.91 = 6.32 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = \max(7.98 ; 6.32) \rightarrow M_t = 7.98 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.076 \times 10.7 - \left( \frac{5.35 + 5.35}{2} \right) = 6.16 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.076}{2} \times 10.7 = 5.75 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = \max(6.16 ; 5.75) \rightarrow M_t = 6.16 \text{ KN.m}$$

Travée C-D :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.076 \times 10.7 - \frac{5.35}{2} = 8.82 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.276}{2} \times 10.7 = 6.82 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = \max(8.82 ; 6.82) \rightarrow M_t = 8.82 \text{ KN.m}$$

### À l'ÉLÉ

Travée A-B

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.076 \times 7.13 - \frac{3.85}{2} = 5.74 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.276}{2} \times 7.13 = 4.54 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = \max(5.74 ; 4.54) \rightarrow M_t = 5.74 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.076 \times 7.7 - \left( \frac{3.85 + 3.85}{2} \right) = 4.43 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.076}{2} \times 7.7 = 4.14 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = \max(4.43 ; 4.14) \rightarrow M_t = 4.43 \text{ KN.m}$$

Travée C-D :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.076 \times 7.7 - \frac{3.85}{2} = 6.36 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.276}{2} \times 7.7 = 4.91 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = \max(6.36 ; 4.91) \rightarrow M_t = 6.36 \text{ KN.m}$$

➤ **Les efforts tranchants**

**À L'ELU**

Travée A-B :

$$V_A = \frac{5.35 \times 3.85}{2} = 10.30 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 \times V_A = -11.33 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.1 \times \frac{5.35 \times 4}{2} = 11.77 \text{ KN}$$

$$V_C = -11.77 \text{ KN}$$

Travée C-D :

$$V_C = 1.1 \times \frac{5.35 \times 4}{2} = 11.77 \text{ KN}$$

$$V_D = -10.7 \text{ KN}$$

**À L'ELS**

Travée A-B :

$$V_A = \frac{3.85 \times 3.85}{2} = 7.41 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 \times V_A = -8.15 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.1 \times \frac{3.85 \times 4}{2} = 8.47 \text{ KN}$$

$$V_C = -8.47 \text{ KN}$$

Travée C-D :

$$V_C = 1.1 \times \frac{3.85 \times 4}{2} = 8.47 \text{ KN}$$

$$V_D = -7.7 \text{ KN}$$

Les résultats des sollicitations sont présentés sur les tableaux suivants :

❖ **Plancher à usage d'habitation**

**Type 1.**

Travée	L(m)	Pu (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	4.00	5.35	10.7	0	-5.35	8.82	10.70	-11.77
B-C	4.00	5.35	10.7	-5.35	-4.28	6.68	11.77	-10.70
C-D	3.85	5.35	9.91	-4.28	-3.96	6.53	10.30	-10.30
D-E	3.85	5.35	9.91	-3.96	-4.28	6.53	10.70	-10.70
E-F	4.00	5.35	10.70	-4.28	-5.35	6.68	10.70	-11.77
F-G	4.00	5.35	10.70	-5.35	0	8.82	11.77	-10.70

**Tableau III.2:** sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Ps (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	4.00	3.85	7.70	0	-3.85	6.35	7.70	-8.47
B-C	4.00	3.85	7.70	-3.85	-3.08	4.81	8.47	-7.70
C-D	3.85	3.85	7.13	-3.08	-2.85	4.70	7.41	-7.41
D-E	3.85	3.85	7.13	-2.85	-3.08	4.70	7.41	-7.41
E-F	4.00	3.85	7.70	-3.08	-3.85	4.81	7.70	-8.47
F-G	4.00	3.85	7.70	-3.85	0	6.35	8.47	-7.70

**Tableau III.3:** sollicitations à l'ELS.

**Type 2.**

Travée	L(m)	Pu (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	3.85	5.35	9.91	0	-5.35	7.98	10.30	-11.33
B-C	4.00	5.35	10.70	-5.35	-5.35	6.16	11.77	-11.77
C-D	4.00	5.35	10.70	-5.35	0	8.82	11.77	-10.70

**Tableau III.4:** sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Ps (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	3.85	3.85	7.13	0	-3.85	5.74	7.41	-8.15
B-C	4.00	3.85	7.70	-3.85	-3.85	4.42	8.47	-8.47
C-D	4.00	3.85	7.70	-3.85	0	6.35	8.47	-7.70

**Tableau III.5:** sollicitations à l'ELS.

**Type 3.**

Travée	L(m)	Pu (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	4.00	5.35	10.70	0	-6.42	8.29	10.70	-12.30
B-C	4.00	5.35	10.70	-6.42	0	8.29	12.30	-10.70

**Tableau III.6:** sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Ps (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	4.00	3.85	7.70	0	-4.62	5.96	7.70	-8.85
B-C	4.00	3.85	7.70	-4.62	0	5.96	8.85	-7.70

**Tableau III.7:** sollicitations à l'ELS.**Type 4.**

Travée	L(m)	Pu (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	3.85	5.35	9.91	0	-6.42	7.44	10.30	-11.84
B-C	4.00	5.35	10.70	-6.42	0	8.29	12.30	-10.70

**Tableau III.8:** Sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Ps (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	3.85	3.85	7.13	0	-4.62	5.35	7.41	-8.52
B-C	4.00	3.85	7.7	-4.62	0	5.96	8.85	-7.70

**Tableau III.9:** sollicitations à l'ELS.❖ **Plancher à usage commercial****Type 1 :**

Travée	L(m)	Pu (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	4.00	8.76	17.52	0	-8.76	15.92	17.52	-19.26
B-C	4.00	8.76	17.52	-8.76	-7.00	12.42	19.26	-17.52
C-D	3.85	8.76	16.23	-7.00	-6.49	12.06	16.86	-16.86
D-E	3.85	8.76	16.23	-6.49	-7.00	12.06	16.86	-16.86
E-F	4.00	8.76	17.52	-7.00	-8.76	12.42	17.52	-19.26
F-G	4.00	8.76	17.52	-8.76	0	15.92	19.26	-17.52

**Tableau III.10:** sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Ps (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	4.00	6.13	12.26	0	-6.13	11.14	12.26	-13.48
B-C	4.00	6.13	12.26	-6.13	-4.90	8.69	13.48	-13.48
C-D	3.85	6.13	11.35	-4.90	-4.54	8.44	11.80	-11.80

D-E	3.85	6.13	11.35	-4.54	-4.90	8.44	11.80	-11.80
E-F	4.00	6.13	12.26	-4.90	-6.13	8.69	12.26	-13.48
F-G	4.00	6.13	12.26	-6.13	0	11.14	13.48	-12.26

**Tableau III.11:** sollicitations à l'ELS.**Type 2 :**

Travée	L(m)	Pu (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	3.85	8.76	16.23	0	-8.76	14.43	16.86	-18.54
B-C	4.00	8.76	17.52	-8.76	-8.76	11.54	19.26	-19.26
C-D	4.00	8.76	17.52	-8.76	0	15.92	19.26	-17.52

**Tableau III.12:** sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Ps (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	3.85	6.13	11.35	0	-6.13	10.09	11.80	-12.90
B-C	4.00	6.13	12.26	-6.13	-6.13	8.07	13.48	-13.48
C-D	4.00	6.13	12.26	-6.13	0	11.14	13.48	-12.26

**Tableau III.13:** sollicitations à l'ELS.**Type 3 :**

Travée	L(m)	Pu (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	4.00	8.76	17.52	0	-10.51	15.05	17.52	-20.14
B-C	4.00	8.76	17.52	-10.51	0	15.05	20.14	-17.52

**Tableau III.14:** sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Ps (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	4.00	6.13	12.26	0	-7.35	10.53	12.26	-14.09
B-C	4.00	6.13	12.26	-7.35	0	10.53	14.09	-12.26

**Tableau III.15:** sollicitations à l'ELS.**Type 4 :**

Travée	L(m)	Pu (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	3.85	8.76	16.23	0	-10.51	13.55	16.86	-19.38
B-C	4.00	8.76	17.52	-10.51	0	15.05	20.14	-17.52

**Tableau III.16:** sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Ps (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	3.85	6.13	11.35	0	-7.35	9.48	11.80	-13.57
B-C	4.00	6.13	12.26	-7.35	0	10.53	14.09	-12.26

**Tableau III.17:** sollicitations à l'ELS.**Type 5 :**

Travée	L(m)	Pu (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	3.85	8.76	16.23	0	0	16.23	16.86	-16.86

**Tableau III.18:** sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Ps (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	3.85	6.13	11.35	0	0	11.35	11.80	-11.80

**Tableau III.19:** sollicitations à l'ELS.**Type 6 :**

Travée	L(m)	Pu (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	4.00	8.76	17.52	0	0	17.52	17.52	-17.52

**Tableau III.20:** sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Ps (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	6.13	12.26	0	0	12.26	12.26	-12.26

**Tableau III.21:** sollicitations à l'ELS.❖ **Plancher à usage bureau****Type 2 :**

Travée	L(m)	Pu (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	3.85	6.32	11.71	0	-6.32	9.81	12.16	-13.37
B-C	4.00	6.32	12.64	-6.32	-6.32	7.68	13.90	-13.90
C-D	4.00	6.32	12.64	-6.32	0	10.84	13.90	-12.64

**Tableau III.22:** sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Ps (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	3.85	4.50	8.33	0	-4.50	6.98	8.66	-9.52



B-C	4.00	4.50	9.00	-4.50	-4.50	5.47	9.90	-9.90
C-D	4.00	4.50	9.00	-4.50	0	7.72	9.90	-9.00

**Tableau III.23:** sollicitations à l'ELS.**Type 3 :**

Travée	L(m)	Pu (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	4.00	6.32	12.64	0	-7.58	10.21	12.64	-14.53
B-C	4.00	6.32	12.64	-7.58	0	10.21	14.53	-12.64

**Tableau III.24:** sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Ps (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	4.00	4.50	9.00	0	-5.40	7.27	9.00	-10.35
B-C	4.00	4.50	9.00	-5.40	0	7.27	10.35	-9.00

**Tableau III.25:** sollicitations à l'ELS.❖ **Plancher terrasse accessible****Type 2 :**

Travée	L(m)	Pu (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	3.85	7.52	13.93	0	-7.52	10.88	14.47	-15.91
B-C	4.00	7.52	15.04	-7.52	-7.52	8.28	16.54	-16.54
C-D	4.00	7.52	15.04	-7.52	0	12.04	16.54	-15.04

**Tableau III.26:** sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Ps (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	3.85	5.46	10.11	0	-5.46	7.90	10.51	-11.56
B-C	4.00	5.46	10.92	-5.46	-5.46	6.01	12.01	-12.01
C-D	4.00	5.46	10.92	-5.46	0	8.74	12.01	-10.92

**Tableau III.27:** sollicitations à l'ELS.❖ **Plancher terrasse inaccessible****Type 1 :**

Travée	L(m)	Pu (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	4.00	6.70	13.40	0	-6.70	10.72	13.40	-14.74
B-C	4.00	6.70	13.40	-6.70	-5.36	8.04	14.74	-13.40
C-D	3.85	6.70	12.41	-5.36	-4.96	7.87	12.89	-12.89
D-E	3.85	6.70	12.41	-4.96	-5.36	7.87	12.89	-12.89
E-F	4.00	6.70	13.40	-5.36	-6.70	8.04	13.4	-14.74
F-G	4.00	6.70	13.40	-6.70	0	10.72	14.74	-13.40

**Tableau III.28:** sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Ps (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
A-B	4.00	4.89	9.78	0	-4.89	7.82	9.78	-10.75
B-C	4.00	4.89	9.78	-4.89	-3.91	5.86	10.75	-9.78
C-D	3.85	4.89	9.06	-3.91	-3.62	5.74	9.41	-9.41
D-E	3.85	4.89	9.06	-3.62	-3.91	5.74	9.41	-9.41
E-F	4.00	4.89	9.78	-3.91	-4.89	5.86	9.78	-10.75
F-G	4.00	4.89	9.78	-4.89	0	7.82	10.75	-9.78

**Tableau III.29:** sollicitations à l'ELS.

**Type 2 :**

Travée	L(m)	Pu (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	3.85	6.70	12.41	0	-6.70	9.68	12.89	-14.17
B-C	4.00	6.70	13.40	-6.70	-6.70	7.37	14.74	-14.74
C-D	4.00	6.70	13.40	-6.70	0	10.72	14.74	-13.40

**Tableau III.30:** sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Ps (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	3.85	4.89	9.06	0	-4.89	7.06	9.41	-10.35
B-C	4.00	4.89	9.78	-4.89	-4.89	5.37	10.75	-10.75
C-D	4.00	4.89	9.78	-4.89	0	7.82	10.75	-9.78

**Tableau III.31:** sollicitations à l'ELS.

**Type 3 :**

Travée	L(m)	Pu (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	4.00	6.70	13.40	0	-9.40	10.05	13.40	-15.41
B-C	4.00	6.70	13.40	-9.40	0	10.05	15.41	-13.40

**Tableau III.32:** sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Ps (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	4.00	4.89	9.78	0	-5.86	7.33	9.78	-11.24
B-C	4.00	4.89	9.78	-5.86	0	7.33	11.24	-9.78

**Tableau III.33:** sollicitations à l'ELS.

- **Récapitulatifs des sollicitations les plus défavorables ;**

**Plancher à usage d'habitation :**

Types de poutrelles	ELU				ELS			
	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V^{\max}$ (KN)	$M_0^{\max}$ (KN.m)	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V^{\max}$ (KN)	$M_0^{\max}$ (KN.m)
Type 1	5.35	8.82	11.77	10.70	3.85	6.35	8.47	7.7
Type 2	5.35	8.82	11.77	10.70	3.85	6.35	8.47	7.7
Type 3	6.42	8.29	12.30	10.70	4.62	5.96	8.85	7.7
Type 4	6.42	8.29	12.30	10.70	4.62	5.96	8.85	7.7

**Tableau III.34:** sollicitations les plus défavorables des poutrelles (étage habitation).

**Plancher à usage commercial :**

Types de poutrelles	ELU				ELS			
	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V^{\max}$ (KN)	$M_0^{\max}$ (KN.m)	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V^{\max}$ (KN)	$M_0^{\max}$ (KN.m)
Type 1	8.76	15.92	19.26	17.52	6.13	11.14	13.48	12.26
Type 2	8.76	15.92	19.26	17.52	6.13	11.14	13.48	12.26
Type 3	10.51	15.05	20.14	17.52	7.35	10.53	14.09	12.26
Type 4	10.51	15.05	20.14	17.52	7.35	10.53	14.09	12.26
Type 5	0	16.23	16.86	16.23	0	11.35	11.80	11.35
Type 6	0	17.52	17.52	17.52	0	12.26	12.26	12.26

**Tableau III.35:** sollicitations les plus défavorables des poutrelles (étage commercial).

**Plancher à usage bureau :**

Types de poutrelles	ELU				ELS			
	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V^{\max}$ (KN)	$M_0^{\max}$ (KN.m)	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V^{\max}$ (KN)	$M_0^{\max}$ (KN.m)
Type 2	6.32	10.84	13.90	12.64	4.50	7.72	9.90	9.00
Type 3	7.58	10.21	14.53	12.64	5.40	7.27	10.35	9.00

**Tableau III.36:** sollicitations les plus défavorables des poutrelles (étage bureau).

**Plancher à terrasse accessible :**

Types de poutrelles	ELU				ELS			
	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V^{\max}$ (KN)	$M_0^{\max}$ (KN.m)	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V^{\max}$ (KN)	$M_0^{\max}$ (KN.m)
Type 2	7.52	12.04	16.54	15.04	5.46	8.74	12.01	10.92

**Tableau III.37:** sollicitations les plus défavorables des poutrelles (terrasse accessible).

**Plancher à terrasse inaccessible :**

Types de poutrelles	ELU				ELS			
	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V^{\max}$ (KN)	$M_0^{\max}$ (KN.m)	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V^{\max}$ (KN)	$M_0^{\max}$ (KN.m)

Type 1	6.7	10.72	14.74	13.40	4.89	7.82	10.75	9.78
Type 2	6.7	10.72	14.74	13.40	4.89	7.82	10.75	9.78
Type 3	9.04	10.05	15.41	13.40	5.86	7.33	11.24	9.78

**Tableau III.38:** sollicitations les plus défavorables des poutrelles (terrasse inaccessible).

**Les sollicitations maximales :**

Poutrelles	ELU	ELS
Étage d'habitation	$M_t^{\max} = 8.82 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = - 6.42 \text{ KN.m}$ $V^{\max} = 12.30 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 10.70 = -1.60 \text{ KN.m}$	$M_t^{\max} = 6.35 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = - 4.62 \text{ KN.m}$ $V^{\max} = 8.85 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 7.7 = 1.15 \text{ KN.m}$
Étage Commercial	$M_t^{\max} = 17.52 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = - 10.51 \text{ KN.m}$ $V^{\max} = 20.14 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 17.52 = -2.62 \text{ KN.m}$	$M_t^{\max} = 12.26 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = - 7.35 \text{ KN.m}$ $V^{\max} = 14.09 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 12.26 = -1.84 \text{ KN.m}$
Étage Bureau	$M_t^{\max} = 10.84 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = - 7.58 \text{ KN.m}$ $V^{\max} = 14.53 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 12.64 = -1.89 \text{ KN.m}$	$M_t^{\max} = 7.72 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = - 5.40 \text{ KN.m}$ $V^{\max} = 10.35 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 9 = -1.35 \text{ KN.m}$
Terrasse accessible	$M_t^{\max} = 12.04 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = - 7.52 \text{ KN.m}$ $V^{\max} = 16.54 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 15.04 = -2.25 \text{ KN.m}$	$M_t^{\max} = 8.74 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = - 5.46 \text{ KN.m}$ $V^{\max} = 12.01 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 10.92 = -1.63 \text{ KN.m}$
Terrasse inaccessible	$M_t^{\max} = 10.72 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = - 9.04 \text{ KN.m}$ $V^{\max} = 15.41 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 13.40 = -2.01 \text{ KN.m}$	$M_t^{\max} = 7.82 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = - 5.86 \text{ KN.m}$ $V^{\max} = 11.24 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 9.78 = -1.46 \text{ KN.m}$

**Tableau III.39:** les sollicitations maximales des poutrelles.

**Ferraillage des poutrelles :**

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage d'habitation qui est sollicitée par :

À l'ELU :  $M_t^{\max} = 8.82 \text{ KN.m}$

À l'ELS :  $M_t^{\max} = 6.35 \text{ KN.m}$

$M_a^{\max} = - 6.42 \text{ KN.m}$

$M_a^{\max} = - 4.62 \text{ KN.m}$

$V^{\max} = 12.30 \text{ KN}$

$V^{\max} = 8.85 \text{ KN}$

$M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 10.70 = -1.60 \text{ KN.m}$

$M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 7.7 = 1.15 \text{ KN.m}$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b=65\text{cm}; \quad b_0=10\text{cm}; \quad h=16\text{cm}; \quad h_0=4\text{cm}; \quad h_t=20\text{cm}.$$

**1. Calcul à l'ELU :** Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

**Plancher à étage d'habitation :**

**A- Armature longitudinales**

➤ **Ferrailage en travée ;**

Calcul de  $M_{tu}$  :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 8.82 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$  La table de compression n'est pas entièrement comprimée ; l'axe neutre passe donc par la table de compression, ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

➤ **Calcul des armatures ;**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{8.82 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.18^2 \times 0.65} = 0.0295 < \mu_l = 0.3916$$

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

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

Calcul de A :

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0295}) = 0.0374$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0374) = 0.1773 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{8.82 \times 10^{-3}}{0.1773 \times 348} = 1.43 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_t = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_t = 2\text{HA}8 + 1\text{HA}10 = 1.80\text{cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité ;**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41\text{cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ **Ferraillage en appui ;  
Appuis intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.42 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.1395$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1395}) = 0.1886$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.1886) = 0.1664\text{m}$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{z \times f_{st}} = \frac{6.42 \times 10^{-3}}{0.1664 \times 348} = 1.1 \times 10^{-4}\text{m}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.22\text{cm}^2$$

$$A_{\min} < A_a \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\text{On choisit : } A_a = 1\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 1.29\text{cm}^2$$

**Appuis de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.6 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0347$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0347}) = 0.0441$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0441) = 0.1768\text{m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{1.6 \times 10^{-3}}{0.1768 \times 348} = 0.26 \times 10^{-4} m^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.22 cm^2$$

$$A_{\min} < A_{rive}$$

On choisit :  $A_{rive} = 1HA8 = 0.50 cm^2$ .

## 2. Vérification à l'ELU

### a. Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 12.30 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{12.30 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.68 MPa$$

$$FPN \longrightarrow \overline{\tau_u} = \min [0.13 f_{c28}; 5 MPa] = 3.33 MPa$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad \text{C'est vérifié}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

### b. Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{l \min}; h/35; b_0/10)$$

**BAEL91 (Article H.III.3)**

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min (8; 200/35; 10/10) = 0.57 cm$$

Soit :  $\Phi_t = 6 mm$ .

On choisi un éterier avec  $A_t = 2\Phi6 = 0.57 cm^2$ .

### c. Espacement

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40cm) = 16.2cm \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{10 \times 0.4} = 57cm \\ \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3K \times f_{t28})} = 364.8cm \end{array} \right. \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$\alpha = 90^\circ$  flexion simple, armatures droites.

Avec  $K = 1$  (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

Soit :  $St = 15 \text{ cm}$ .

#### d. Vérification des armatures longitudinales

- Appuis de rives ;

$$A_L \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 12.30 \times 10^{-3}}{400} = 0.35 \text{ cm}^2$$

Avec  $A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$

$$A_L = 2HA8 + 1HA10 + 1HA8 = 2.30 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaires ;

$$V_u = 12.30 \text{ KN} \quad ; \quad F_C = \frac{Mu}{0.9d} = \frac{-6.42}{0.9 \times 0.18} = -39.63 \text{ cm}^2$$

On a  $|F_C| \geq |V_u| \Rightarrow V_u + F_C = 12.30 - 39.63 = -27 < 0$

$\Rightarrow$  Les  $A_L^{\text{inf}}$  ne sont soumises à aucun effort de traction.

#### e. Vérification de la jonction table-nervure

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec :} \quad b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.275 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{12.30 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.803 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \cdot f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa.} \quad \text{condition vérifiée.}$$

#### f. Vérification de la bielle

$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$  avec  $a = \min(a_1 ; a_2)$

$$a_1 = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$a_2 = l_a - 2 \cdot c = 30 - 4 = 26 \text{ cm} \quad \text{avec } l_a : \text{ largeur de l'appui.}$$

$$V_u = 12.30 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 = 106.8 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

### 3. Vérification à l'ELS

#### a. État limite d'ouverture des fissures

**BAEL 91(Article B-6-3)**

La fissuration est peu nuisible, elle n'exige donc pas de faire des vérifications.

#### b. État limite de compression du béton



$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

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

### 1. En travée

- **Position de l'axe neutre (y) ;**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1.8(18 - 4) = 142 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0 \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

$$\Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{0.65}{2} y^2 + 15(1.80 \times 10^{-4} + 0)y - 15(1.80 \times 10^{-4} \times 0.18) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.035 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie ;**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{0.65}{3} \times 0.035^3 + 15 \times 1.80 \times 10^{-4} (0.18 - 0.035)^2 = 0.660570 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Contraintes ;**

$$\sigma_{bc} = \frac{6.35 \times 10^{-3} \times 0.035}{0.66057 \times 10^{-4}} = 3.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.36 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée.} \quad \text{(BAEL E.III.2)}$$

### 2 - En appuis intermédiaires

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

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1.29(18 - 4) = 249 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0 \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

$$\Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\Rightarrow \frac{0.65}{2} y^2 + 15(1.29 \times 10^{-4} + 0)y - 15(1.29 \times 10^{-4} \times 0.18) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.03 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie ;**

$$I = \frac{b}{3} \times y + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2 \quad ; \quad A' = 0$$

$$\Rightarrow I = \frac{0.65}{3} \times 0.03^3 + 15 \times 1.29 \times 10^{-4} (0.18 - 0.03)^2 = 0.493875 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.62 \times 10^{-3}}{0.493875 \times 10^{-4}} \times 0.03 = 2.80 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

### c. État limite de déformation

### BAEL91 (Article L.VI, 2)

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les déformations de service.

- **Évaluation de la flèche ;**

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 :  $\frac{h}{l} = \frac{16}{400} = 0.04 < \frac{1}{16}$  la condition n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche

s'impose.

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

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

$$f_{adm} = \left( \frac{l}{500} \right) = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$$

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

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

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

- **Évaluation 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.

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

- **Contraintes ( $\sigma_s$ ) :**

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

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

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

**Inerties fictives ( $I_f$ )**

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

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

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

## - Évaluation des flèches

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.6 \times G = 0.67 \times 4.43 = 2.88 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (4.43 + 1.5) = 6.83 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.85 \times 4^2}{8} = 2.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{2.88 \times 4^2}{8} = 4.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.85 \times 4^2}{8} = 5.77 \text{ KN.m}$$

## • Propriété de la section

Position de l'axe neutre :

$$y = 3.5 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$y_G = \frac{b_0 \cdot h^2 / 2 + (b - b_0) h_0^2 / 2 + n(A \cdot d + A' \cdot d')}{b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + n(A + A')}$$

$$y_G = \frac{10 \times 20^2 / 2 + (65 - 10) \times 4^2 / 2 + 15(1.8 \times 18)}{65 \times 20 + (65 - 55) h_0 + 15 \times 1.8} = 6.55 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} y_G^3 + b_0 - (b - b_0) \frac{(y_G - h)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + 15(A(d - y_G)^2 + A'(d - y_G)^2)$$

$$I_0 = 17434.8 \text{ cm}^4 \quad (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton).})$$

$$A_s = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{1.8}{10 \times 18} = 0.01$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 4.2656 \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.7062 \quad \text{Déformation différée.}$$

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

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

- **Calcul des contraintes ;**

$$\sigma_{sj} = 91.53 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 142.50 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 190.49 \text{ Mpa}$$

- **Calcul des inerties fictives ;**

$$\mu_j = 0.36 \quad \mu_g = 0.52 \quad \mu_p = 0.62$$

$$I_{f_{ij}} = 7536.38 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{f_{ig}} = 5890.38 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{f_{ip}} = 5250.27 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{f_{vg}} = 10081.4 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{2.77 \times 10^{-3} \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 7536.38 \times 10^{-8}} = 1.815 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{4.32 \times 10^{-3} \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 5890.38 \times 10^{-8}} = 3.615 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{5.77 \times 10^{-3} \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 5250.27 \times 10^{-8}} = 5.422 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{4.32 \times 10^{-3} \times 4^2}{10 \times 10721.4 \times 10081.4 \times 10^{-8}} = 6.337 \times 10^{-3} \text{ m}$$

- **La flèche totale  $\Delta f$**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (6.337 - 1.815 + 5.422 - 3.615) \times 10^{-3} = 6.329 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.6329 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.8 \text{ cm}$$

C'est-à-dire que la condition de la flèche est vérifiée.

#### 4. Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

	nature	M KN.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z cm	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>ado</sub> (cm <sup>2</sup> )
Étage d'habitation	travée	8.82	0.029	0.037	17.73	1.43	1.41	2HA8+1HA10=1.80
	App (int)	6.42	0.139	0.189	16.60	1.11	0.22	1HA8+1HA10=1.29
	App (rive)	1.60	0.034	0.044	17.60	0.26	0.22	1HA8=0.50
Étage bureau	travée	1.69	0.036	0.046	17.66	1.76	1.41	2HA8+1HA10=1.80
	App (int)	16.17	0.165	0.227	16.36	1.33	0.22	2HA10=1.57
	App (rive)	2.92	0.041	0.052	17.62	0.30	0.22	1HA8=0.50
Étage commercial	travée	26.96	0.052	0.076	17.45	2.88	1.41	2HA12+1HA10=3.05
	App (int)	16.17	0.229	0.329	15.62	1.93	0.22	2HA12=2.26
	App (rive)	4.04	0.057	0.073	17.47	0.43	0.22	1HA8=0.50
Terrasse accessible	travée	9.95	0.040	0.051	17.63	1.96	1.41	2HA12+1HA10=3.05
	App (int)	6.10	0.163	0.225	16.37	1.32	0.22	2HA10=1.57
	App (rive)	1.83	0.049	0.062	17.54	0.36	0.22	1HA8=0.50
Terrasse inaccessible	travée	16.49	0.036	0.045	17.67	1.74	1.41	2HA12+1HA10=3.05
	App (int)	12.37	0.197	0.276	16.00	1.62	0.22	1HA10+1HA12=1.92
	App (rive)	3.09	0.047	0.058	17.57	0.34	0.22	1HA8=0.50

**Tableau III.40:** ferrailage des poutrelles de tous les étages.

#### 5. Vérification des contraintes à l'ELS

##### - État limite de compression du béton :

plancher	En travée				En appuis				observation
	Mt KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ Mpa	Mt KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ Mpa	
étage habitation	6.35	3.5	6608.7	3.36	4.62	3.09	4954.7	2.88	vérifiée
Étage bureau	7.72	3.5	6608.7	4.09	5.4	3.32	5906	3.04	vérifiée
Étage commercial	12.26	4.39	10306	5.22	7.35	3.84	8024	3.52	vérifiée
Terrasse accessible	8.84	3.7	7447.4	4.34	5.46	3.32	5873.7	3.08	vérifiée
Terrasse inaccessible	7.82	3.5	6608	4.14	5.86	3.59	6984	3.01	vérifiée

**Tableau III.41:** vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages.

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

planchers	étage habitation	Étage bureau	Étage commercial	Terrasse accessible	Terrasse inaccessible
$q_{jser}$ KN/m	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85
$q_{gser}$ KN/m	2.88	2.88	2.88	4.49	4.24
$q_{pser}$ KN/m	3.85	4.5	6.13	5.46	4.89

$M_{jser}$ KN.m	2.77	2.77	2.77	2.77	2.77
$M_{gser}$ KN.m	4.32	4.32	4.32	6.73	6.36
$M_{pser}$ KN.m	5.77	6.75	9.19	8.19	7.33
$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	17434.8	17434.8	19795.7	19795.7	19795.7
$\rho$	0.010	0.010	0.017	0.017	0.017
$\lambda_i$	4.26	4.26	2.51	2.51	2.51
$\lambda_v$	1.70	1.70	1.00	1.00	1.00
$\sigma_{sj}$ (Mpa)	91.53	91.53	55.00	55.00	55.00
$\sigma_{sg}$ (Mpa)	142.50	142.50	85.63	133.50	126.07
$\sigma_{sp}$ (Mpa)	190.49	222.65	182.26	162.34	145.39
$\mu_j$	0.362	0.36	0.37	0.37	0.37
$\mu_g$	0.528	0.52	0.53	0.67	0.65
$\mu_p$	0.621	0.66	0.74	0.71	0.69
$I_{f_{ij}}$ (cm <sup>4</sup> )	7536.38	7536.38	11282.2	11282.2	11282.2
$I_{f_{ig}}$ (cm <sup>4</sup> )	5890.38	5890.38	9278.21	8102.2	8222.36
$I_{f_{ip}}$ (cm <sup>4</sup> )	5950.27	4992.61	7567.87	7745.42	7936.95
$I_{f_{vg}}$ (cm <sup>4</sup> )	10081.4	10081.4	14151.1	12999.9	13123.0
$f_{ji}$ (mm)	1.81	1.81	1.21	1.21	1.21
$f_{gi}$ (mm)	3.61	3.61	2.29	4.09	3.81
$f_{pi}$ (mm)	5.42	66.66	5.98	5.21	4.55
$f_{gv}$ (mm)	6.33	6.33	4.51	5.66	7.16
$\Delta f$ (mm)	6.32	7.57	6.99	7.56	6.69
$f_{adm}$ (mm)	8	8	8	8	8
observation	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée	vérifiée

**Tableau III.42:** vérification de l'état limite de déformation.

6. Schéma de ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
étage habitation	<p>1HA8</p> <p>Φ6st15cm</p> <p>1HA10</p> <p>2HA8</p>	<p>1HA10</p> <p>1HA8</p> <p>Φ6st15cm</p> <p>1HA10</p> <p>2HA8</p>	<p>1HA8</p> <p>Φ6st15cm</p> <p>1HA10</p> <p>2HA8</p>
	<p>1HA8</p> <p>1HA10</p> <p>2HA8</p>	<p>2HA10</p> <p>1HA10</p> <p>2HA8</p>	<p>1HA8</p> <p>1HA10</p> <p>2HA8</p>
	<p>1HA8</p> <p>Φ6st15cm</p> <p>1HA10</p> <p>2HA12</p>	<p>2HA12</p> <p>Φ6st15cm</p> <p>1HA10</p> <p>2HA12</p>	<p>1HA8</p> <p>Φ6st15cm</p> <p>1HA10</p> <p>2HA12</p>



Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Étage accessible	<p>1HA8</p> <p>Φ6st15cm</p> <p>1HA10</p> <p>2HA12</p>	<p>2HA10</p> <p>Φ6st15cm</p> <p>1HA10</p> <p>2HA12</p>	<p>1HA8</p> <p>Φ6st15cm</p> <p>1HA10</p> <p>2HA12</p>
	<p>1HA8</p> <p>Φ6st15cm</p> <p>1HA10</p> <p>2HA12</p>	<p>1HA12</p> <p>1HA10</p> <p>Φ6st15cm</p> <p>1HA10</p> <p>2HA12</p>	<p>1HA8</p> <p>Φ6st15cm</p> <p>1HA10</p> <p>2HA12</p>
Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive

**Tableau III.43:** schéma de ferrailage des poutrelles.

### III.3. Étude de la dalle de compression

Selon le **BAEL 91 (B.6.8, 423)**, la dalle de compression doit être armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures ;
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'après le même article cité ci-dessus, les sections des armatures sont calculées comme suit :

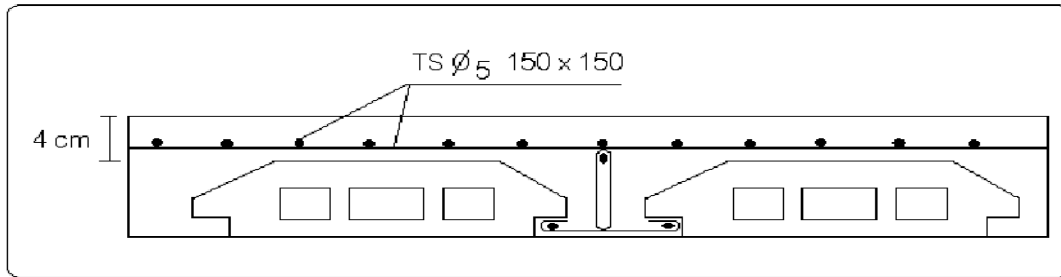
- **ARMATURES PERPENDICULAIRES AUX POUTRELLES :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **ARMATURES PARALLELES AUX POUTRELLES :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'où l'option retenue : un treillis soudé *TS*  $\Phi 5$  150×150



**Figure III.15:** schéma de ferrailage de la dalle de compression.

### III.4. Étude des dalles pleines

#### Introduction :

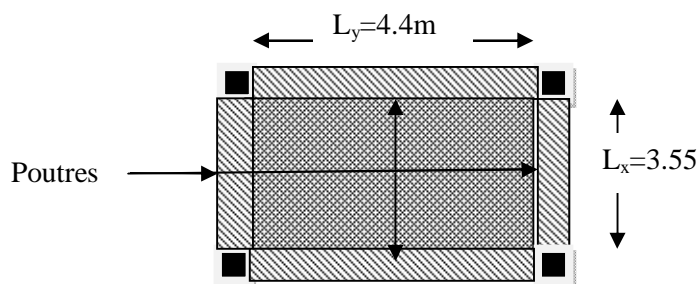
Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \rho \leq 0.4 \quad \longrightarrow \quad \text{la dalle travaille suivant un seul sens.}$$

$$\rho > 0.4 \quad \longrightarrow \quad \text{la dalle travaille suivant les deux sens.}$$

#### III.4.1. Panneau de la dalle sur 4 appuis (sous sol) :



**Figure III.16:** panneau de dalle du sous sol 1

$\rho = \frac{355}{440} = 0.806$       Donc la dalle travaille selon les deux sens.

**1-Calcul des sollicitations**

**a-ELU :**

On a :  $G=4,97 \text{ KN/m}^2$  et  $Q=5 \text{ KN/m}^2$

$$\begin{cases} P_u = 1.35 \times 4.97 + 1.5 \times 5 = 14.20 \text{ KN/ml.} \\ P_s = 4.97 + 5 = 9.97 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \dots\dots\dots \text{BAEL (annexe 1)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0.0561 \times 14,20 \times 3,55^2 = 10,04 \text{ KN / ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0,5959 \times 10,04 = 5,98 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b x h) m<sup>2</sup>.

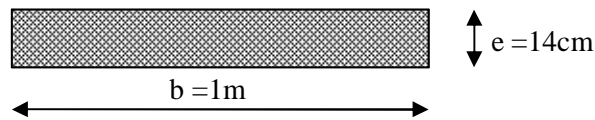
• **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

- **En travée :**       $\begin{cases} M^t_x = 0.85 M^x_{0u} = 8,53 \text{ KN.m} \\ M^t_y = 0.85 M^y_{0u} = 5,08 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **En appuis :**       $\begin{cases} M^a_x = 0,3 M^x_{0u} = 3,01 \text{ KN.m} \\ M^a_y = 0,3 M^y_{0u} = 1,79 \text{ KN.m} \end{cases}$

**2. Ferrailage :**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.



**Figure III.17:** Section de la dalle pleine a ferrailé.

**Selon Lx :**

**En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,53 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0,041 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,041}) = 0.053$$

$$z = 0.10 \times (1 - 0.4 \times 0.053) = 0.117$$

$$A_{ix} = \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} = \frac{-8,53 \times 10^{-3}}{0.117 \times 348} = 2,09 \times 10^{-4} m^2$$

**En appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,01 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0,014 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,014}) = 0.018$$

$$z = 0.10 \times (1 - 0.4 \times 0.018) = 0.119$$

$$A_{ax} = \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} = \frac{-3,01 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} = 0,72 \times 10^{-4} m^2$$

**Selon Ly :**

**En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0,024 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,024}) = 0.031$$

$$z = 0.10 \times (1 - 0.4 \times 0.031) = 0.118$$

$$A_{iy} = \frac{M_y^t}{z \times f_{st}} = \frac{-5,08 \times 10^{-3}}{0.118 \times 348} = 1,23 \times 10^{-4} m^2$$

**En appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,79 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0,008 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,008}) = 0.011$$

$$z = 0.10 \times (1 - 0.4 \times 0.011) = 0.119$$

$$A_{ay} = \frac{M_y^a}{z \times f_{st}} = \frac{-1,79 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} = 0,43 \times 10^{-4} m^2$$

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

Pour  $e \geq 12$ ,  $\rho \geq 0.4$ ,  $f_c \text{ E400} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$A_{x\min} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e$$

$$A_{y\min} = 0.0008 \times b \times e$$

$$A_{\min} < A_t \quad \text{Vérifiée.}$$

### 3. Vérification des espacements

$$\begin{cases} S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ vérifiée (sens principale).} \\ S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire).} \end{cases}$$

On opte  $S_t = 25\text{cm}$

En travée				
Sens-x	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{min}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{opt}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t (\text{cm})$
	2,09	1,22	4HA10=3,14	25
Sens-y	1,23	1,12	4HA10=3,14	25
En appuis				
Sens-x	0,72	1,22	4HA8=2.01	25
Sens-y	0,432	1,12	4HA8=2.01	25

**Tableau III.44:** Calcul du ferrailage du panneau sur 4 appuis.

### 4. Vérification des diamètres des barres

$$\Phi = 10 \leq \frac{h}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

### 5. Vérification à l'ELU

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{P \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{14,20 \times 4,4}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,806}{2}} = 22,27 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{22,278 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126} = 0.176 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Il n'y a donc pas de rupture par cisaillement.

### 6. Vérification à l'ELS

$$P_s = 4.97 + 5 = 9.97 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0628 \\ \mu_y = 0,7111 \dots\dots\dots \text{BAEL (annexe 1)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times Pu \times l_x^2 = 0,0628 \times 9,97 \times 3,55^2 = 7,89 \text{ KN / ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0,7111 \times 7,89 = 5,61 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

- **État limite de compression du béton ;**
- **Vérification des contraintes :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), seule la vérification de la contrainte de compression dans le béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

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

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

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul.

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
Appuis (x)	2.36	3239.4	2.40	1.75	15
Appui (y)	1.68	3239.4	2.40	1.25	15
Travées (x)	6.70	4713.1	2.92	4.16	15
Travées (y)	4.77	4713.1	2.92	2.95	15

**Tableau III.45:** vérification de la contrainte de compression dans le béton.

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

La FPN ⇒ aucune vérification à faire.

**-État limite de déformation :**

**Selon x :**

$$\frac{h}{L_x} < \frac{1}{16} \Rightarrow 0,039 < 0,062 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}}{10 \times M_{tx}} \Rightarrow 0,039 < \frac{6,70}{10 \times 7,89} = 0,084 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 12} = 0,0026 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**Selon y :**

$$\frac{h}{L_y} < \frac{1}{16} \Rightarrow 0.031 < 0.062 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L_y} > \frac{M_{ty}}{10 \times M_{ty}} \Rightarrow 0.031 < \frac{4.76}{10 \times 5.61} = 0.084 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{As}{b \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, il faut donc vérifier la flèche.

- **Vérification de la flèche :**

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :  $f_{adm} = \frac{L}{500}$  **CBA93.art(B.6.5.3)**

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

**Selon x :**  $\frac{h}{L_x} < \frac{1}{16}$

$$f_{adm} = \frac{355}{500} = 0.71 \text{cm}$$

$$f_{ij} = 0.30 \text{mm}; \quad f_{gi} = 0.43 \text{mm}; \quad f_{gv} = 1.29 \text{mm}; \quad f_{pi} = 1.25 \text{mm}$$

$$\Delta f = 1.81 \text{mm} < f_{adm} = 7.1 \text{mm}$$

**Selon y:**

$$f_{adm} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{cm}$$

$$f_{ij} = 0.33 \text{mm}; \quad f_{gi} = 0.47 \text{mm}; \quad f_{gv} = 1.41 \text{mm}; \quad f_{pi} = 0.94 \text{mm}$$

$$\Delta f = 1.56 \text{mm} < f_{adm} = 8.8 \text{mm}$$

7. Schéma de ferrailage :

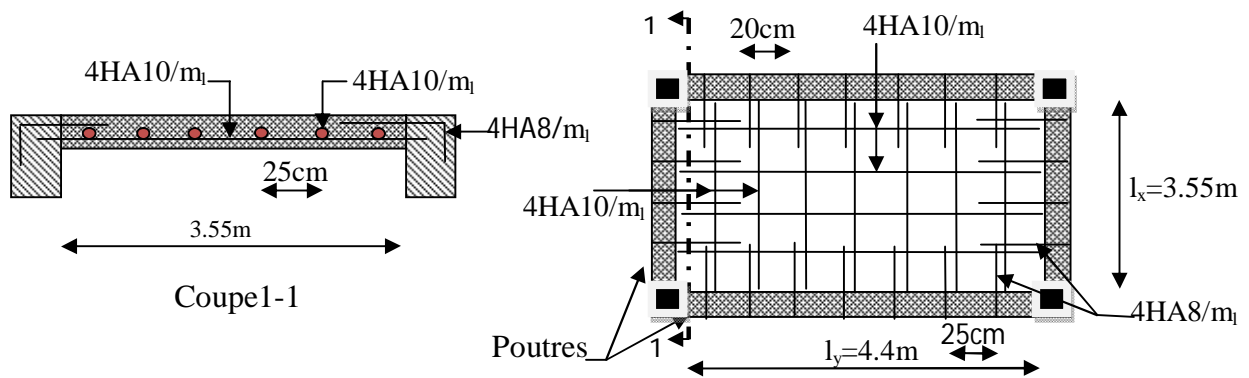


Figure III.18: schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

III.4.2. Panneau de dalle sur 3 appuis

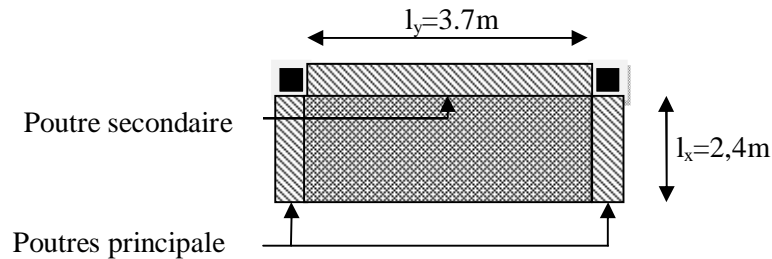


Figure III.19: panneau de dalle sur 3 appuis.

$$\rho = \frac{240}{370} = 0.648$$

$$L_x > \frac{L_y}{2} = \frac{3.7}{2} = 1.85$$

Donc :

$$M_0^x = \frac{P \times l_y^3}{24} ; M_0^y = \frac{P \times l_y^2}{8} (L_x - L_y/2) + \frac{P \times l_y^3}{48}$$

1-Calcul des sollicitations

On a :  $G=4.97 \text{ KN/m}^2$  et  $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$ .

$$\begin{cases} P_u = 1.35 \times 4.97 + 1.5 \times 3.5 = 11.96 \text{ KN/ml.} \\ P_s = 4.97 + 3.5 = 8.47 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

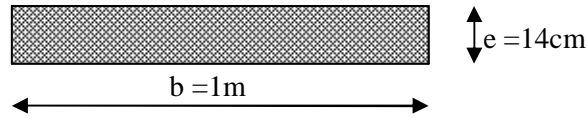
Localisation	M <sup>0</sup> (KN.m)		M <sup>l</sup> (KN.m)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
En travée				
Sens x	25.24	17.87	21.45	15.19
Sens y	23.87	16.91	20.29	14.37
En appui				
Sens x	/	/	-7.57	5.36
Sens y	/	/	-7.16	5.07

Tableau III.46: calcul des sollicitations.



### 2- Le ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.



**Figure III.20:** section de la dalle pleine à ferrailer.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	ELU			$A_{cal} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{opt} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t (\text{cm})$
	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)				
En travée							
Sens x	0.105	0.139	0.113	5.44	1.31	5HA12=5.65	20
Sens y	0.099	0.131	0.113	5.13	1.12	5HA12=5.65	20
En appui							
Sens x	0.037	0.047	0.117	1.85	1.31	5HA8=2.51	20
Sens y	0.035	0.044	0.117	1.74	1.12	5HA8=2.51	20

**Tableau III.47:** calcul du ferrailage de la dalle sur 3 appuis.

Avec :  $A_{x_{min}} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e$

$A_{y_{min}} = 0.0008 \times b \times e$

$FN \Rightarrow S_t < \min(2 \times e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

### 3. Vérification à l'ELU

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u^y = \frac{P \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{11.96 \times 2.4}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.648}{2}} = 9.56 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.079 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

La rupture par cisaillement n'aura pas lieu.

### 4. Vérification à l'ELS

- **Vérification des contraintes :**

le tableau suivant illustre les résultats de calcul.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées (x)	15.19	7526.08	0.037	7.55	15
Travées (y)	14.37	7526.08	0.037	7.14	15

**Tableau III.48:** vérification des contraintes.

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

**Sens y :**

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - Y) = 236.58 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min [2/3 \cdot f_e, \max(240, 110 \sqrt{n \times f_e})] = 240 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \text{ vérifiée}$$

- **État limite de déformation ;**

**Selon x :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{14}{240} = 0.058 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h_t}{l} = 0.058 > \frac{M_{tx}}{10 \times M_{tx}} \Rightarrow 0.058 < \frac{15.19}{10 \times 17.87} = 0.085$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0047 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

**Selon y :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{14}{370} = 0.037 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h_t}{l} = 0.037 > \frac{M_{tx}}{10 \times M_{tx}} \Rightarrow 0.037 < \frac{14.37}{10 \times 16.91} = 0.085$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0047 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, il faut donc vérifier la flèche.

- **Vérification de la flèche ;**

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{L}{500}$$

**CBA93.art(B.6.5.3)**

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

**Selon x :**

$$f_{adm} = \frac{240}{500} = 0.48 \text{ cm}$$

$$f_{ij}=0.41\text{mm} ; f_{gi}=0.93\text{mm} ; f_{gv}=2.04\text{mm} ; f_{pi}=2.45\text{mm}$$

$$\Delta f = 3.14\text{mm} < f_{adm} = 4.8\text{mm}$$

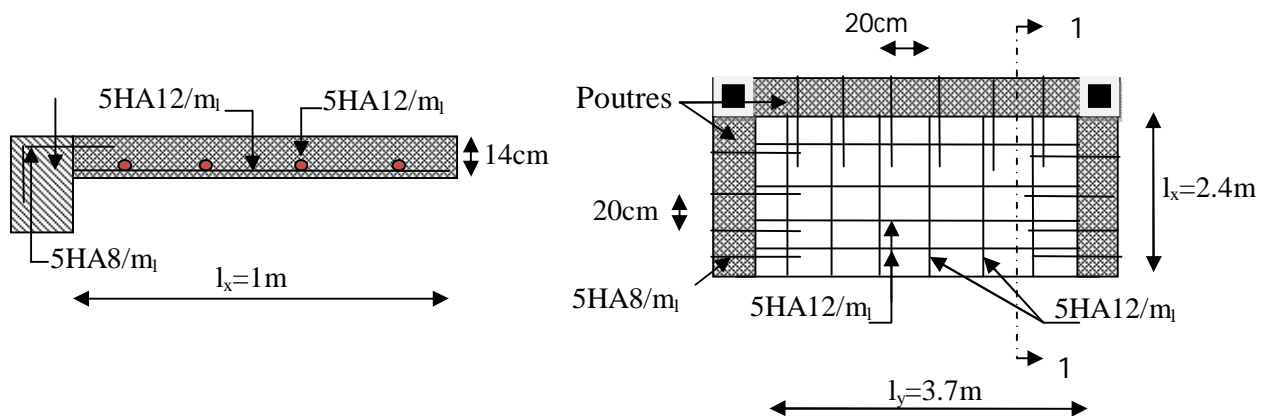
**Selon y:**

$$f_{adm} = \frac{370}{500} = 0.74\text{cm}$$

$$f_{ij}=0.85\text{mm} ; f_{gi}=1.98\text{mm} ; f_{gv}=4.6\text{mm} ; f_{pi}=5.33\text{mm}$$

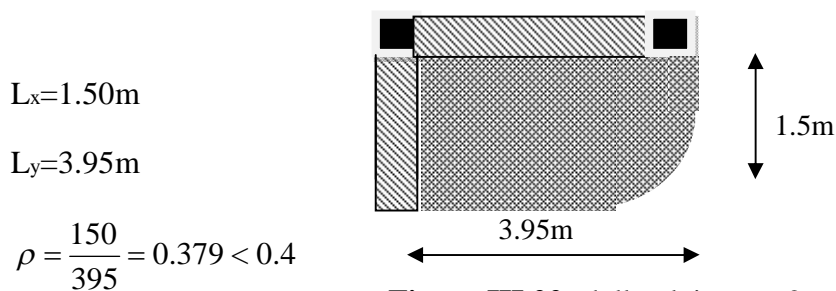
$$\Delta f = 6.93\text{mm} < f_{adm} = 7.4\text{mm}$$

### 5. Schéma de ferrailage



**Figure III.21:** Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.

### III.4.3. Dalle sur deux appuis



$$\rho = \frac{150}{395} = 0.379 < 0.4$$

**Figure III.22:** dalle pleine sur 2 appuis.

La dalle travaille donc selon un seul sens (sens X), comme une console.

#### 1. Calcul du chargement

**ELU :**

$$G=4.97 \text{ KN/m}^2$$

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

$P=1 \text{ KN/m}$  : la charge concentrée due au poids propre du garde du corps.

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 4.47 + 1.5 \times 3.5 = 11.96 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 4.97 + 3.5 = 8.47 \text{ KN/ml.} \\ p_u = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

## 2. Calcul des moments

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u = \frac{11.96 \times 1.5^2}{2} + (1.35 \times 1.5) = 15.46 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times L + P_u = 11.96 \times 1.5 + 1.35 = 19.27 \text{ KN}$$

## 3. Ferrailage

### - Armatures principales :

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm; } h = 14 \text{ cm; } d = 12 \text{ cm; } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

M <sub>u</sub> (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	S <sub>t</sub> (cm)
15.46	0.075	0.098	0.115	3.86	5HA10=3.93	20

**Tableau III.49:** le ferrailage de la dalle pleine sur 02 appuis

### - Armatures secondaires :

$$A_t = \frac{A_l}{3} = \frac{3.93}{3} = 1.31 \text{ m}^2$$

On opte pour 4HA8=2.01cm<sup>2</sup>

$$\text{Avec } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

### - Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2.$$

$$1.45 \text{ cm}^2 < 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié.}$$

## 4. Vérification à l'ELU

### - L'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.} \quad \text{condition vérifiée.}$$

## 5. Vérification à l'ELS

### - La contrainte dans le béton :

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

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} + P_s \times l = \frac{8.47 \times 1,5^2}{2} + 1 \times 1,5 = 11.02 \text{KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.4 \text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 6244 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.02 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

Fissuration nuisible  $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 \text{MPa}.$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 156.09 \text{MPa}.$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{C'est vérifié.}$$

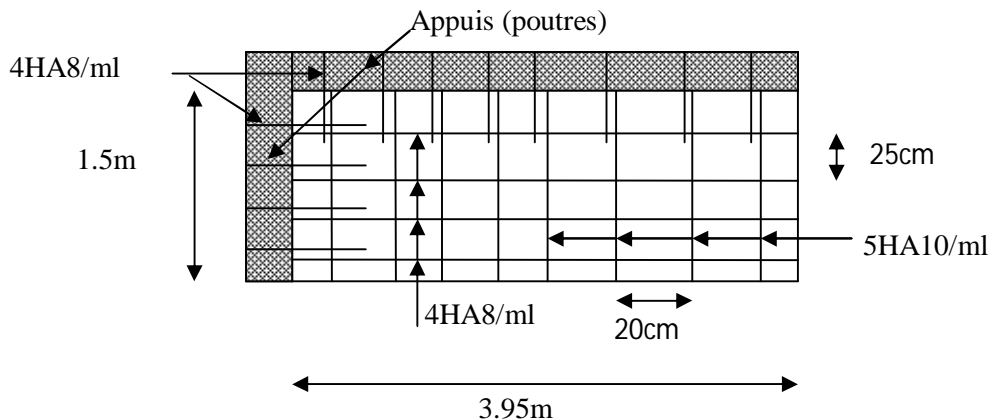
- **État limite de déformation :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{14}{150} = 0,093 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h_t}{l} = 0.093 > \frac{M_{tx}}{10 \times M_{tx}} \Rightarrow 0.093 > \frac{9.36}{10 \times 11.02} = 0.08$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,0032 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105$$

Les conditions sont vérifiées, la flèche n'a pas besoin d'être vérifiée.



**Figure III.23:** schéma de ferrailage des dalles sur 2 appuis.

### III.5. Calcul de l'acrotère

Réalisé en béton armé, l'acrotère est un élément encastré dans le plancher, il a pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher ; trois forces se conjuguent pour exercent leurs pressions respectives sur lui : son poids propre (G), une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

#### III.5.1. Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée ;
- La fissuration est considérée comme préjudiciable ;
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

#### III.5.2. Évaluation des charges

$$S = 10 \times 100 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S = 0.1085m^2$$

– Poids propre :  $G1 = 25 \times 0.1085 \times 1 = 2.71 \text{KN}$  ;

– Poids d'enduit de ciment intérieur (ciment :  $e=2\text{cm}$ ) :  $G2 = 20 \times 0.02 \times 1 \times 1 = 0.4 \text{KN}$  ;

– Poids d'enduit de ciment extérieur (ciment:  $e=1.5\text{cm}$ ) :  $G3 = 20 \times 0.015 \times 1 \times 1 = 0.3 \text{KN}$

$W_p = G1 + G2 + G3 = 3.41 \text{KN}$ .

$Q = 1.5 \text{KN}$

La force sismique :

La force sismique horizontale  $F_p$  est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad \text{RPA (Art. 6.2.3)}$$

$A$  : coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa,  $A = 0.15$ ).

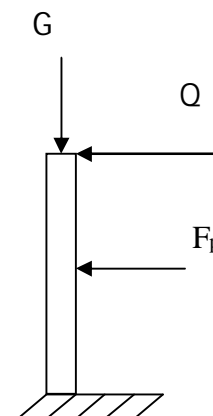
$C_p$  : facteur de force horizontal ( $C_p = 0.8$ ).

$W_p$  : poids de l'acrotère.

Donc :  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.4 = 1.64 \text{KN}$

Calcul du centre de gravité de la section  $G(X_g; Y_g)$  :

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.52m ; \quad X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.057m$$



**Figure III.24:** schéma statique de l'acrotère.

**III.5.3. Calcul des sollicitations**

L'acrotère est sollicité par :

$$N_G = 3.41 \text{ KN}$$

$$N_Q = 0 \text{ KN}$$

$$N_{F_p} = 0 \text{ KN}$$

$$M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = Q \times h = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.m}$$

$$M_F = F_p \times Y_g = 1.64 \times 0.52 = 0.853 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait en flexion composée de bord de 1m.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	3.41	4.6	3.41
M (KN.m)	2.353	2.25	1.5

**Tableau III.50:** les sollicitations du calcul.

**III.5.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime**

La combinaison à considérer est : 1,35G + 1,5Q.

$$N_u = 4.6 \text{ KN}$$

$$M_u = 2.25 \text{ KN.m}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.25}{4.6} = 0.49 \text{ m}$$

$$\frac{H}{6} = \frac{1}{6} = 0.16 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central. Pour cela la section est partiellement comprimée et le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme nous allons remplacer  $e_1$  par  $e$  qui est l'excentricité réelle de calcul.

Avec:

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

$e_a$ : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_1$ : l'excentricité structurale.

$e_2$ : excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{100}{250}\right) = 2cm$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2 + \alpha)}{10000 \times h}$$

Avec :  $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$  **(RPA. Art. A.4.3.5)**

$\varphi$ : le rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge ( $\varphi = 2$ ).

$\alpha$ : le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes ; au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$L_f$ : longueur de flambement ;  $L_f = 2l_0 = 2 \times 1 = 2m$ .

$h_0$ : hauteur de la section égale à 10cm.

$$e_2 = \frac{3 \times (2)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0,10} = 0.024 m$$

D'où  $e_t = e_a + e_1 + e_2 = 0.02 + 0.49 + 0.024 = 0.51 m$

### III.5.5. Ferrailage de la section

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 4.6KN$$

$$M_u = N_u \times e = 4.6 \times 0.51 = 2.346KN.m$$

$h=10cm$  ;  $d=7cm$  ;  $b=100cm$ .

Selon le BAEL 91:

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 2.438KN.M$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d \times f_{bu}} = 0.035$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s' = 0$$

D'où :



$$\alpha = 1.25 \times \left[ 1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})} \right] = 0.044$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.069 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = 1.01 \text{ cm}^2$$

Ainsi, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.877 \text{ cm}^2$$

### III.5.6. Vérification à l'ELU

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.07 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_s \Rightarrow \text{on adopte pour 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s/4 = 2.01/4 = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3\text{HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Espacement :**

Armatures principales :  $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

Armatures de répartition :  $S_t \leq 100/3 = 33.33 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

- **Vérification au cisaillement.**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.64 + 1.5 = 3.14 \text{ KN.}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3.14 \times 10^3}{1 \times 0.07} \Rightarrow \tau_u = 0.044 \text{ KN .}$$

$\tau < \bar{\tau} \rightarrow$  Pas de risque de cisaillement.

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \Sigma \mu_i)}$$

$\Sigma \mu_i$  : Somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{3.14 \times 10^3}{0.9 \times 0.07 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.49 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ Mpa. } \psi = 1.5 \text{ Pour les HA.}$$

$\tau_s < \bar{\tau}_s \rightarrow$  Pas de risque par rapport à l'adhérence.

**III.5.7. Vérification à l'ELS**

$d=0.07m$ ;  $N_{ser}=3.14kN$ ;  $M_{ser}=1.5kN.m$

- **Vérification des contraintes :**

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

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

$$c = d - e_1$$

$e_1$  : distance du centre de pression (  $c$  ) à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{1.5}{3.14} + \left(0.07 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.46m$$

$$e_1 > d \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur de la section } \rightarrow c = 0.07 - 0.46 = -0.39m$$

$$c = -0.39m ; y = y_c + c$$

Calcul de  $y_c$  :

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots(*)$$

$$p = -3 \times c^2 + \frac{(d - c) \times 6 \times n \times A_s}{b} = -3 \times (-0.39)^2 + \frac{(0.07 + 0.39) \times 6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$p = -0.44m^2$$

$$q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \times \frac{6 \times n \times A_s}{b} = -2 \times (-0.39)^3 - (0.07 + 0.239)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$q = 0.12m^2$$

On remplaçant  $q$  et  $p$  dans (\*), sa résolution donne :

soit :

$$\Delta = q^2 + 4 \times \frac{p^3}{27} = 2.9 \times 10^{-5}$$

$$\Delta > 0 \Rightarrow t = 0.5 \times (\Delta^{1/2} - q) = 0.079m^3$$

$$z = t^{1/3} = 0.092m$$

$$y_c = z - \frac{p}{3 \times z} = 1.08m$$

$$y = 1.08 - 0.39 = 0.69m$$

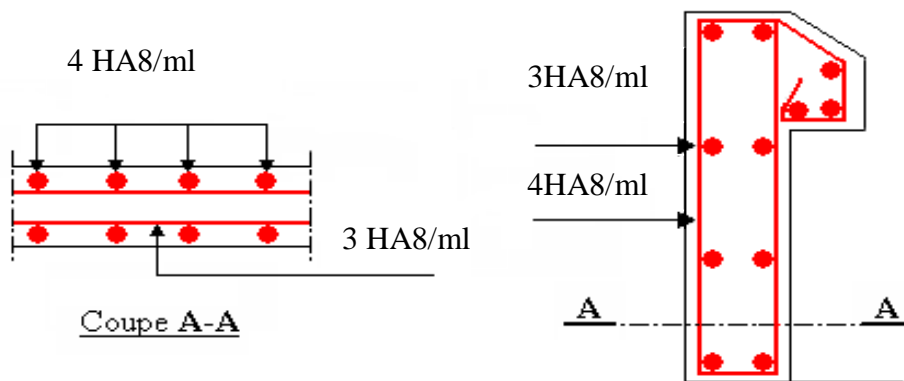
Calcul des contraintes dans le béton :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = 0.24m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 0.69MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0.69 < 15MPa \rightarrow \text{vérifiée}$$

## - Schéma de ferrailage :



**Figure III.25:** schéma de ferrailage de l'acrotère.

### III.6. Étude de l'ascenseur

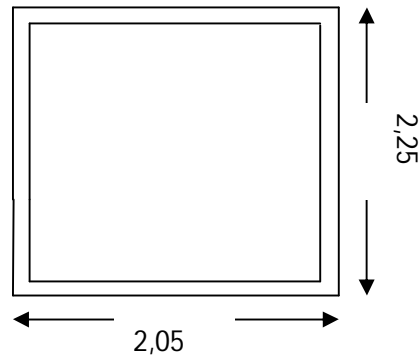
#### III.6.1. Définition

L'ascenseur mécanique est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure, l'ascenseur utilisé a une capacité de prendre huit (08) personnes, ses caractéristiques sont les suivantes :

- $L$  : Longueur de l'ascenseur = 140cm.
- $l$  : Largeur de l'ascenseur = 110cm.
- $H$  : Hauteur de l'ascenseur = 220cm.
- $F_c$  : Charge due à la cuvette = 145KN.     *Annexe 4.*
- $P_m$  : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- $D_m$  : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630kg.
- La vitesse  $V = 1.6m/s$ .

#### III.6.2. Étude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle,



**Figure.III.26** : dalle de la cage d'ascenseur.

### III.6.3. Évaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5 \text{KN} / \text{m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{KN} / \text{m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=5cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{3.4} = 42.64 \text{KN} / \text{m}^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 48.74 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$Q = 1 \text{KN} / \text{m}^2.$$

### III.6.4. Cas d'une charge répartie

#### - Calcul des sollicitations

À l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 67.29 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.91 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases} \quad \text{Annexe 1.}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 12.64 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 10.16 \text{KNm}$$

#### - Calcul des moments réels

$$\text{➤ En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 10.74 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 8.63 \text{KNm}$$

➤ En appui :  $M_a^x = M_a^y$

$$M_a^x = 0.3 \times M_0^x = 3.79 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = 0.3 \times M_0^y = 3.04 \text{ KNm}$$

### 1. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x = 18\text{cm}$  et  $d_y = 17\text{cm}$ .

- **En travée :**

// à  $l_x$  :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.023$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.029$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.177\text{m}.$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.73\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

// à  $l_y$  :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.018$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.023$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.178\text{m}.$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = 1.39\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

- **En appui :**

**Sens x ;**

$$\mu_{bu} = 0.008$$

$$\alpha = 0.010$$

$$z = 0.179\text{m}$$

$$A_a = 0.60\text{cm}^2 / \text{ml}$$

**Sens y :**

$$\mu_{bu} = 0.006$$

$$\alpha = 0.0083$$

$$z = 0.179\text{m}$$

$$A_a = 0.48\text{cm}^2 / \text{ml}$$

	M(KN.m) travée	M(KN.m) Appui	$A_{cal}$ travée	$A_{cal}$ appui	$A_{adopté} (cm^2)$ travée	$A_{adopté}$ appui
Sens xx	10.74	3.79	1.73	0.60	5HA10=3.93	4HA10=3.14
Sens yy	8.63	3.04	1.39	0.48	5HA10=3.93	4HA10=3.14

**Tableau III.51:** section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

## 2. Vérification à l'ELU

### - Condition de non fragilité

#### • En travée

$$\text{On calcule } A_{\min} : \left. \begin{array}{l} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 20cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.91$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.67cm^2 / ml \\ A_{\min}^y = 1.6cm^2 / ml \end{cases}$$

$$A_t^x = 5HA10 = 3.93cm^2 / ml > A_{\min}^x = 1.67cm^2 / ml. \quad \text{vérifiée.}$$

$$A_t^y = 5HA10 = 3.93cm^2 / ml > A_{\min}^y = 1.6cm^2 / ml. \quad \text{vérifiée.}$$

$$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \quad \text{vérifiée.}$$

#### • En appui

$$A_t^x = 4HA10 = 3.14cm^2 / ml > A_{\min}^x = 1.67cm^2 / ml.$$

$$A_t^y = 4HA10 = 3.14cm^2 / ml > A_{\min}^y = 1.6cm^2 / ml.$$

#### • Calcul des espacements

$$\text{Sens x-x': } S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm \quad \text{on adopte } S_t = 25cm$$

$$\text{Sens y-y': } S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm \quad \text{on adopte } S_t = 25cm$$

#### • Vérification de l'effort tranchant

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

$\rho = 0.91 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 45.98 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 52.01 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{52.01 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.28 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

### 3. Vérification à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 48.74 + 1 = 49.74 \text{ KN / m}^2$$

$$v = 0.2$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 10.82 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 9.36 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 9.20 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 7.95 \text{ KNm}$$

#### 1) Vérification des contraintes

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées (x)	9.20	13686.15	0.04	2.72	15
Travées (y)	7.95	13686.15	0.04	2.35	15

**Tableau III.52:** vérification des contraintes.

### III.6.5. Cas d'une charge concentrée

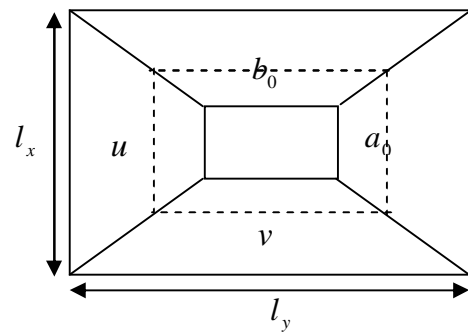
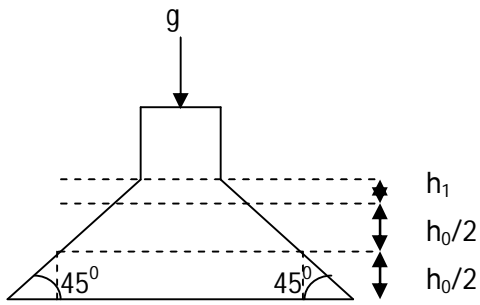
La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur une aire  $a_0 \times b_0$ , elle agit uniformément sur une aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

( $a_0 \times b_0$ ) : surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

( $u \times v$ ) : surface d'impact.

$a_0$  et  $u$  : dimensions suivant le sens x-x'.

$b_0$  et  $v$  : dimensions suivant le sens y-y'.



**Figure III.27:** la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

**BAEL91.**

On a une vitesse  $V = 1.6\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 150\text{cm} \\ b_0 = 160\text{cm} \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur  $h_1 = 5\text{cm} \Rightarrow \xi = 1.$

Donc :

$$\begin{cases} u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 180\text{cm}. \\ v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 190\text{cm}. \end{cases}$$

• **Calcul des sollicitations :**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$M_1$  En fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho$        $\frac{u}{l_x} = 0.87$       et  $\rho = 0.91$

$M_2$  En fonction de  $\frac{v}{l_y}$  et  $\rho$        $\frac{v}{l_y} = 0.84$       et  $\rho = 0.91$

En se référant à l'annexe 2 on trouve  $M_1 = 0.058$  et  $M_2 = 0.037$

➤ Évaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

On a :  $g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3\text{KN}$

$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 = 97.60\text{KN}$

$$\begin{cases} M_{x1} = 5.66\text{KNm} \\ M_{y1} = 3.61\text{KNm} \end{cases}$$



- Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 2.11 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.82 \text{ KNm}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'annexe 1.

- **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.77 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.43 \text{ KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 7.77 = 6.60 \text{ KNm} \\ M_y^t = 0.85 \times 5.43 = 4.61 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant  $d_x = 18 \text{ cm}$  et  $d_y = 17 \text{ cm}$

	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x	6.6	2.33	1.11	0.37	5T10=3.93	4T10=3.14
Sens y-y	4.61	1.63	0.82	0.29	5T10=3.93	4T10=3.14

**Tableau III.53:** ferraillage de la dalle de la salle des machines.

**1. Vérification à l'ELU**

**a) Condition de non fragilité :**

- **En travée :**

$$A_t^x = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **En appui :**

$$A_t^x = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

**b) Vérification au poinçonnement**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

$Q_u$  : charge de calcul à l'état limite.

$h$  : épaisseur de la dalle.

$U_c$  : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (180 + 190)$$

$$U_c = 740 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 97.60 \text{ kN}; \gamma_b = 1.5$$

$$Q_u = 97.6 \text{ kN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1110 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

**c) Vérification de l'effort tranchant**

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

On a  $v > u \Rightarrow$  Au milieu de  $u$  :  $V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 17.12 \text{ kN}$

Au milieu de  $v$  :  $V_u = \frac{Q_u}{2 \times v + u} = 17.42 \text{ kN}$

Donc :

$$V_{\max} = 17.42 \text{ kN}$$

$$\tau_u = 0.1 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

**d) Espacement des barres**

Sens x-x' :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e; 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm.}$

Sens y-y' :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$

**2. Calcul à l'ELS**

✓ Les moments engendrés par le système de levage sont :

$$q_{\text{ser}} = g = 72.3 \text{ kN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + v \times M_2) = 4.72 \text{ kN.m.} \\ M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + v \times M_1) = 3.51 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

✓ Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{\text{ser}} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ kN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.33 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.26 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5.32 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.11 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées (x)	5.32	13686.15	0.04	1.55	15
Travées (y)	4.11	13686.15	0.04	12	15

**Tableau III.54:** vérification des contraintes.

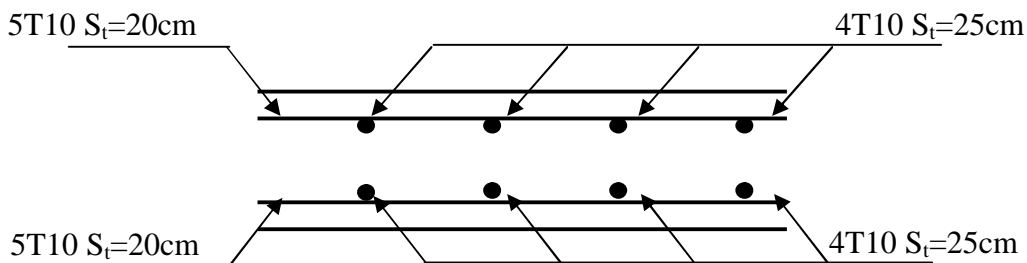
**b) Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

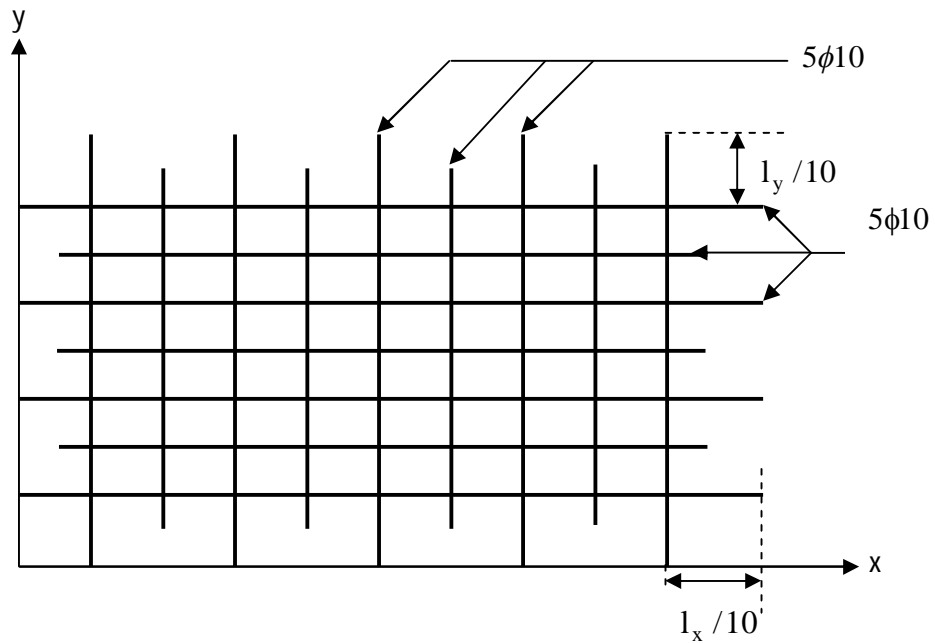
$$\left\{ \begin{array}{l} h / l = 0.097 \geq 1/16 = 0.06 \quad (1). \\ h / l = 0.097 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \quad (2). \\ A / b.d = 0.0021 \leq 4,2 / f_c = 0.01 \quad (3). \end{array} \right.$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. On est dispensé de la vérification de la flèche.

**c) Schéma de ferrailage :**



**Figure III.28:** vue en coupe du ferrailage de la dalle.



**Figure III.29:** schéma du ferrailage de la dalle.

**III.7. Étude des escaliers**

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section à ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 1m et de hauteur h.

**III.7.1. Calcul de l'escalier de type I**

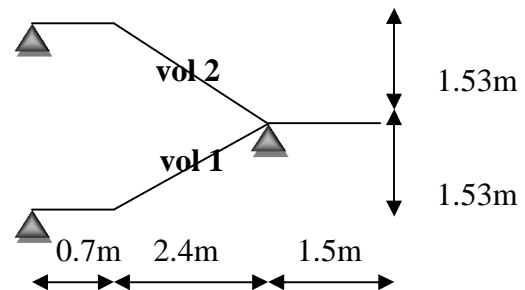
**III.7.1.1. Pour la volée (I) et(II)**

**1. Les chargements**

On a : Palier :  $G_p = 5.35 KN / m^2$

Volée :  $G_v = 7.80 KN / m^2$

$Q = 2.50 KN / m^2$



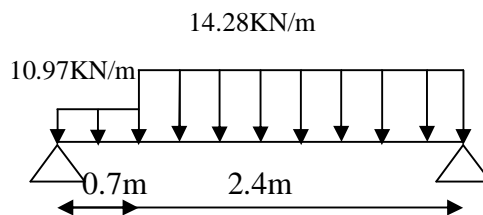
**Figure III.30:** Schéma de l'escalier type I.

**2. Combinaison de charges**

✓ Pour la volée :

ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.28 KN / m$

ELS :  $q_s = G + Q = 10.,30 KN / m$



✓ Pour le palier :

**Figure III.31:** Schéma statique de l'escalier type I.

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.97 \text{ KN} / m$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 7.85 \text{ KN} / m$$

### 3. Les sollicitations

	$M_o$ (KN.m)	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
ELU	16.75	8.37	12.56	21.87
ELS	12.07	4.83	10.26	15.77

**Tableau III.4.1:** les sollicitations d'escalier type 1.

### 4. Ferrailage

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{opt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	12.56	0.045	0.007	13.67	2.64	1.69	4HA10=3.14
En appuis	8.37	0.030	0.038	13.78	1.74	1.69	4HA8=2.01

**Tableau III.4.2:** ferrailage d'escalier type 1.

### 5. calcul de la section des armatures de répartition

**En travée :**  $A_t \geq \frac{A_s}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 / m$  on choisie : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/m avec St = 25cm.

**En appuis :**  $A_a \geq \frac{A_a}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 / m$  on choisie : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/m avec St = 25cm.

### 6. Espacement des barres

Armatures longitudinales :  $S_t \leq (3 \times h; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$ .

Armatures transversales :  $S_t \leq (4 \times h; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$ .

Or on a St = 25cm < 33cm .....condition vérifiée.

### 7. Vérification à l'ELU

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.156 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.156 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (21.87 \times 10^3 - \frac{8.37 \times 10^6}{0.9 \times 140}) \times \frac{1.15}{400} = -1.28 \text{ cm}^2$$

**8. 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'adhérence :**

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \sum \mu_i)}$$

$\sum \mu_i$  : somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 0.8 \times 3.14 = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{15.77 \times 10^3}{0.9 \times 140 \times 150.7} = 0.83 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ Mpa} \quad \psi = 1.5 \quad \text{Pour les HA.}$$

$\tau_s < \bar{\tau}_s \rightarrow$  Pas de risque par rapport à l'adhérence.

- **État limite de compression du béton :**

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition vérifiée
En travée	10.26	6586	3.19	4.97	15	
En Appui	4.83	4504	2.6	2.80	15	

**Tableau III.4.3:** vérification des contraintes à l'ELS d'escalier type 1.

- **État limite de déformation :**

$$\frac{h}{l} = \frac{14}{310} = 0.051 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.051 < \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.051 < \frac{10.26}{10 \times 12.07} = 0.085$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0021 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Les 2 premières conditions ne sont pas vérifiées, la flèche doit donc être calculée conformément au CBA93 et au BAEL91.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :

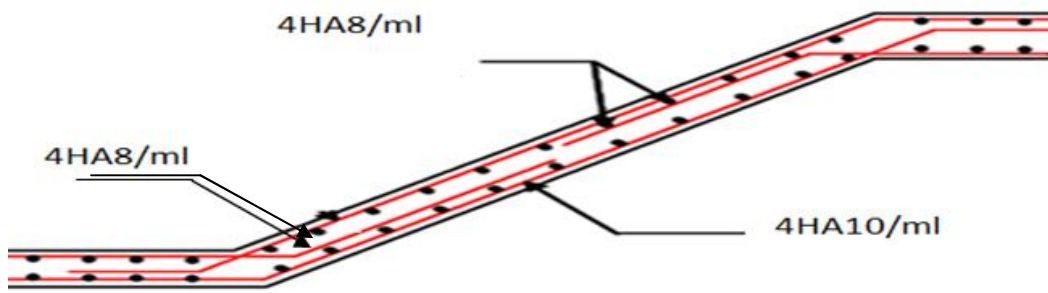
$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{310}{500} = 0.62cm$$

$$f_{ij} = 0.059mm ; f_{gi} = 0.12mm ; f_{gv} = 0.32mm ; f_{pi} = 0.32mm$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

$$\Delta f = 0.46mm < f_{adm} = 6.2mm \quad \text{donc la flèche est vérifiée.}$$

### 9. schéma de ferrailage



**Figure III.32** : schéma de ferrailage des volées

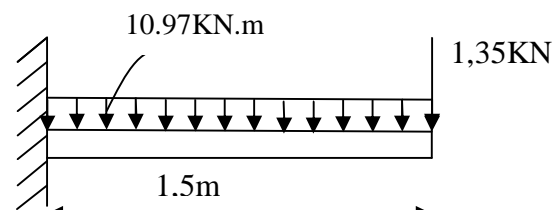
### III.7.1.2. Pour le palier intermédiaire

#### 1. Dalle sur un seul appui (une console)

$$L_x = 1.5m ; L_y = 3.55m$$

Évaluation des charges :

$$G_p = 5.35KN/m^2 ; Q = 2.5 KN/m^2$$



**Figure III.33** : schéma statique de palier intermédiaire.

$$p_u = 1.35G + 1.5Q = 10.97KN/m$$

$$P = G_{mur} \times 1.53 = 2.62 \times 1.53 = 4KN/ml \quad (\text{la charge concentrée due au poids propre du mur}).$$

$$P_u = 1.35 \times 4 = 5.4KN/ml.$$

#### 2. Les sollicitations

$$M_U = \frac{p_u \times l^2}{2} + P_u \times l = \frac{10.97 \times 1.5^2}{2} + 5.4 \times 1.5 \rightarrow M_u = 20.44KN.m$$

$$V_u = P_u \times l + P_u = 10.97 \times 1.5 + 5.4 \longrightarrow V_u = 21.85 \text{ KN.}$$

### 3. Ferrailage

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

$B=100 \text{ cm}$ ;  $h=16 \text{ cm}$ ;  $d=14 \text{ cm}$ ;  $f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$ .

Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$A_{opt}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	St (cm)
20.44	0.073	0.094	13.34	4.4	1.69	6HA10=4.71	16

**Tableau III.4.4:** le ferrailage du palier intermédiaire.

- **Armatures secondaires :**

$$A_t = \frac{A_l}{3} = \frac{4.71}{3} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{On choisie : } 4\text{T8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$St \leq \min(3e; 33) \text{ cm} \longrightarrow St = 25 \text{ cm}$$

### 4. Vérification à l'ELU

- **L'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21.85 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0.155 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.} \quad \text{condition vérifiée.}$$

### 5. Vérification à l'ELS

- **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad p_s = G + Q = 7.85 \text{ KN / m}$$

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} + P_s \times l = \frac{7.85 \times 1.5^2}{2} + 5.4 \times 1.5 = 16.93 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 4.71 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 4.71 \times 10^{-4} \times 0.14 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.79 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 9179.51 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$



- **La contrainte dans l'acier :**

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 28.24 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{C'est vérifié.}$$

- **État limite de déformation :**

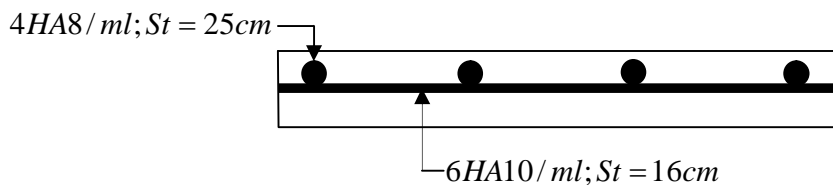
$$\frac{h_t}{l} = \frac{16}{150} = 0.106 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h_t}{l} = 0.106 > \frac{M_{tx}}{10 \times M_{tx}} \Rightarrow 0.106 > \frac{16.93}{10 \times 16.93} = 0.1$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0033 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, il n'est plus nécessaire de procéder à la vérification de la flèche.

**5. Le schéma de ferrailage**



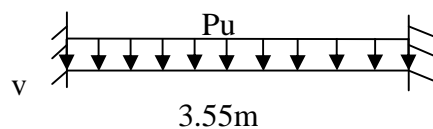
**Figure III.34:** schéma de ferrailage de palier intermédiaire.

**III.7.2. Étude de la poutre palière**

**III.7.2.1. Dimensionnement**

- Condition de RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$



**Figure III.35:** schéma statique de la poutre palière.

- Condition de la flèche :

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

$23.66\text{cm} < h < 35.5\text{cm}$  On prend :  $h=30\text{cm}$  et  $b=30\text{cm}$ .

### III.7.2.2. Calcul à la flexion simple

#### 1. Calcul des sollicitations

$g_0$  : Poids propre de la poutre.

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

La charge transmise par l'escalier est la réaction d'appui au point B (Figure III-34).

$$\text{ELU: } R_B = 21.87 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } R_B = 15.77 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 g_0 + R_B$$

$$P_u = 24.09 \text{ KN/m}$$

$$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 13.07 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \frac{P_u \times L^2}{12} = -26.15 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 44.19 \text{ KN}$$

#### 2. Ferrailage

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	13.07	0.046	0.058	13.67	2.74	4.50
En appuis	26.15	0.092	0.117	13.34	5.63	4.50

**Tableau III.4.5:** ferrailage de la poutre palière.

- **Exigence du RPA :**

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 4.5\text{cm}^2$$

$A^a$  : Section d'armature en appui

$A^t$  : Section d'armature en travée

Donc on prend  $A^a = 4.62\text{cm}^2$

$$A^t = 6.79\text{cm}^2$$

**3. Vérification à l'ELU**

- **Vérification de l'effort tranchant ;**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa) = 3.33MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{44.19 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.52MPa$$

$\tau_u = 0.52 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa$  .....Condition vérifiée.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement ;**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (44.19 \times 10^3 - \frac{26.15 \times 10^6}{0.9 \times 280}) \times \frac{1.15}{400} = -1.71cm^2$$

- **calcul de l'espacement ;**

$$St \leq \min(0.9d; 40cm) \longrightarrow St \leq 25.2cm \text{ on opte: } St=15cm.$$

**III.7.2.3. Calcul d'armature a la torsion**

Le moment de torsion provoquée sur la poutre palière est transmis par la volée, c'est le moment d'appui  $M^{torsion} = M_b^a = 8.37KN.m$

**1. Calcul de la section des d'armatures longitudinales**

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. (Art A.5.4.2 .2.)

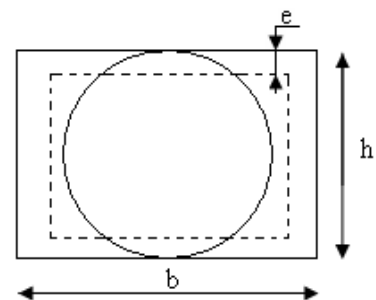
- U : périmètre de la section.
- $\Omega$  : air du contour tracé à mi-hauteur.
- e : épaisseur de la paroi.
- $A_1$ : section d'acier.

$$e = \emptyset / 6 = h/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1m^2$$

$$A_1 = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 1.92cm^2$$



**Figure III.36:** section creuse équivalente

## 2. Choix des armatures

### • En travée

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 4.5 + \frac{1.92}{2} = 5.46 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{soit } 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

### • En appui

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 5.63 + \frac{1.92}{2} = 6.59 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Soit } 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

## 3. Vérification de la contrainte de cisaillement

On vérifie que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec  $\tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2}$  contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.

[BAEL91 Art A.5.421].

On a  $V_{max} = 44.19 \text{ KN}$ .

$$\tau_{flexion} = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{44.19 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.52 \text{ MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{8.37 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 1.34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.3 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

## 4. Calcul des armatures transversales

Soit  $St = 15 \text{ cm}$ .

### – Flexion simple :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.49 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.198 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec: } \tau_v = \frac{v_u}{b \times h} = \frac{4.4.19 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.3} = 0.49 \text{ MPa}$$

### – Torsion :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{8.37 \times 10^6 \times 1000 \times 1.15}{2 \times 62500 \times 400} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'ou } A_t = 1.35 + 0.45 = 1.8 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

**5. Vérification à l'ELS**

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

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

$$0.5b \times y^2 + 15A \times y - 15A(d - y)^2 = 0$$

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

- **En travée** :  $M^t = 9.59 \text{ KN.m}$  ;  $y = 9.06 \text{ cm}$  ;  $I = 32295.54 \text{ cm}^4$ .

$\sigma_{bc} = 2.7 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ .....Condition vérifiée.

- **En appuis** :  $M^a = 19.18 \text{ KN.m}$  ;  $y = 9.06 \text{ cm}$  ;  $I = 32295.54 \text{ cm}^4$ .

$\sigma_{bc} = 5.38 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ .....Condition vérifié

- **État limite de déformation :**

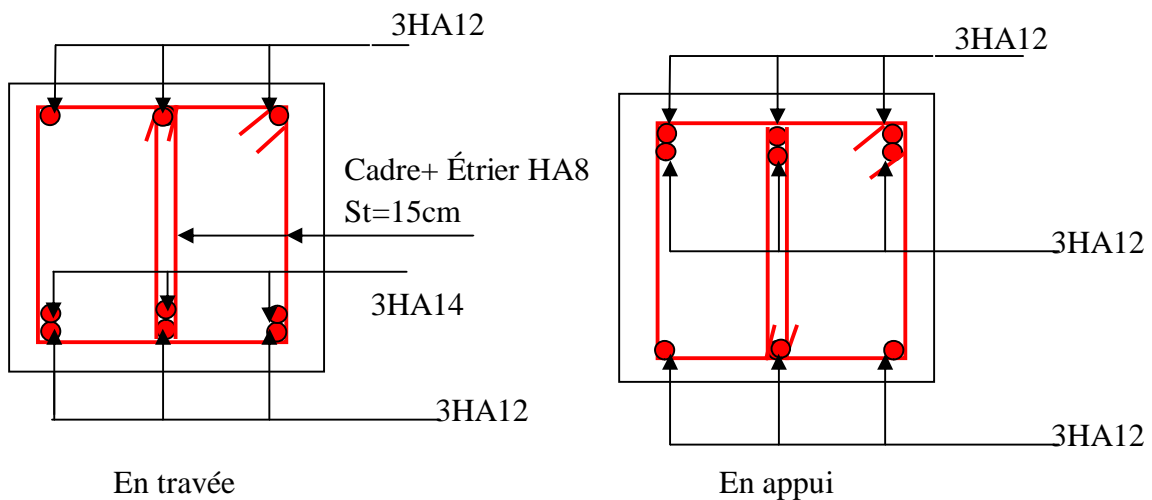
$$\frac{h}{l} = \frac{30}{355} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{h}{l} = 0,08 > \frac{M_{tx}}{10 \times M_{tx}} \Rightarrow 0,08 > \frac{9,59}{10 \times 28,78} = 0,033$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,008 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

Les conditions sont vérifiées, on se passe de vérifier la flèche.

**6. Schéma de ferrailage de la poutre palière**



**Figure III.37:** schéma de ferrailage de la poutre palière.

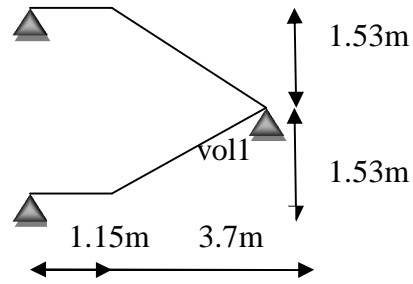
### III.7.3. Calcul d'un escalier de type II

- Pour les deux volées :

#### 1. Le chargement

$$G_v = 7.80 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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



**Figure III.38:** schéma d'un escalier de type II.

#### 2. Les sollicitations

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.28 \text{ KN} / \text{m}$$

$$M_u = 23.35 \text{ Kn.m.}$$

$$M_t = 17.51 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = -11.67 \text{ KN.m}$$

$$V = 25.82 \text{ KN.}$$

$$\text{ELS : } q_u = G + Q = 10.3 \text{ KN} / \text{m}$$

$$M_s = 16.82 \text{ Kn.m.}$$

$$M_t = 14.30 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = -6.73 \text{ KN.m}$$

$$V = 18.61 \text{ KN.}$$

#### 3. Ferrailage

	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{m}_l$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{m}_l$ )	$A_{opt}$ ( $\text{cm}^2/\text{m}_l$ )
En travée	17.51	0.063	0.081	0.135	3.71	1.69	4HA12=4.52
En appui	11.67	0.042	0.053	0.137	2.45	1.69	4HA10=3.14

**Tableau III.4.6:** ferrailage d'un escalier de type II.

#### 4. Calcul de la section des armatures de répartition

$$A_t = \frac{A_{tl}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

En travées : on choisit 4HA8=2.01cm<sup>2</sup>.

En appuis : on choisit 4HA8=2.01cm<sup>2</sup>.

### 5. Vérification des espacements

$$\begin{cases} S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ vérifiée (sens principale).} \\ S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire).} \end{cases}$$

On opte  $S_t = 25\text{cm}$

### 6. Vérification à l'ELU

**-Vérification de l'effort tranchant ;**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{25.82 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0.18\text{MPa} < \tau_u. \quad \text{condition vérifiée.}$$

**-Vérification des armatures longitudinales au cisaillement ;**

$$A > \left(V_u \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(25.82 \times 10^3 \times \frac{11.67 \times 10^6}{0.9 \times 140}\right) \times \frac{1.15}{400} = -1.92\text{cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

### 7. Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible du fait que les escaliers sont à l'abri des intempéries. Les vérifications à faire sont :

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

$$\tau_{\text{ser}} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}}$$

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

$$\tau_{\text{ser}} = V_{\text{ser}} / 0,9.d. \Sigma U_i$$

$$\Sigma U_i : \text{somme des périmètres des barres} = \pi \times n \times \phi$$

$$\Sigma U_i = n.\phi.\pi = 6 \times 0.8 \times 3.14 = 15.07\text{cm}.$$

$$\tau_u = \frac{18.61 \times 10^3}{0.9 \times 140 \times 15.07 \times 10} = 0.98\text{MPa} ; \quad \tau_{\text{ser}} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

Localisation	Mser (KN.m)	$I \times 10^{-6}$ (m <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	14.30	8.88	0.037	6.01	15
En appui	6.70	6.58	0.032	3.26	15

**Tableau III.4.7:** Vérification des contraintes à l'ELS.**-Vérification de l'état limite de déformation :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.043 < 0.0625 \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Leftrightarrow 0.043 < 0.085 \quad (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0032 < 0.0105 \quad (3) \quad (\text{BAEL 91 ; A 6.5.2})$$

La première condition n'est pas vérifiée, la vérification de la flèche devient nécessaire.

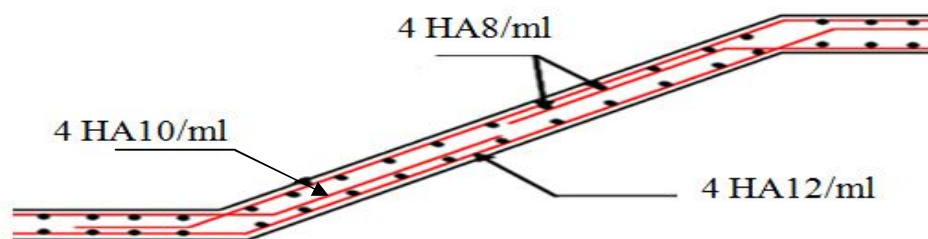
**-Vérification de la flèche :**

Pour une portée inférieure à 5 m, la flèche admissible est :  $f_{adm} = \frac{L}{500}$  (CBA93. Art. B.6.5.3).

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

$$f_{ij}=0.12\text{mm} ; f_{gi}=0.41\text{mm} ; f_{gv}=0.83\text{mm} ; f_{pi}=0.76\text{mm} \Delta f = 1.06\text{mm} < f_{adm}=7.4\text{mm}$$

c'est vérifiée

**8- Schéma de ferrailage****Figure III.39:** schéma de ferrailage des volées.



### III.7.4. Étude de la poutre brisée

Elle se calcule en flexion et en torsion.

▪ **Le pré-dimensionnement :**

On doit vérifier les conditions de la flèche :

$$L = 2.6 + \sqrt{0.68^2 + 2^2 + 0.2} = 4.91m$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{4.91}{15} \leq h \leq \frac{4.91}{10}$$

$$0.32cm \leq h \leq 0.49cm.$$

Donc on prend une section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 40)cm^2$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ 1/4 \leq h/b \leq 4.00 \end{array} \right. \quad \text{selon le RPA 99 version 2003.}$$

Les trois vérifications sont satisfaites.

#### III.7.4.1. Calcul à la flexion simple

##### 1- Calcul des sollicitations

La poutre est soumise à :

son propre poids :  $g_0 = 0.3 \times 0.34 \times 25 = 3KN / ml,$

le poids du mur extérieur :  $P_m = 2.62 \times (3.06 - 1.53 - 0.35) = 3.09KN / ml,$

la charge transmise par la volée est une réaction et on prend la plus défavorable.

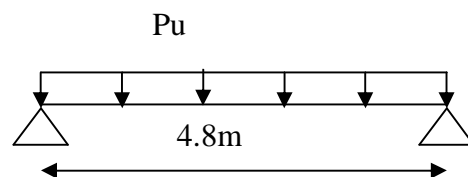
**À l'ELU :**  $V_u = 25.82KN$

$$p_u = 1.35(3 + 3.09) + 25.82 = 34.04KN / m$$

$$M_u = \frac{P_u l^2}{8} = 98.03KN.m$$

$$M_t = 0.75 \times M_u = 73.52KN.m$$

$$M_a = 0.5 \times M_u = 49.01KN.m$$



**Figure III.40:** schéma statique de la poutre brisée.

$$\text{À l'ELS : } V_s = 18.61 \text{ KN}$$

$$p_s = 1.35(3 + 3.09) + 18.61 = 24.7 \text{ KN/m}$$

$$M_s = \frac{P_s l^2}{8} = 71.13 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_s = 53.34 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times M_s = 35.56 \text{ KN.m}$$

## 2-Ferraillage

	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)
En travée	73.52	0.035	0.044	0.37	5.71	6.00
En appuis	49.01	0.024	0.03	0.37	3.8	6.00

**Tableau III.4.8:** ferraillage de la poutre brisée.

Exigence de RPA :  $A_{\min} = 0.5\% b \times h = 6.00 \text{ cm}^2$

Il faut qu'on prenne :

$$A_a = A_t = 6.00 \text{ cm}^2$$

## 3. Vérification à l'ELU

**-Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{25.82 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38} = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**-Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A > (V_u \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (25.82 \times 10^{-3} \frac{49.01 \times 10^6}{0.9 \times 280}) \times \frac{1.15}{400} = -3.37 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

**-Vérification des espacements :**

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ condition vérifiée.}$$

On opte  $S_t = 15\text{cm}$  en travée et  $S_t = 10\text{cm}$  en appui.

**III.7.4.2. Calcul à la torsion**

$$e = \Phi / 6 = 30 / 6 = 5\text{cm}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 875\text{cm}^2$$

$$\mu = 4/3 \times b + 2 \times h = 120\text{cm}$$

**1- Ferrailage à la torsion**

Le moment de torsion à prendre est le moment aux appuis de la volée.

$$M_{tor} = M_a = 11.67\text{KN.m}$$

$$A_t = \frac{M_{tor} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \text{ avec : } A_t = \frac{11.67 \times 10^6 \times 1200 \times 1.15}{2 \times 400 \times 87500} = 2.3\text{cm}^2$$

**2- Les armatures longitudinales**

En travée :  $A = 6 + 2.3/2 = 7.15\text{cm}^2$ , on opte  $A = 2\text{HA}14 + 4\text{HA}12 = 7.6\text{cm}^2$ .

En appui :  $A = 6 + 2.3/2 = 7.15\text{cm}^2$ , on opte  $A = 2\text{HA}14 + 4\text{HA}12 = 7.6\text{cm}^2$ .

**3- Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{flexion} = 0.22\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{11.62 \times 10^6}{2 \times 87500 \times 50} = 1.328\text{MPa}$$

$$\sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_{flexion}^2} < \tau_{adm} = 3.33\text{MPa} \Rightarrow \sqrt{0.22^2 + 1.328^2} = 1.34\text{MPa} < 3.33\text{MPa}$$

Condition vérifiée.

**4-Armatures transversales****-Flexion simple :**

$S_t = 15\text{cm}$  en travée.

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 1.15}{400} = 0.45\text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.22 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -0.57 \text{ cm}^2$$

St=10cm en appui.

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 1.10}{400} = 0.3 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.10 \times (0.22 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -0.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Torsion : } A_{tor}^t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow \begin{aligned} A_{tor}^t &= 0.28 \text{ cm}^2 \\ A_{tor}^a &= 0.19 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

En travée  $A = 0.28 + 0.45 = 0.73 \text{ cm}^2$ .

En appui  $A = 0.19 + 0.3 = 0.49 \text{ cm}^2$ .

On adopte  $A_t = 1.51 \text{ cm}^2$  soit un cadre et un étrier 4HA8=2.01cm<sup>2</sup>.

### III.7.4.3. Vérification à l'ELS

#### 1- Vérification de l'état limite de compression de béton

$Y = 13.61 \text{ cm}$  ,  $I = 93025.5 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y_{ser}}{I}$$

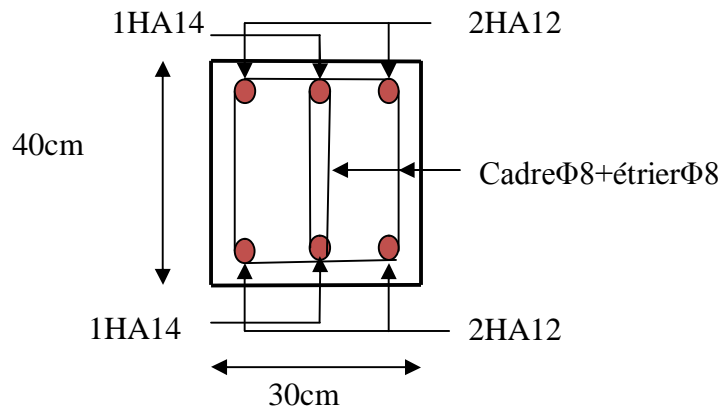
En travée  $\sigma_{bc} = 2.09 \text{ MPa} < 15 \text{ Mpa} \rightarrow$  condition vérifiée.

En appui  $\sigma_{bc} = 0.98 \text{ MPa} < 15 \text{ Mpa} \rightarrow$  condition vérifiée.

#### 2-Vérification de la flèche

- $\frac{h}{l} = 0.083 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$  condition vérifiée.
- $\frac{h}{l} = 0.083 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.074$  condition vérifiée.
- $\frac{A}{b \times d} = 0.006 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$  condition vérifiée.

Ici, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**-Schéma de ferrailage :****Figure III.41 :** schéma de ferrailage de la poutre Brisée.**III.7.5. Calcul de la poutre de chaînages****1. Définition****-Le chaînage horizontal :**

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé horizontales ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher, cela les aide à rester solidaires de la structure, elles servent de porte à faux.

**2. Dimensionnement**

La portée maximale de la poutre de chaînage est :  $L_{\max} = 3.85m$

Selon la condition de la flèche :

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

$$25.65cm \leq h \leq 38.5cm$$

selon (Art. 9.3.3 du RPA99/Version 2003) :

$$h \geq 15cm$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm$$

(30cm est l'épaisseur du mur),

soit :  $h = 30cm$ ,  $b = 30cm$  ;

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30x30).

**3. Calcul des sollicitations**

Poids propre :  $P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25KN/m$

$$P_m = 2.62 \times (3.06 - 0.35) = 7.1 \text{ KN/m.}$$

$$P_u = 1.35 \times (2.25 + 7.1) = 12.62 \text{ KN/m.}$$

$$P_s = 7.1 + 2.25 = 9.35 \text{ KN/m.}$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 23.38 \text{ K.m.}$$

- **Calcul à l'ELU ;**

$$M_t = 0.85 M_u = 19.87 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_u = -11.69 \text{ KN.m}$$

#### 4. Le ferrailage

##### a) Armatures longitudinales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m}$$

	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )
En travée	19.87	0.059	0.076	0.271	2.1	1.164	3HA12=3.39
En appui	11.69	0.035	0.044	0.274	1.22	1.164	3HA10=2.36

**Tableau III.4.9:** Armatures longitudinales.

##### b) Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{ mm}$$

**BAEL91 (Art. III.3.b),**

soit un cadre  $\phi 8$  plus une épingle  $\phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.5 \text{ cm}^2$ .

##### c) Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

**DTR BC-2 .4 (Art. A.5.1.2.2).**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 50.33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le **RPA99/ version2003** exige un espacement  $S_r \leq \min(h; 25cm) = 25cm$ .

On adopte  $S_r = 15cm$ .

## 5. Vérifications

### a) À l'ELU

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.164cm^2 < A_{cal} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Effort tranchant :**

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} = 24.29KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.299MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 3MPa)$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### b) À l'ELS

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$M_S = 17.32KN.m.$$

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

Calcul de y :

$$A = 3.39cm^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 8.02cm$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 23476.716cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.91MPa < 15MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Évaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1) ;**

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

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

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.30}{3.85} = 0,077 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,077 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.08 \text{ condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{30 \times 27} = 0.04 \geq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ condition non vérifiée.}$$

D’où l’impératif de vérifier de la flèche.

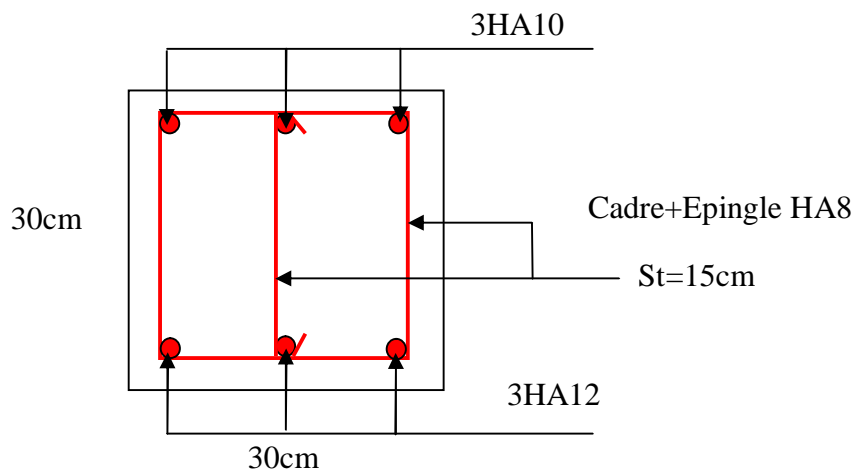
- **Vérification de la flèche:**

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :  $f_{adm} = \frac{L}{500}$  **CBA93 (Art. B.6.5.3).**

Mj (KN)	Mg (KN.m)	Mp (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	fgv (mm)	fgq (mm)	Δft (mm)	flim (mm)	Observa- tion
15.55	15.55	15.55	3.39	4.4	4.4	2.11	7,7	Vérifiée

**Tableau III.4.10:** vérification de la flèche.

**6. Schéma de ferrailage**



**Figure III.42:** schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.



- **Les chaînages verticaux :**

Ils seront réalisés sur toute la hauteur du mur et avec une section minimale  $(15 \times 15) \text{ cm}^2$ . Les sections et dispositions minimales d'armatures sont les mêmes que celles concernant les chaînages horizontaux.

# **Chapitre IV**

## **Étude dynamique**

### IV.1.Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains importante. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante, selon son intensité.

A cause de ces dégâts, l'étude de comportement de la construction sous l'action dynamique sismique la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue.

### IV.2. Méthodes de calcul

Selon les Règles parasismiques algériennes (**RPA99/version2003**), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente ;
- Méthode d'analyse modale spectrale ;
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### IV.2.1. Méthode statique équivalente

Le Règlement parasismique algérien permet sous certaines conditions **RPA99 (Article 4.2)** de calculer la structure par une méthode pseudo-dynamique qui consiste à remplacer les forces dynamiques réelles qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

#### -Calcul de la force sismique totale (RPA99 (Article 4.2.3))

La force sismique  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et verticales selon la formule :

$$V = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

#### **A : Coefficient d'accélération de la zone RPA99 (Tableau 4.1)**

C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique et du groupe d'usage.

étant donné que notre structure est implantée à Bejaia zone IIa selon RPA, et d'importance moyenne (bâtiment à usage d'habitation), groupe d'usage 2.

Le coefficient A vaut donc  $A = 0.15$ .

**R : Coefficient de comportement global de la structure** : il est fonction du système de contreventement **RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet  $R = 5$  (contreventement mixte, portiques voiles avec interaction).

**Q : Facteur de qualité de la structure :** il est déterminé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Avec  $P_q$  comme pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

“ Critère q ”	Observée	$P_q/xx$	Observée	$P_q/yy$
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Oui	0	Non	0.05
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

**Tableau IV.1:** Valeurs des pénalités  $P_q$ .

$$Q_{/xx} = 1 + (0.05 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1) \Rightarrow Q_{/xx} = 1,05$$

$$Q_{/yy} = 1 + (0 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0.05 + 0.1) \Rightarrow Q_{/yy} = 1,10$$

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

La valeur de  $W$  comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

- $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

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

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

Concernant notre projet, on a des niveaux à usage commercial, donc un coefficient de pondération  $\beta = 0.60$  et des appartements à usage d'habitation, donc un coefficient de pondération  $\beta = 0.20$ .

### Poids des éléments

$$W_G = 32794.92 \text{ KN}$$

### D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure T, de la catégorie de site et du facteur de correction d'amortissement  $\eta$ .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

$$\text{Sol meuble classé comme site 3} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

### 1) Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$$

où  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \Rightarrow \eta = 0.82 \Rightarrow \eta > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4}$$

**RPA99 (Formule 4-6)**

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure et jusqu'au dernier niau.

$$h_N = 25.5m$$

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage. Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas :  $C_T = 0.050$

$$T = 0.050 \times (25.5)^{3/4} \Rightarrow T_c = 0.56s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_{x,y}}}$$

**RPA99 (Formule 4-7)**

D: distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$D_x = 24m, \quad D_y = 17.6m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.47s \\ T_y = 0.54s \end{cases}; T_2 = 0.5s$$

$$T_x = \min(T_x; T) \Rightarrow T_x = 0.47s \Rightarrow T_x < T_2$$

$$T_y = \min(T_y; T) \Rightarrow T_y = 0.54s \Rightarrow T_y > T_2$$

$$\Rightarrow D_x = 2.5\eta \quad \text{Car } 0 \leq T \leq T_2$$

$$\Rightarrow D_y = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0 \leq T \leq 3.0s$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.82 \Rightarrow D_x = 2.05 \\ D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left( \frac{0.5}{0.54} \right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.94 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_x = 1.3 \times 0.47 \Rightarrow T_x = 0.61s \\ T_y = 1.3 \times 0.54 \Rightarrow T_y = 0.70s \end{cases}$$

**La force sismique totale à la base de la structure est :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99(Art4.2.3)}$$

$$V_x = \frac{0.15 \times 2.05 \times 1.05}{5} \times 32794.92 \Rightarrow V_x = 2117.72 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.94 \times 1.10}{5} \times 32794.92 \Rightarrow V_y = 2099.53 \text{KN}$$

### IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, en particulier dans celui de la méthode statique équivalente qui n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière en plan, la méthode dynamique s'impose.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

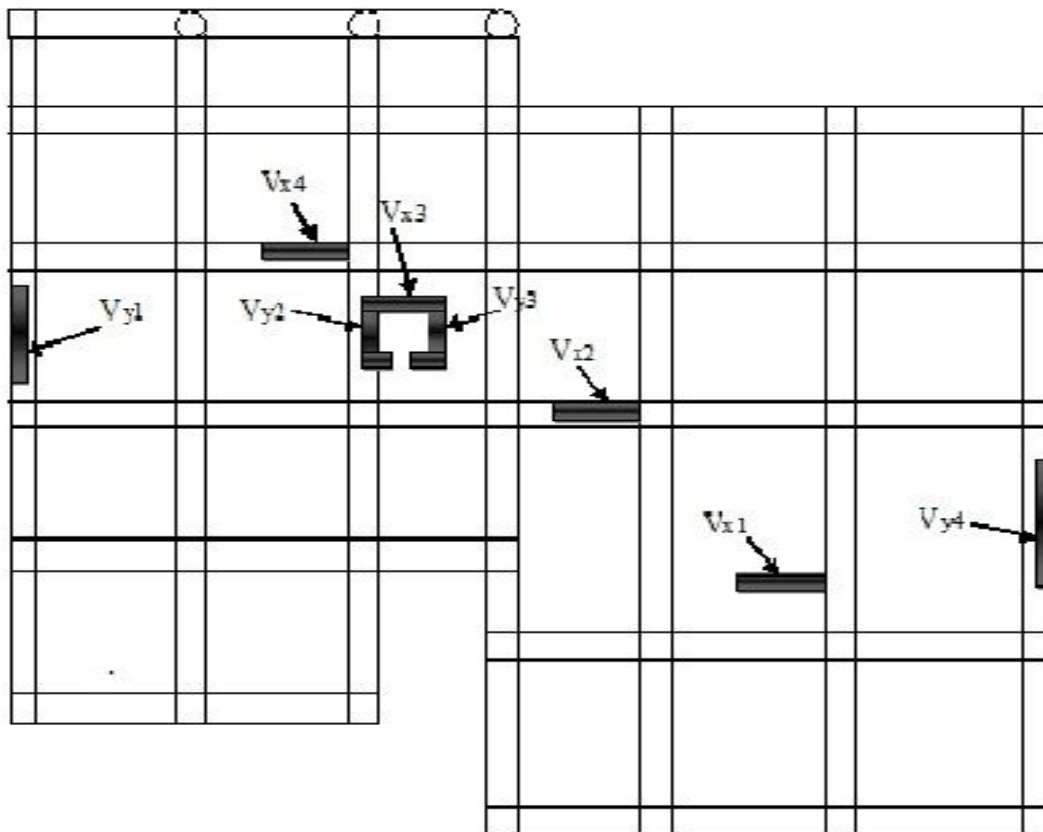
Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse dénommé SAP 2000.

### IV.3. Description du logiciel SAP 2000

Particulièrement adapté aux calculs de conception des structures, le SAP 2000 est un logiciel de calcul d'ingénierie bien adapté aux bâtiments et ouvrages de génie-civil. Avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure, il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment. Riche de

nombreuses possibilités d'analyse, il aide à cerner les effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique, disponible, facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

#### IV .4. Disposition des voiles



**Figure IV.1:** Disposition des voiles.



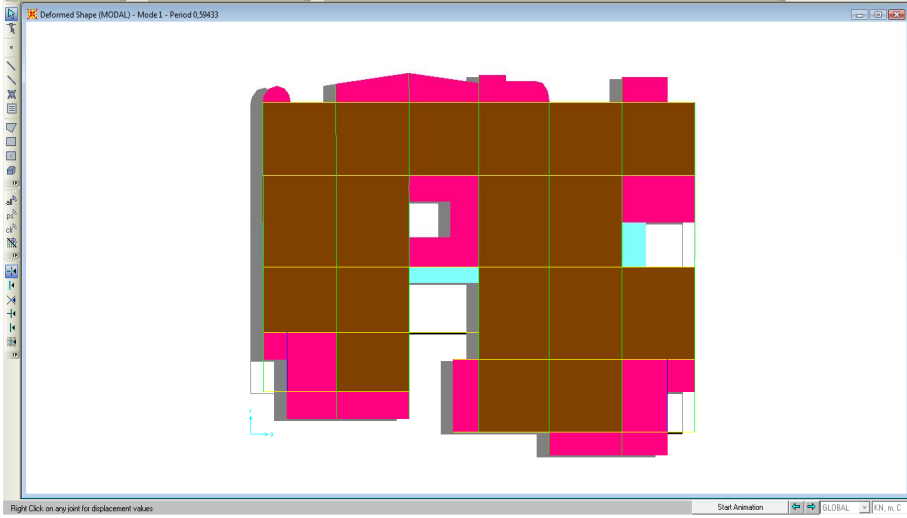
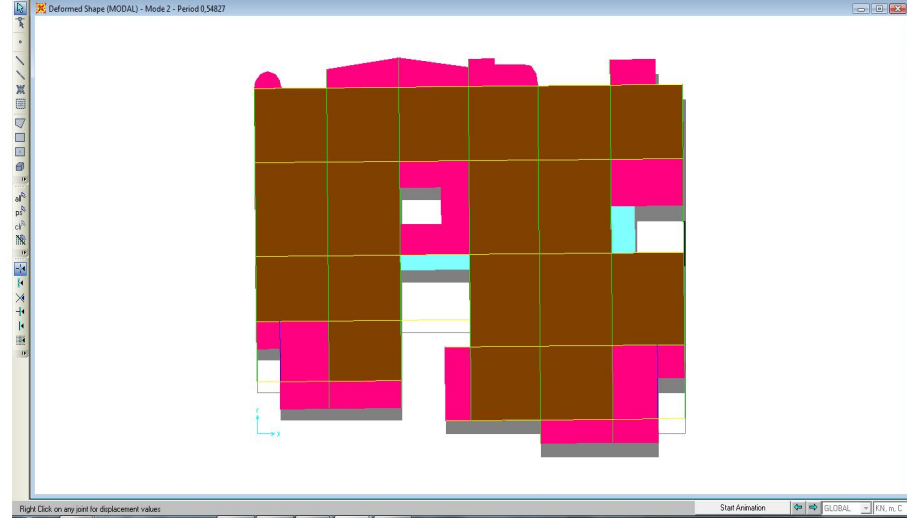
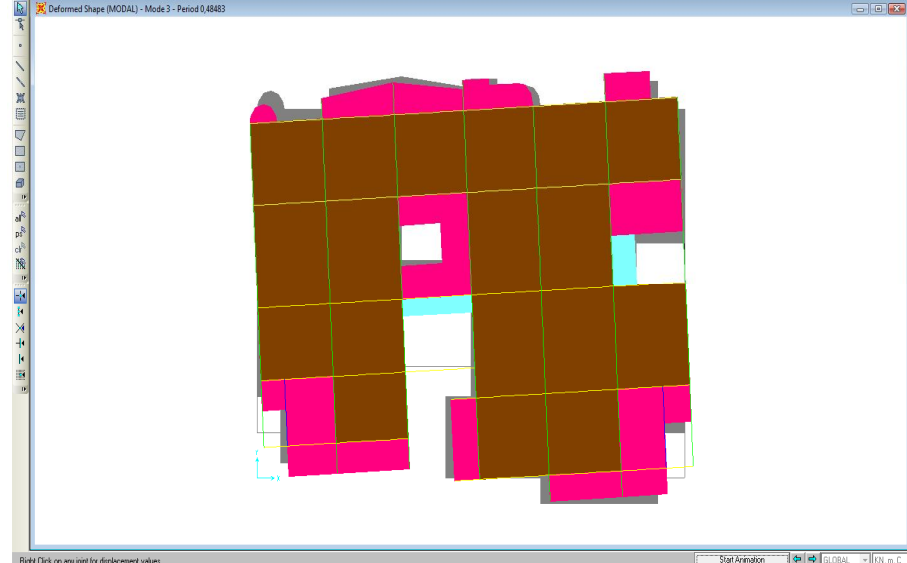
### IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP 2000

#### a) Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0,594331	0,70265	0,01702	0,00016	0,70265	0,017
Mode	2	0,548273	0,01626	0,70881	0,000000718	0,71891	0,72583
Mode	3	0,484834	0,0003	0,0068	0,000000195	0,71921	0,732
Mode	4	0,187387	0,13294	0,01004	0,00002249	0,85216	0,74267
Mode	5	0,17901	0,01244	0,11658	0,000005667	0,8646	0,85925
Mode	6	0,158911	0,00021	0,01579	8,108E-09	0,86481	0,87504
Mode	7	0,105483	0,0124	0,01605	0,00001452	0,87721	0,89109
Mode	8	0,097273	0,0364	0,01856	0,00094	0,91361	0,90964
Mode	9	0,090157	0,00734	0,01963	0,0004	0,92096	0,92927
Mode	10	0,070991	0,00002823	0,00041	0,1754	0,92099	0,92968
Mode	11	0,068073	0,00064	0,00167	0,01048	0,92162	0,93136
Mode	12	0,067362	0,00456	0,00622	0,00506	0,92618	0,93757

**Tableau IV.2:** Périodes et taux de participation.

<p>Premier mode de déformation. (translation selon x)</p>	
<p>Deuxième mode de déformation. (translation selon y)</p>	
<p>troisième mode de déformation. (rotation autour de z)</p>	

**Tableau IV.3:** Modes de déformation.

**Analyse des résultats :** d'après le tableau IV.2 la participation modale du premier mode suivant la direction  $x$  est prépondérante :  $UX = 70.26\%$ , ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel qu'il est montré dans le tableau IV.3. La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction  $y$ ,  $UY = 72.58\%$ .

On constate aussi que les périodes fondamentales de vibration sont inférieures à celles calculées par les formules empiriques du **RPA 99** majorées de 30%.

La participation massique atteint 90% de la masse de la structure au 8<sup>ème</sup> mode dans le sens  $x$  et  $y$ .

### b) Justification de l'interaction voiles-portiques

- **Sous charges verticales ;**

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	36338.315	8943.604	80.25	19.75
1 <sup>er</sup> étage	32668.968	7493.630	81.34	18.66
2 <sup>ème</sup> étage	27121.438	5893.949	82.15	17.85
3 <sup>ème</sup> étage	22354.970	5158.215	81.25	18.75
4 <sup>ème</sup> étage	17609.064	4112.364	81.07	18.93
5 <sup>ème</sup> étage	13202.320	3067.511	81.15	18.85
6 <sup>ème</sup> étage	8965.829	1891.184	82.60	17.40
7 <sup>ème</sup> étage	5238.63	357.273	93.6	6.4

**Tableau IV.4:** Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

- **Sous-charges horizontales**

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
RDC	958.356	927.474	50.80	49.20	1200.716	771.563	60.88	39.12
1 <sup>er</sup> étage	801.270	1209.221	39.85	60.15	820.742	1546.598	34.67	65.33
2 <sup>ème</sup> étage	918.626	797.552	53.53	46.47	1044.418	748.134	58.26	41.74
3 <sup>ème</sup> étage	918.565	640.987	58.89	41.11	1066.781	573.523	65.03	34.97
4 <sup>ème</sup> étage	750.212	552.398	57.59	42.41	849.356	555.013	60.48	39.52
5 <sup>ème</sup> étage	697.796	362.221	65.82	34.18	821.496	336.444	70.94	29.06
6 <sup>ème</sup> étage	405.314	416.366	49.32	50.68	554.186	285.813	65.97	34.03
7 <sup>ème</sup> étage	597.862	143.039	80.69	19.31	606.014	88.820	87.22	12.78

**Tableau IV.5:** Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

**Analyse des résultats :** on remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales et verticales est vérifiée dans tous les niveaux.

**c) Vérification de l'effort normal réduit**

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante :  $v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$  **RPA99 (Article 7.1.3.3)**

niveau	$N_d$ (KN)	$B_c$ (m <sup>2</sup> )	$v$	remarque
P(55×60)	1713.73	0.33	0.207	vérifiée
P(50×55)	1086.48	0.275	0.158	vérifiée
P(45×50)	705.30	0.225	0.125	vérifiée
P(40×45)	400.10	0.18	0.088	vérifiée

**Tableau IV.6:** Vérification de l'effort normal réduit.

**d) vérification des déplacements**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$  **RPA99 (Article 5.10)**

$h_e$  : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Sens xx						Sens yy				
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)
28.1	1.63	8.15	7.35	0.80	260	0.0030	1.24	6.20	6.10	0.90	0.0034
25.5	1.47	7.35	6.35	1.00	306	0.0032	1.22	6.10	5.55	0.65	0.0021
22.44	1.27	6.35	5.45	0.90	306	0.0025	1.11	5.55	4.85	0.70	0.0022
19.38	1.09	5.45	4.55	0.90	306	0.0025	0.97	4.85	4.10	0.75	0.0024
16.32	0.91	4.55	3.60	0.95	306	0.0031	0.82	4.10	3.30	0.80	0.0026
13.26	0.72	3.60	2.60	1.00	306	0.0032	0.66	3.30	2.50	0.80	0.0026
10.20	0.52	2.60	1.65	0.95	306	0.0031	0.50	2.50	1.65	0.85	0.0027
7.14	0.33	1.65	0.80	0.85	306	0.0027	0.33	1.65	0.85	0.80	0.0026
4.08	0.16	0.80	0.25	0.55	408	0.0013	0.17	0.85	0.30	0.55	0.0013

**Tableau IV.7:** Vérification des déplacements.

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k \max} = 1 \text{ cm} < 0.01 \times h_e = 4 \text{ cm}$$

#### e) 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 peut être négligé si à tous les niveaux est satisfaite la condition suivante :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003 (Article 5.9)}$$

$p_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation 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 moyen 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 le tableau ci-dessous :

Hauteur (m)	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)
25.5	306	3790.561	1.00	740.901	0.0167	0.65	694.834	0.0115
22.44	306	7088.931	0.90	821.680	0.0253	0.70	839.999	0.0193
19.38	306	10497.990	0.90	1060.017	0.0291	0.75	1157.940	0.0222
16.32	306	13912.990	0.95	1302.610	0.0331	0.80	1404.369	0.0259
13.26	306	17563.015	1.00	1559.552	0.0368	0.80	1640.304	0.0279
10.20	306	21039.513	0.95	1716.178	0.0380	0.85	1792.552	0.0326
7.14	306	25615.574	0.85	2010.491	0.0353	0.80	2367.340	0.0282
4.08	408	28453.336	0.55	1885.830	0.0203	0.55	1972.279	0.0194

**Tableau IV.8:** Vérification a L'effet P- $\Delta$ .

On remarque que les valeurs de  $\theta_k$  sont inférieures à 0.1 ; l'effet P- $\Delta$  n'a donc pas d'influence sur la structure.

#### IV.6. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003.

##### f) Vérification de la résultante des forces sismiques.

En se référant à ce que stipule l'article 4-3-6 du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dy}$ , 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.

	V (KN)	0.8V (KN)	V <sub>dy</sub> (KN)	V <sub>dy</sub> >0.8 V
Sens xx	2420.26	1694.17	2010.49	Vérifier
Sens yy	2385.83	1679.62	2367.34	Vérifier

**Tableau IV.9:** Vérification de la résultante des forces.

V<sub>dy</sub> : effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP 2000.

V : effort tranchant calculé à partir de la méthode statique équivalente.

#### IV.7. Conclusion

Après la modélisation, on a opté pour des voiles de 25 cm et 15 cm d'épaisseur. Sont aussi augmentées les sections de poteaux pour avoir des translations dans les deux premiers modes et atteindre à la satisfaction de l'interaction voiles-portiques et au taux de participation massique.

Le comportement de la structure est lié directement à la géométrie de la structure, et à la disposition des voiles.

Après plusieurs dispositions nous avons retenue celle qui vérifiée tous les exigences du RPA tel que (période de vibration, taux de participation, L'effet P-Δ, effort normal réduit).

**Chapitre V**  
**Étude des éléments**  
**structuraux**



## V.1. Introduction

Les éléments principaux sont ceux qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. On distingue les poteaux, les poutres et les voiles.

## V.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

- |                 |            |                       |
|-----------------|------------|-----------------------|
| 1) $1.35G+1.5Q$ | 4) $G+Q-E$ | <b>RPA (art. 5.2)</b> |
| 2) $0.8G+E$     | 5) $G+Q$   |                       |
| 3) $0.8G-E$     | 6) $G+Q+E$ |                       |

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables.

$N_{max} \longrightarrow M_{correspondant}$

$N_{min} \longrightarrow M_{correspondant}$

$M_{max} \longrightarrow N_{correspondant}$

### V.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003

**RPA (art 7.4.2.1)**

#### a) Les armatures longitudinales

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochets ;
- le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II) ;
- le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes ;  
6% en zones de recouvrement ;
- le diamètre minimal est de 12mm ;
- la longueur minimale des recouvrements est de :  $40 \times \phi$  (zone II) ;
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II) ;
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales ;
- les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99** sont rapportées 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)
Sous sol 1 et 2.	60x65	31.2	156	234
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	55x60	26.4	132	198
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	50x55	22	110	165
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	45x50	18	90	135
6 et 7 <sup>ème</sup> étage	40x45	14.4	72	108

**Tableau V.1:** Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

**b) Les armatures transversales :**

**RPA99 (Article 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}; \quad \text{Où :}$$

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$t$  : espacement entre les armatures transversales telle que :

- dans la zone nodale :  $t \leq \min(10 \times \phi_l, 15cm)$  en zone IIa ;
- dans la zone courante :  $t \leq 15 \times \phi_l$  en zone I et IIa.

$\phi_l$  Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 ; \quad \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; \quad (\lambda_g \text{ élancement géométrique}).$$

**La quantité d'armatures transversales minimales**  $\frac{A_t}{t \times b_1}$  en pourcentage est :

0.3% si  $\lambda_g \geq 5$  ; 0.8% si  $\lambda_g < 3$  ; interpoler entre les valeurs limites précédentes si  $3 < \lambda_g < 5$ .

**Avec :**  $\lambda_g = l_f / b$  ou  $l_f / a$ .

$a$  et  $b$  : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$  longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite au minimum de  $10\phi$ .

$$l_r = 40\phi$$

### - Les sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites à partir de notre modèle (réalisé sous SAP2000). Le tableau suivant en résume les résultats:

Poteau	$N_{\max} \rightarrow M \text{ cor}$		$N_{\min} \rightarrow M \text{ cor}$		$M_{\max} \rightarrow N \text{ cor}$		v
60x65	2157.79	11.04	130.97	29.08	104.62	761.43	23.45
55x60	1713.73	38.54	291.22	31.57	139.85	941.36	27.72
50x55	1086.48	24.12	102.16	52.50	104.39	512.79	29.74
45x50	705.30	17.92	30.42	42.12	81.14	401.61	29.13
40x45	400.10	14.03	7.38	37.39	57.11	83.19	24.70

**Tableau V.2:** Sollicitations dans les poteaux.

## V.2.2. Ferrailage des poteaux

### a) Armatures longitudinales

Les poteaux sont ferrillés par le maximum obtenu. Après comparaison entre les ferrillages donnés par le RPA, celui donné par SAP 2000 et celui de Socotec, les résultats sont résumés dans le tableau suivant.

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> ) sap2000	$A_{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> ) socotec	$A_{\text{mim}}$ (cm <sup>2</sup> ) RPA99	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )
Sous sol 1 et 2.	60x65	13.61	0	31.2	8HA20+4HA16=33.17
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	55x60	25.46	0	26.4	4HA20+8HA16=28.64
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	50x55	18.94	2.88	22	4HA20+8HA14=24.87
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	45x50	10.13	4.34	18	4HA16+8HA14=20.35
6 et 7 <sup>ème</sup> étage	40x45	12.03	5.66	14.4	4HA14+8HA12=15.20

**Tableau V.3:** Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Dans le tableau ci-dessus on remarque que le ferrailage le plus prépondérant est le ferrailage par RPA 99/2003.

**b) Armatures transversales :**

Niveau	Sous sol 1et2	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 et 3 <sup>ème</sup> étage	4 et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage
Section (cm)	60x55	55x60	50x55	45x50	40x45
$\phi_l^{\max}$ (cm)	2	2	2	1.6	1.4
$\phi_l^{\min}$ (cm)	1.6	1.6	1.4	1.4	1.2
$l_f$ (cm)	345.0	404.6	214.2	214.2	214.2
$\lambda_g$	5.3	6.74	3.89	4.28	4.76
$V_u$ (KN)	23.44	27.82	29.74	29.13	24.70
SAP2000					
$l_r$ (cm)	80	80	80	64	56
$t_{\text{zone nodale}}$ (cm)	10	10	10	10	10
$t_{\text{zone courante}}$ (cm)	15	15	15	15	15
$A^t$ (cm)	0.225	0.289	0.506	0.54	0.34
$A^t_{\min}$ (cm <sup>2</sup> ) Zone nodale	1.8	1.65	2.88	2.16	1.44
$A^t_{\min}$ (cm <sup>2</sup> ) Zone courante	2.70	2.475	4.33	3.24	2.16
$A^t_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )	6HA10=4.71	6HA10=4.71	6HA10=4.71	6HA10=4.71	6HA10=4.71

**Tableau V.4:** Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Conformément aux règles du **RPA 99/2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max} \Rightarrow 10\text{cm} \geq \frac{20\text{cm}}{3} \Rightarrow 10 \geq 6.67 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

**V.2.3. Vérifications**

**a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans notre structure se situe au niveau du R.D.C, avec une hauteur de  $h = 5.78\text{m}$  et un effort normal égal à :  $1713.73 \text{ KN}$

$$N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

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

$B_r$  : Section réduite du béton

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots si \quad \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots si \quad \lambda > 50 \end{cases}$$

**Exemple illustratif (RDC et 1<sup>er</sup> étage) :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 4.046m \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.17 \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{4.046}{0.17} \Rightarrow \lambda = 23.8 \Rightarrow \alpha = 0.77$$

$$B_r = 3074 \text{ cm}^2 \quad (\text{Section réduite}).$$

Donc :

$$N_u = 0.81 \times \left( \frac{0.3074 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 28.64 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 5150.35 \text{ KN}$$

On a  $N_{\max} = 1713.73 \text{ KN} < N_u = 5150.35 \text{ KN}$  condition vérifiée ; il n'y a pas de risque de flambement.

**b) Vérification au flambement des poteaux des différents étages**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_0$ (m)	$l_f$ (m)	$i$	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	$N_{\max}$ (KN)	$N_u$ (KN)
Sous sol 1 et 2	60x65	4.93	3.45	0.18	19.16	0.80	33.17	3654	2157.79	6336.32
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	55x60	5.78	4.046	0.17	23.18	0.77	28.64	3074	1713.73	5150.35
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	50x55	3.06	2.142	0.15	14.28	0.82	24.87	2544	1086.48	4516.68
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	45x50	3.06	2.142	0.14	15.3	0.81	20.35	2064	705.30	3669.33
6 et 7 <sup>ème</sup> étage	40x45	3.06	2.142	0.12	16.48	0.81	15.20	1634	400.10	2879.24

**Tableau V.5:** Justification de l'effort normal réduit.

Au tableau ci-dessus, on constate que  $N_{max} < N_u$  donc c'est vérifiée.

**c) Vérification des contraintes**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on entame la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau par la contrainte de compression du béton seulement ; pour cela nous allons procéder comme suit :

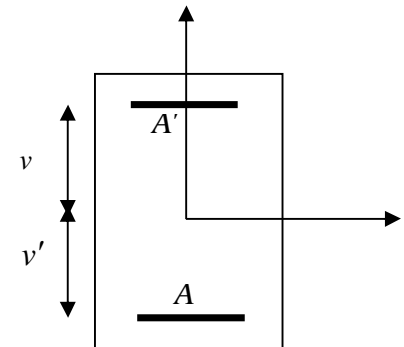
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9$$

On a :  $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s}$$



**Figure V.1:** Section d'un poteau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	v (cm)	v' (cm)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)
Sous sol 1 et 2	60x65	58.5	33.17	35.44	29.56	0.01671414	1556.58	38.76	4.81	15
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	55x60	54	28.64	32.76	27.24	0.012089467	1240.47	28.00	4.51	15
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	50x55	49.5	24.87	30.12	24.88	0.00852218	789/75	19.54	3.56	15
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	45x50	45	20.35	27.38	22.62	0.005762641	512.95	17.43	3.1	15
6 et 7 <sup>ème</sup> étage	40x45	40.5	15.20	24.52	20.48	0.003693168	291.94	32.36	3.77	15

**Tableau V.6:** Vérification des contraintes dans le béton.

Sur le tableau ci- dessus on remarque que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

**d) Vérification aux sollicitations tangentielles**

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Telle que :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

**RPA (art 7.4.3.2)**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_f$ (m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$d$ (cm)	$V_u$ (KN)	$\tau$ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	observation
Sous sol 1 et 2	60x65	3.45	5.3	0.075	58.5	2344	0.066	1.875	vérifiée
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	55x60	4.046	6.74	0.075	54	2782	0.093	1.871	vérifiée
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	50x55	2.142	3.88	0.04	49.5	29.74	0.120	1	vérifiée
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	45x50	2.142	4.12	0.04	45	29.13	0.143	1	vérifiée
6 et 7 <sup>ème</sup> étage	40x45	2.142	4.74	0.04	40.5	24.70	0.152	1	vérifiée

**Tableau V.7:** Vérification des contraintes tangentielles.

**V.2.4. disposition constructive des poteaux**

- **Longueurs de recouvrement**

Selon le **RPA 99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone II.}$$

$$\phi = 20\text{mm donc } L_r > 80\text{cm ; on adopte } L_r = 85 \text{ cm.}$$

- **Les zones nodales**

La détermination de la zone est nécessaire à ce niveau, on disposera les armature transversales de façon à avoir des espacements réduits ; ceci est justifié par le fait que cet endroit est très exposé au risque de cisaillement

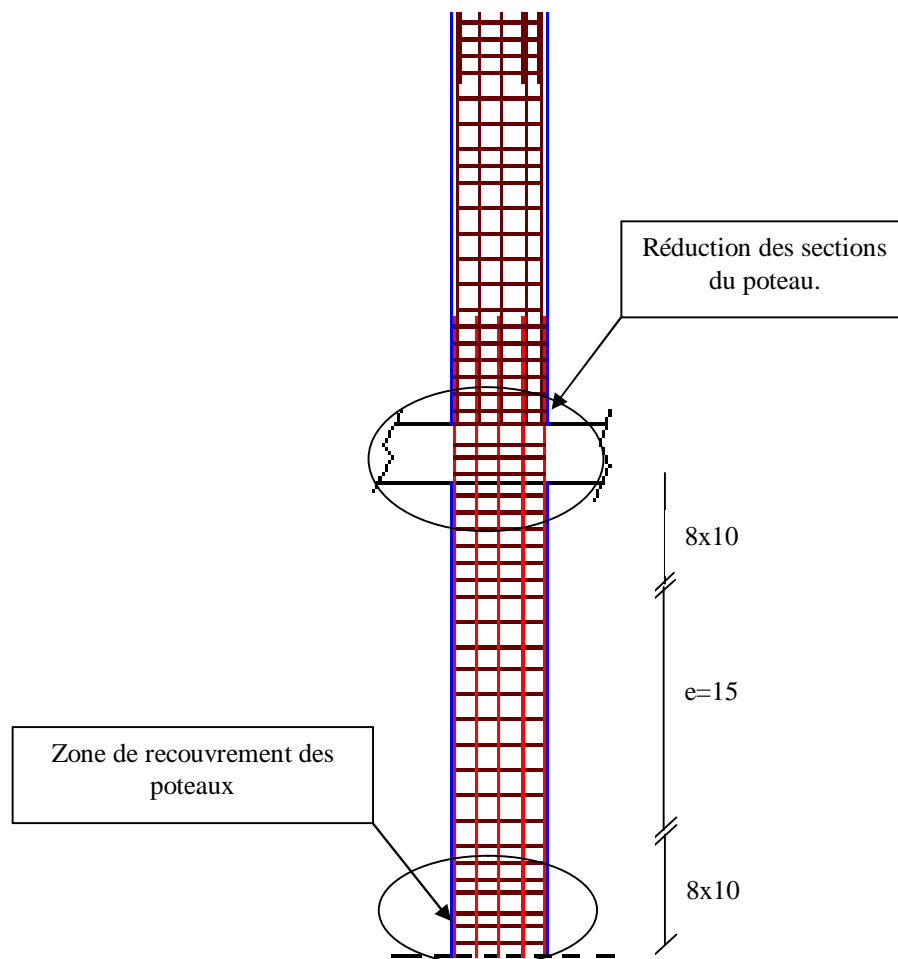
La zone nodale est définie par  $h'$

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right)$$

$(b_1 \times h_1)$  : section du poteau.

$h_e$  : Hauteur d'étage.

On opte pour  $h' = 70$  cm pour tous les étages.



**Figure V.2:** Zone de recouvrement



V.2.5. Schémas de ferrailage des poteaux

<p><b>Poteau (65×60) cm<sup>2</sup></b></p>	<p><b>Poteau (60×55) cm<sup>2</sup></b></p>
<p><b>Poteau (55×50) cm<sup>2</sup></b></p>	<p><b>Poteau (50×45) cm<sup>2</sup></b></p>
<p><b>Poteau (45×40) cm<sup>2</sup></b></p>	

**Tableau V.8:** Schémas de ferrailage des poteaux.

### V.3. Études des poutres

Les poutres sont sollicitées par la flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires. Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $N$ ,  $T$ ), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL99**.

#### V.3.1. Les recommandations du RPA99

##### a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est-à-dire,  $A_t^{\min} = 0.5\% \times b \times h$ .
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section de béton en zone courante ;
  - 6% de la section de béton en zone de recouvrement ;
- la longueur minimale de recouvrement est de  $40 \times \phi$  (zone IIa).
- l'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à  $90^\circ$ .

##### b) Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  
 $A_t = 0.003 \times S_t \times b$ .
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$ . : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$  : en dehors de la zone nodale.

- La valeur du diamètre  $\phi_1$  est le plus petit diamètre utilisé.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Type de poutre	Section	localisation	M (KN.m)
Étage commercial	PP	30×40	Appuis	-113.95
			Travée	56.58
	PS	30×35	Appuis	-23.75
			Travée	24.14
étage bureau	PP	30×40	Appuis	-115.65
			Travée	107.67
	PS	30×35	Appuis	-101.73
			Travée	97.85
étage courant	PP	30×40	Appuis	-116.9
			Travée	104.48
	PS	30×35	Appuis	-99.15
			Travée	95.46
terrasse	PP	30×40	Appuis	-98.24
			Travée	46.55
	PS	30×35	Appuis	-35.74
			Travée	29.20

**Tableau V.9:** les sollicitations dans les poutres.

### V.3.2. Ferrailage des poutres

Le ferrailage à adopter doit respecter les exigences du **RPA 99**.

## a) Les armatures longitudinales

Le ferrailage longitudinal calculé est le plus défavorable en regard de celui calculé par SAP 2000 et Socotec pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Niveau	Type de poutre	section	localisation	$A_{cal}$ SAP2000 (cm <sup>2</sup> )	$A_{cal}$ socotec (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> ) et N <sup>bre</sup> de barres
Étage commercial	PP	30×40	Appuis	7.142	9.82	6	72	3HA16+3HA14=10.65
			Travée	4.51	4.58	6	48	3HA16=6.03
	PS	30×35	Appuis	4.86	2.16	5.25	63	6HA12 =6.79
			Travée	5.048	2.20	5.25	72	6HA12 =6.79
Étage bureau	PP	30×40	Appuis	9.426	9.99	6	72	3HA16+3HA14=10.65
			Travée	4.637	9.21	6	48	3HA20=9.42
	PS	30×35	Appuis	9.334	10.40	5.25	63	3HA16+3HA14=10.65
			Travée	9.775	9.93	5.25	72	3HA16+3HA14=10.65
Étage courant	PP	30×40	Appuis	9.539	10.11	6	72	3HA16+3HA14=10.65
			Travée	3.599	8.90	6	48	3HA20=9.42
	PS	30×35	Appuis	10.275	10.30	5.25	63	3HA16+3HA14=10.65
			Travée	10.419	9.85	5.25	72	3HA16+3HA14=10.65
terrasse	PP	30×40	Appuis	7.878	8.31	6	72	3HA16+3HA14=10.65
			Travée	4.117	3.72	6	48	3HA16=6.03
	PS	30×35	Appuis	2.86	3.30	5.25	63	6HA12=6.79
			Travée	1.572	2.68	5.25	72	3HA16=6.03

**Tableau V.10:** Les armatures longitudinales dans les poutres.

- Longueurs de recouvrements

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 20mm \Rightarrow l_r > 80cm; \quad \text{on adopte } l_r = 85 \text{ cm}$$

$$\phi = 16cm \Rightarrow l_r > 64cm; \quad \text{on adopte } l_r = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 14cm \Rightarrow l_r > 56cm; \quad \text{on adopte } l_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 12cm \Rightarrow l_r > 48cm; \quad \text{on adopte } l_r = 50 \text{ cm}$$

**b) Les armatures transversales**

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

- **Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(12; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3)$$

Donc on prend  $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$  (un cadre et un étrier)

- **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(12; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1; 3)$$

Donc on prend  $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$  (un cadre et un étrier)

$$\text{Avec: } A_{t,\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35cm^2$$

**c) Calcul des espacements des armatures transversales**

- Selon le **BAEL91 (Article H.III.3)**

$$S_t \leq \text{Min} (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3} ) \text{ avec : } S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 67cm$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40cm) \Rightarrow S_{t2} \leq 34.2cm ; S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 45cm$$

- Selon le **RPA 99**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t; 30cm\right) \Rightarrow S_t \leq 10cm; \text{ soit } S_t = 10cm$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 20cm; \text{ soit } S_t = 15cm$$

**d) Vérification des sections d'armatures transversales**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35cm^2$$

$$A_t > A_t^{\min} \quad \text{C'est vérifié}$$

**V.3.3. Vérifications [BAEL 91]****a) Vérifications à L'ELU****1) Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.42 cm^2 \quad \text{c'est vérifié}$$

## 2) Vérification des contraintes tangentielles

## ▪ Vérification de l'effort tranchant

BAEL91 (Article H.III.1)

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau} = \min(0.133 \times f_{c28}; 4MPa) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33MPa$

Poutres	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principales	111.27	1.03	3.33	Vérifiée
Secondaires	94.39	0.99	3.33	Vérifiée

**Tableau V.11:** Vérification des contraintes tangentielles.

## ▪ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

-Appui de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

-Appui intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Poutres	$A_L$ (cm <sup>2</sup> )	$V_u$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	$A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	10.65	111.27	90.74	3.2	4.42	Vérifiée
Secondaires	6.79	94.39	59.82	2.71	3.07	Vérifiée

**Tableau V.12:** Vérification au cisaillement.

## b) Vérifications à L'ELS

## 1) État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y; \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0; I = \frac{b \times h^3}{12}; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} \leq 15MPa$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Poutres	Localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	$I$ (m <sup>4</sup> )	$Y$ (cm)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obsrvtion
Principales	appui	64.17	0.00118	15.48	8.41	15	vérifiée
	travée	34.03	0.00085	13.02	5.17	15	vérifiée
Secondaires	appui	41.71	0.00062	11.95	8.01	15	vérifiée
	travée	18.35	0.00062	11.95	3.52	15	vérifiée

**Tableau V.13:** Vérification de l'état limite de compression du béton.

## 2) État limite de déformation (évaluation de la flèche)

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**. Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche sera nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

	h cm	b cm	l cm	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	$\frac{ht}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{ht}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{ht}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	480	8.01	0.083	0.036	0.007	0.0105	vérifiée	vérifiée	vérifiée
PS	35	30	400	6.79	0.087	0.06	0.0068	0.0105	vérifiée	vérifiée	Vérifiée

**Tableau V.14:** Vérification à la flèche.

Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.4. Schémas de ferrailages des poutres

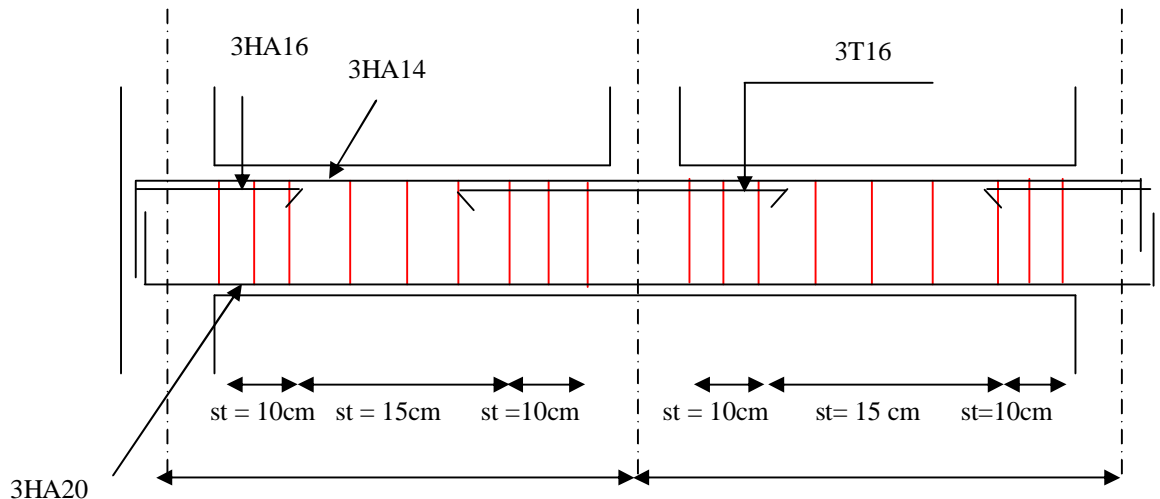
Terrasse		
	En travée	En appui
PP	<p>3T14</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA16</p>	<p>3HA14</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA16</p>
PS	<p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA16</p>	<p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA16</p>



Étage bureau et courant		
	En travée	En appui
PP		
PS		

Étage commercial		
	En travée	En appui
PP	<p>3T14</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA16</p>	<p>3HA14</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA16</p>
PS	<p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA12</p>	<p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA12</p>

**Tableau V.15:** sections de ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires.



**Figure V.3:** Schéma de ferrailage des poutres principales étage courant et bureau.

#### V.4.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.

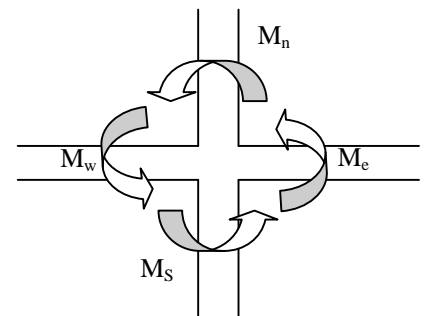
$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

##### 1) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant  $M_r$  d'une section de béton dépend :

- des dimensions de la section du béton ;
- de la quantité d'acier dans la section du béton ;
- de la contrainte limite élastique des aciers.

Tel que : 
$$M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ et } Z = 0.85 \times h$$



**Figure V.3:** Schéma de la Zone nodale.

**1.1. Poteaux**

Niveau	Section (cm)	Z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
Sous sol 1et 2	60x65	0.552	33.17	636.86
RDC et 1 <sup>ème</sup> étage	55x60	0.510	28.64	508.04
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	50x55	0.467	24.87	403.97
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	45x50	0.425	20.35	300.82
6 et 7 <sup>ème</sup> étage	40x45	0.382	15.20	201.96

**Tableau V.16:** Moments résistant dans les poteaux.**1.2 Poutres**

Niveau	Type	Section (cm)	Z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
Étage commcial	PP	30x40	0.340	10.65	125.94
	PS	30x35	0.297	8.01	82.74
Étage bureau	PP	30x40	0.340	10.65	125.94
	PS	30x35	0.297	10.65	110.01
Étage courant	PP	30x40	0.340	10.65	125.94
	PS	30x35	0.297	8.01	82.74
Terrasse	PP	30x40	0.340	6.79	80.29
	PS	30x35	0.297	6.79	70.14

**Tableau V.17:** Moments résistants dans les poutres.**-Vérification des zones nodales**

Niveau	plan	M <sub>e</sub> = M <sub>w</sub>	M <sub>n</sub> et M <sub>s</sub>	1.25× (M <sub>e</sub> +M <sub>w</sub> )	M <sub>n</sub> +M <sub>s</sub>	observations
Sous sol 1et 2	PP	125.94	636.86	314.85	1273.72	vérifiée
	PS	82.74	636.86	206.85	1273.72	vérifiée
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	PP	125.94	636.86	314.85	1273.72	vérifiée
	PS	82.74	508.04	206.85	1016.08	vérifiée
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	PP	125.94	508.04	314.85	1016.08	vérifiée
	PS	110.01	403.97	275.05	807.94	vérifiée
4, et 5 <sup>ème</sup> étage	PP	125.94	403.97	157.42	807.94	vérifiée
	PS	82.74	308.82	206.85	617.64	vérifiée

6 et 7 <sup>ème</sup> étage	PP	80.29	308.82	200.72	617.64	vérifiée
	PS	70.14	201.96	175.35	403.92	vérifiée

**Tableau V.18:** Vérification des zones nodales

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieur aux moments résistants dans les poutres donc la formation des rotules plastique se fera dans les poutres et non dans les poteaux

## V.5. Étude des voiles

### 1) Introduction

Les voiles peuvent être définis comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) est faible devant les deux autres. Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leur plan. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres voiles ou par des portiques.

Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- flexion ;
- flexion par effort tranchant ;
- écrasement ;

Afin d'éviter ces modes de rupture, on doit veiller sur le respect des modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales ;
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

### 2) Les recommandations du RPA99

**a) Armatures verticales :** elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de **0.2 %** ;
- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (**S**) doit être inférieur à l'épaisseur du voile ;
- l'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur **L/10** dans les zones extrêmes.

**b) Armatures horizontales :** disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales, les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochètes à 135° de diamètre **10Ø**.

**c) Armatures transversales :** elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m<sup>2</sup> au moins.

**d) Armatures de couture :** le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par La section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**e) Règles communes**

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

$$A_{\min} = 0.15 \% \quad \text{section globale du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.1 \% \quad \text{zone courante}$$

L'espacement des barres (horizontales et verticales)  $S < \min (1.5a ; 30 \text{ cm})$ .

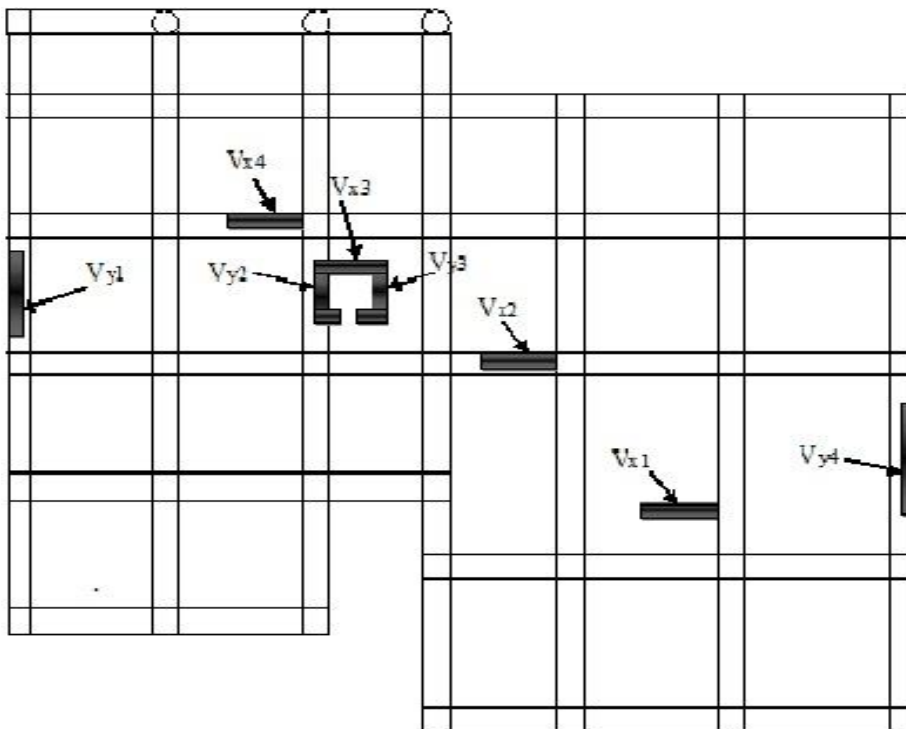
Diamètre des barres (horizontales et verticales)  $\emptyset < a/10$ .

**f) Longueur de recouvrement**

$L_r = 40 \emptyset$  en zone qui peu être tendue.

$L_r = 20 \emptyset$  en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons.

**3) Repérage des voiles**



**Figure V.4:** Repérage des voiles.

#### 4) Ferrailage des voiles

##### a) Armatures verticales

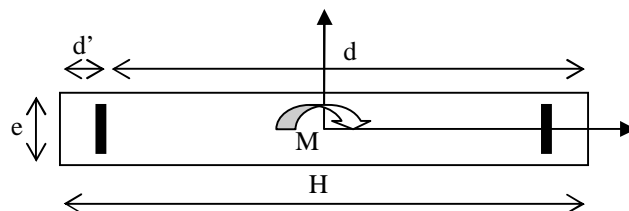
Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ( $e \times l$ ) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{\max} \rightarrow M$  correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$  correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$  correspondant.

$$d = 0.9 h ; \quad d' = 0.1 h$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times l \times e$$

$$A = \max(A^{cal}, A_{\min}^{RPA})$$



**Figure V.5:** Schéma d'un voile plein.

**b) Armatures horizontales :** elles sont calculées selon la formule suivante :

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

$$A_H^{\min} = 0.15\% \times e \times h$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

$A_v^{cal}$  / face : section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{v \min}^{BAEL}$  : section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v \min}^{RPA}$  : section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

$A_v^{adpt}$  / face : section d'armature verticale adoptée par face.

$N_{bre}$ /face : nombre de barres adoptées par face.

$S_t$  : espacement.

$A_H^{\min}$  /face : section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

$A_H^{cal}$  /face : section d'armature horizontale pour 1 mètre linéaire.

$A_h^{adpt}$  / ml : section d'armature horizontale adoptée pour 1 mètre linéaire.

$A_v^{adpt}$  / ml : section d'armature adoptée par mètre linéaire.

##### ➤ voile plein

- sollicitations de calcul

Les deux sous-sols, RDC, étage 1,2 et 3 :



	e(cm)	$N_{\max} \rightarrow M \text{ cor.}$		$N_{\min} \rightarrow M \text{ cor.}$		$M_{\max} \rightarrow N \text{ cor}$		V
$V_{x1}$	25	2234.95	195.75	886.82	356.88	548.35	1754.62	242.84
	15	1122.14	40.30	523.60	110.01	575.35	753.17	238.83
$V_{x2}$	25	1889.06	174.44	777.74	194.43	365.83	1449.5	151.81
	15	932.22	12.28	403.88	224.52	233.97	729.42	102.31
$V_{x3}$	15	678.44	12.23	309.24	18.67	396.00	529.54	165.22
	15	584.71	15.63	62.27	70.01	386.6	351.63	175.49
$V_{x4}$	25	2085.80	267.74	869.19	55.50	673.13	1547.58	274.56
	15	1080.55	50.05	485.95	72.44	546.41	752.61	221.72
$V_{y1}$	25	989.42	25.56	448.94	36.95	113.10	742.83	29.92
	15	901.18	24.91	441.81	118.92	619.60	647.33	254.29
$V_{y2}, V_{y3}$	15	586.76	30.00	256.58	42.42	285.92	452.3	135.83
	15	654.85	124.17	49.25	91.61	124.17	654.85	70.06
$V_{y4}$	25	1244.52	5.44	435.13	22.92	296.36	960.00	159.13
	15	1084.44	19.03	315.15	67.69	691.51	473.11	337.13

**Tableau V.19:** Récapitulation des efforts dans les voiles pour les deux sous-sols, RDC, étage 1,2 et 3.

Étage 4,5 et 6

	e(cm)	$N_{\max} \rightarrow M \text{ cor}$		$N_{\min} \rightarrow M \text{ cor}$		$M_{\max} \rightarrow N \text{ cor}$		V
$V_{x1}$	15	701.38	42.20	271.15	209.36	218.14	435.00	152.49
$V_{x2}$	15	603.99	12.64	203.68	126.72	141.37	533.45	99.15
$V_{x3}$	15	349.99	47.83	109.50	5.34	138.37	272.42	95.63
$V_{x4}$	15	886.35	45.42	266.70	236.42	246.72	426.87	168.48
$V_{y1}$	15	490.82	21.86	243.00	251.41	275.44	367.01	182.14
$V_{y2}, V_{y3}$	15	331.26	38.31	49.48	30.27	45.45	252.10	34.23
$V_{y4}$	15	603.34	2.52	194.45	36.35	243.86	268.87	204.67

**Tableau V.20:** Récapitulation des efforts dans les voiles pour l'étage 4,5 et 6.

$$\tau = \frac{V}{e \times d} ; \text{ avec } e : \text{ épaisseur du voile } ; d : \text{ hauteur utile.}$$

RPA( art 7.7.2)

▪ **Ferrailage des voiles selon xx'**

Niveau	SS, RDC				étage 1 à 3	
	V <sub>x1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>x3</sub>	V <sub>x4</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>x3</sub>
L(m)	2,55	1.9	2.25	2,65	2,55	1.9
e(m)	0,25	0,25	0.15	0,25	0,15	0,15
M (KN.m)	195.64	174.44	396.00	267.74	575.35	233.97
N (KN)	2234.95	1889.06	529..54	2085.8	757.17	729.42
V (KN)	242.84	151.81	165.22	274.56	238.83	102.31
$\tau$ Mpa	0.263	0.165	0.299	0.299	0.578	0.245
A <sub>V<sub>cal</sub></sub> /face (cm <sup>2</sup> )	34.38	29.87	12.81	32.95	17.5	14.12
A <sub>V<sub>min</sub></sub> /face (cm <sup>2</sup> )	9.56	7.12	5.06	9.93	5.73	4.27
A <sub>V<sub>adop</sub></sub> /face (cm <sup>2</sup> )	38.49	31.42	13.76	38.49	18.22	15.39
N <sup>barre</sup> /face	6HA20 +4HA25	10HA20	6HA14 +4HA12	6HA20 +4HA25	6HA16 +4HA14	10HA14
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20	20
A <sub>h<sub>cal</sub></sub> /face (cm <sup>2</sup> )	9.62	7.85	3.44	9.62	4.55	3.84
A <sub>h<sub>min</sub></sub> /face (cm <sup>2</sup> )	15.30	15.30	9.18	15.30	6.88	6.88
A <sub>h<sub>adop</sub></sub> /face (cm <sup>2</sup> )	15.39	15.39	11.31	15.39	7.85	7.85
N <sup>barre</sup> /face	10HA14	10HA14	10HA12	10HA14	10HA10	10HA10
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20	20

**Tableau V.21:** Ferrailage des voiles selon xx' du SS, RDC, étage 1,2 et 3.

Niveau	étage 1 à 3		étage 4 à 6			
	V <sub>x3</sub>	V <sub>x4</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>x3</sub>	V <sub>x4</sub>
L(m)	2.25	2,65	2,55	1.9	2.25	2,65
e(m)	0.15	0,15	0,15	0,15	0.15	0,15
M (KN.m)	386.60	267.74	575.35	233.97	138.37	546.41
N (KN)	351.63	2085.8	757.17	729.42	272.42	752.61
V (KN)	175.49	274.56	238.83	102.31	95.63	221.72

$\tau$ Mpa	0.424	0.299	0.578	0.245	0.231	0.538
$A_{v_{cal}}$ /face (cm <sup>2</sup> )	10.13	32.95	17.5	14.12	5.73	16.86
$A_{v_{min}}$ /face (cm <sup>2</sup> )	5.06	9.93	5.73	4.27	5.06	5.96
$A_{v_{adop}}$ /face (cm <sup>2</sup> )	11.31	38.49	18.22	15.39	11.31	18.22
$N^{barre}$ /face	10HA12	6HA20 +4HA25	6HA16 +4HA14	10HA14	10HA12	6HA16 +4HA14
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20
$A_h$ cal/face (cm <sup>2</sup> )	2.57	9.62	4.55	3.84	2.57	4.55
$A_h$ min/face (cm <sup>2</sup> )	6.88	6.88	6.88	6.88	6.88	6.88
$A_h$ adop/face (cm <sup>2</sup> )	7.85	15.39	7.85	7.85	7.85	7.85
$N^{barre}$ /face	10HA10	10HA14	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20

**Tableau V.22:** Ferrailage des voiles selon xx' de l'étage 1,2, 3, 4, 5 et 6.

▪ **Ferrailage des voiles selon yy'**

Niveau	SS, RDC			étage 1 à 3		
	$V_{y1}$	$V_{y2}, V_{y3}$	$V_{y4}$	$V_{y1}$	$V_{y2}, V_{y3}$	$V_{y4}$
L(m)	2.80	2.04	2.80	2.80	2.04	2.80
e(m)	0.25	0.15	0.25	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	25.56	285.92	5.44	619.60	124.17	19.03
N (KN)	989.42	452.3	1244.52	647.33	654.85	1084.44
V (KN)	29.22	135.83	159.13	254.29	70.06	337.13
$\tau$ Mpa	0.031	0.246	0.173	0.615	0.169	0.816
$A_{v_{cal}}$ /face (cm <sup>2</sup> )	14.49	10.65	17.95	15.78	11.22	15.79
$A_{v_{min}}$ /face (cm <sup>2</sup> )	10.5	4.59	10.5	6.3	4.59	6.3
$A_{v_{adop}}$ /face (cm <sup>2</sup> )	15.39	11.31	18.22	18.22	11.31	18.22
$N^{barre}$ /face	10HA14	10HA12	6HA16+4HA14	6HA16+4HA14	10HA12	6HA16+4HA14
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20
$A_h$ cal/face (cm <sup>2</sup> )	3.84	2.57	4.55	4.55	2.57	4.55
$A_h$ min/face (cm <sup>2</sup> )	15.30	9.18	15.30	6.88	6.88	6.88

$A_h$ adop/face (cm <sup>2</sup> )	15.39	11.31	15.39	7.85	7.85	7.85
$N^{\text{barre}}$ /face	10HA14	10HA12	10HA14	10HA10	10HA10	10HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20

**Tableau V.23:** Ferrailage des voiles selon  $yy'$  du SS, RDC, étage 1,2 et 3.

		étage 4 à 6		
Niveau	$V_{y1}$	$V_{y2}, V_{y3}$	$V_{y4}$	
L	2.80	2.04	2.80	
E	0.15	0.15	0.15	
M (KN.m)	275.44	45.45	2.52	
N (KN)	367.01	252.10	603.34	
V (KN)	182.14	34.23	204.67	
$\tau$ Mpa	0.440	0.082	0.495	
$A_{v_{\text{cal}}}$ /face (cm <sup>2</sup> )	8.16	4.28	8.70	
$A_{v_{\text{min}}}$ /face (cm <sup>2</sup> )	6.3	4.59	6.3	
$A_{v_{\text{adop}}}$ /face (cm <sup>2</sup> )	11.31	11.31	11.31	
$N^{\text{barre}}$ /face	10HA12	10HA12	10HA12	
$S_t$ (cm)	20	20	20	
$A_h$ cal/face (cm <sup>2</sup> )	2.82	2.82	2.82	
$A_h$ min/face (cm <sup>2</sup> )	6.88	6.88	6.88	
$A_h$ adop/face (cm <sup>2</sup> )	7.85	7.85	7.85	
$N^{\text{barre}}$ /face	10HA10	10HA10	10HA10	
$S_t$ (cm)	20	20	20	

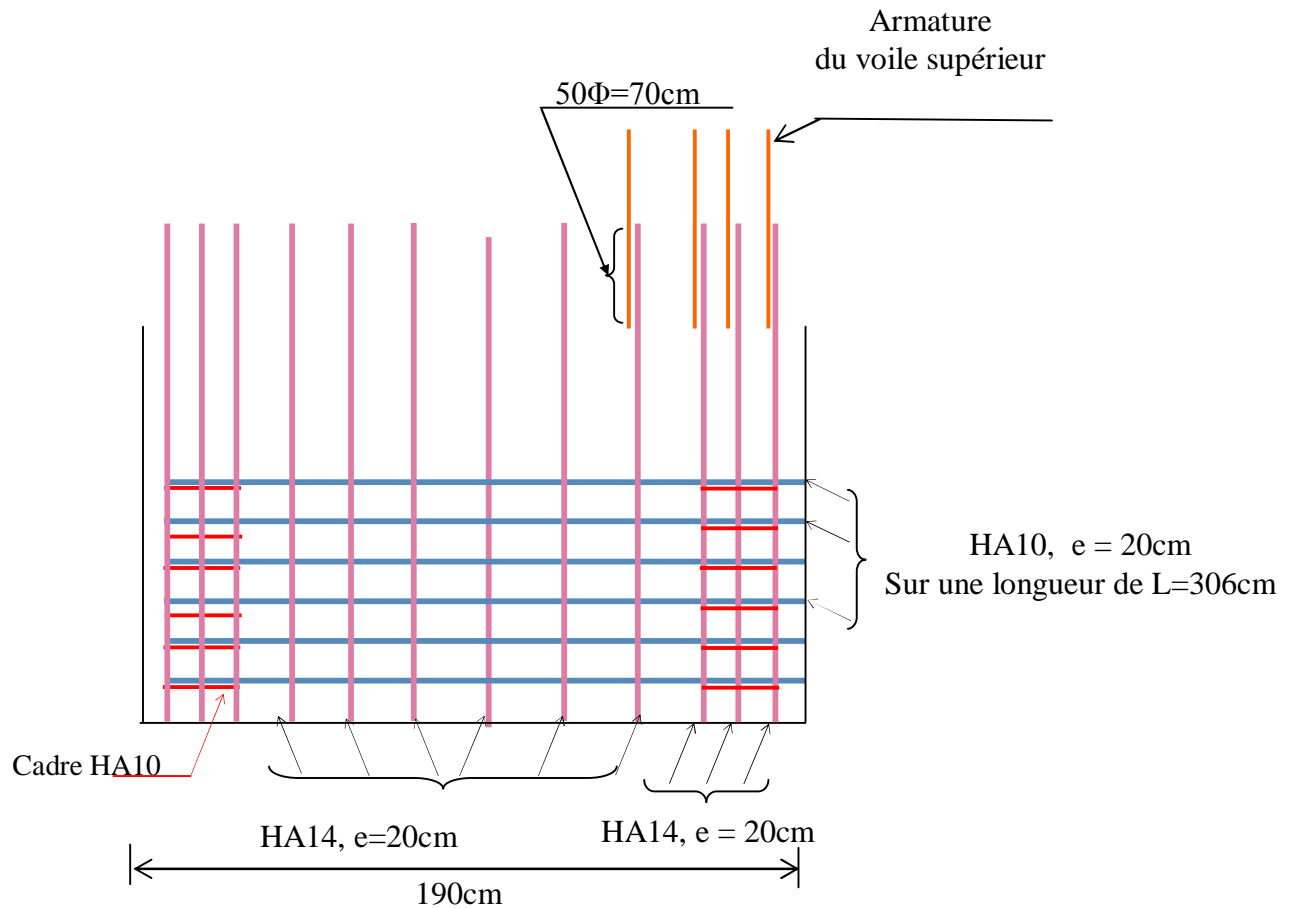
**Tableau V.24:** Ferrailage des voiles selon  $yy'$  de l'étage 4,5 et 6.

▪ **Vérification à l'effort tranchant**

**RPA (art 7.7.2)**

$$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

On remarque  $\bar{\tau} > \tau$  pour tous les voiles, donc la condition est vérifiée.



**Figure V.6:** Schéma de ferrailage du voile  $V_{x3}$  (étage 1 à 3).

➤ **Voile avec ouverture**

**- Sollicitations de calcul :**

Les sollicitations de calcul ont été déterminées à l'aide du logiciel SAP2000, les tableaux suivants en résument les résultats.

**1. Linteaux // à  $xx'$**

Etage	RDC et étage1	étage 2et 3	étage 4et 5	étage 6 et 7
$M_d$ (KN.m)	2.43	2.9	2.82	2.81
$M_g$ (KN.m)	2.5	3.00	2.93	2.96
V (KN)	9.61	11.5	11.2	11.3

**Tableau V.25:** Sollicitation de calcul dans les linteaux// à  $x-x'$

$M_d$ : moment à droite du linteau ;  $M_g$ : moment à gauche du linteau ; V : effort tranchant

## 2. Trumeaux // à xx'

Niveau	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N(KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	678.44	120.23	309.24	18.67	396.00	529.54	165.22
étage 1,2et 3	281.56	9.72	84.20	355.50	315.37	139.41	54.66
étage 4,6 et 7	107.26	51.54	10.19	9.36	54.07	64.42	20.23

**Tableau V.26:** Sollicitation de calcul dans les trumeaux// à x-x'.

## 3. Le ferrailage

### a. Les linteaux

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \quad \text{avec} \quad \bar{V} = 1.4 V_{u \text{ calcul}} \quad \text{RPA (art7.7.2)}$$

$b_0$  : épaisseur du linteau

$d$  : hauteur utile = 0.9 h

$h$  : hauteur totale de la section brute

$$\text{Donc } \tau_b = \frac{1.4 \times 11.5 \times 10^{-3}}{0.15 \times 0.9 \times 0.81} = 0.14 \text{MPa} \leq 0.06 f_{c28} \quad \text{RPA (art7.7.3.1.)}$$

Donc les linteaux sont ferrillés par trois types d'armatures :

- des aciers longitudinaux de flexion ;
- des aciers transversaux ;
- des aciers en partie courante (aciers de peau) ;

#### a.1. Armatures longitudinales

Le calcul des armatures longitudinales se fait à la flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables, comme on peut le voir dans le **Tableau V.25**. Tous les linteaux seront ferrillés de la même manière.

Les sections à ferriller sont de  $(0.81 \times 0.15) \text{ m}^2$  pour tous les niveaux.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm <sup>2</sup> )	M (KN.m)	A'cal (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> barres
0.81*0.15	3..00	0.12	1.82	2.26	2T12

**Tableau V.27:** Ferrailage longitudinal des linteaux.

## a.2 Armatures transversales

### a.2.1. Contrainte limite de cisaillement

RPA (art7.7.2)

$$\tau_b = 0.14MPa \leq \bar{\tau} = 0.2f_{c28} = 5MPa \quad \text{vérifiée}$$

### a.2.2. Section des armatures transversales

$$\lambda_g = \frac{l}{h} = \frac{1.00}{0.81} = 1.23 \text{ (linteau long)} \Rightarrow st \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V} \quad \text{RPA (art7.7.3.1)}$$

Où :  $st$  = espacement des cours d'armatures transversales.

$A_t$  = section d'un cours d'armatures transversales.

$z = h - 2d'$  ,  $d'$ : enrobage.

$V$  = effort tranchant dans la section considérée.

$l$  = portée du linteau ;

$$\text{Soit } st = 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq \frac{16.1 \times 10^{-3} \times 0.2}{400 \times (0.81 - 0.1)} = 0.113 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.0025 b \cdot st = 0.0025 \times 0.15 \times 0.2 = 0.75 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte 1T10=0.79cm chaque 20 cm.

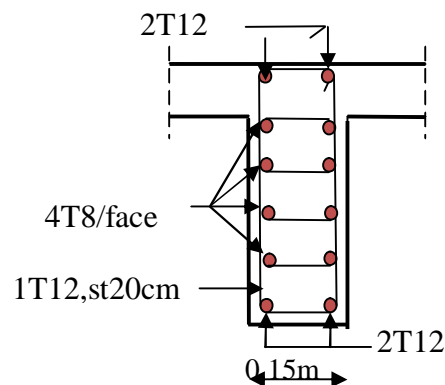
## a.3. Armatures longitudinales de peau

Elles doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

$$A_p = 0.002 \times e \times h$$

$$A_p = 0.002 \times 0.15 \times 0.81 = 2.43 \text{ cm}^2$$

Soit 4T 8 = 4.02 cm<sup>2</sup> (4 T8/face) avec un espacement  $s = 15 \text{ cm}$



**Figure V.8:** Schéma de ferrailage des linteaux.

▪ **Les Trumeaux**

Niveau	RDC	étage 1,2et 3	étage 4, 5,6et7
L(m)	1.25	1.25	1.25
e(m)	0,15	0,15	0.15
M (KN.m)	396.00	315.37	51.54
N (KN)	529.54	139.41	107.62
V (KN)	165.22	54.66	20.23
$\tau$ Mpa	0.299	0.132	0.048
$A_{v_{cal}}$ /face (cm <sup>2</sup> )	17.16	9.71	2.79
$A_{v_{min}}$ /face (cm <sup>2</sup> )	2.81	2.81	2.81
$A_{v_{adop}}$ /face (cm <sup>2</sup> )	20.11	11.31	11.31
$N^{barre}$ /face	10HA16	10HA12	10HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20
$A_{h_{cal}}$ /face (cm <sup>2</sup> )	5.02	2.82	2.82
$A_{h_{min}}$ /face (cm <sup>2</sup> )	9.18	6.88	6.88
$A_{h_{adop}}$ /face (cm <sup>2</sup> )	11.31	7.85	7.85
$N^{barre}$ /face	10HA12	10HA10	10HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20

**Tableau V.28:** Ferrailage des trumeaux selon xx'.

## V.6. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé les différentes sollicitations dans les éléments structuraux, à savoir les poteaux, voiles, poutres, afin de les ferrailer.

De l'étude des éléments structuraux, on peut conclure que le ferrailage du RPA est majoritaire.

Pour que l'interaction soit vérifiée on a augmenté les sections des poteaux.

Nous passons enfin au dernier chapitre qui est l'étude de l'infrastructure.



# **Chapitre VI**

## **Étude des fondations**

## VI.1.Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et leur transmission au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

## VI.2. Choix du type des fondations

Le choix du type de fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- la capacité portante du sol ;
- les Charges transmises au sol ;
- la distance entre axes des poteaux ;
- la profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, la vérification se fait dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes, le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 2.2 bar à une profondeur de 1 m.

## VI.3. Combinaisons d'actions à considérer

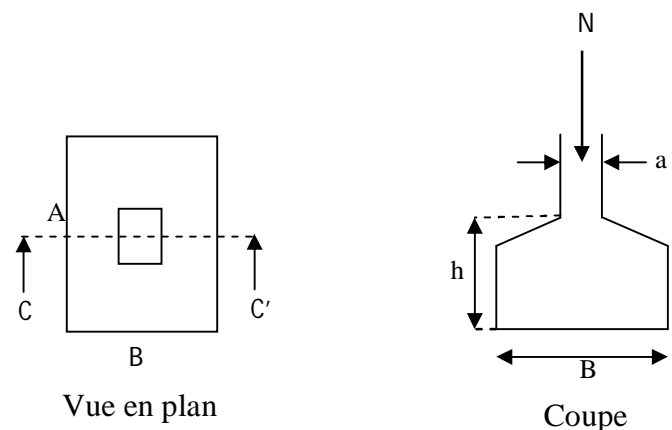
D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

## VI.4. Étude des fondations

### 1. Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$



**Figure VI.1:** schéma d'une semelle isolée

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

$N$  : L'effort normal agissant sur la semelle, obtenu par le logiciel **SAP2000**.

$S$  : Surface d'appui de la semelle.

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

$$N = 2157.79 \text{ KN.}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 220 \text{ KN/m}^2.$$

$$(A \times B) \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

Semelle à poteaux homothétiques :

$$\frac{A}{b} = \frac{B}{h} \dots \dots \dots (2)$$

On remplace (2) dans (1).

$$\frac{b}{h} \times B^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{h}{b} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{650}{600} \times \frac{2157.79}{220}} = 3.26m$$

D'après le résultat, on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, et vu les distances entre les axes des poteaux, le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

## 2. Vérification des semelles filantes

Nous allons faire le calcul de la semelle sous un portique formé de poteaux comme suit :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} ;$$

avec :

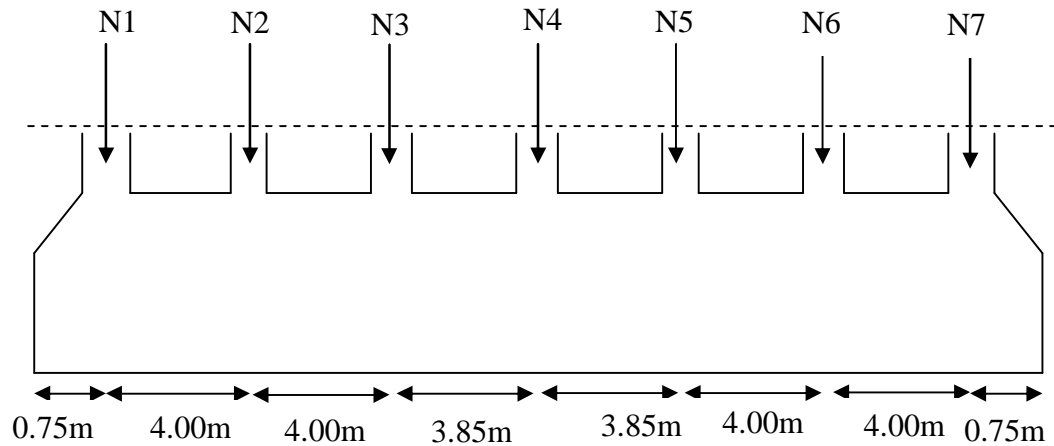
$B$  : Largeur de la semelle.

$L$  : Longueur de la semelle.

$$N = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6 + N_7$$

$$N = 916.29 + 2117.26 + 1639.54 + 1905.23 + 1808.70 + 2321.56 + 1271.30$$

$$N = 11979.88 \text{ KN}$$



**Figure VI.2:** Semelle filante.

D'après le portique le plus sollicité  $N = 11979.88$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{11.979}{0.22 \times 25.2} = 2.16 \text{ m.}$$

Donc le type de fondations adéquates pour notre structure seront les semelles filantes.

### a. Étude des semelles filantes sous poteaux

#### 1-Dimensionnement (coffrage)

##### - Calcul de la largeur de la semelle (B)

$$S = \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}} = \frac{11979.88}{0.22} = 54.45 \text{ m}^2$$

S: surface de la semelle.

$$S = L_{\text{Total}} \times B.$$

$$L = \sum l_i + 2 \times L_{\text{débordement}} ; L_{\text{débordement}} = 0.75 \text{ m.}$$

$$L = 25,2 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{54.45}{25,2} = 2,16 \text{ m ; soit : } B = 2,20 \text{ m.}$$

- **Calcul de la hauteur totale de la semelle ( $h_t$ )**

La hauteur totale de la semelle ( $h_t$ ) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t = d + c ;$$

avec :

- $c$  : enrobage des armatures ;  $c = 5 \text{ cm}$  ;
- $d$  : hauteur utile doit vérifier la condition suivante :  $d > \frac{B-b}{2}$  .

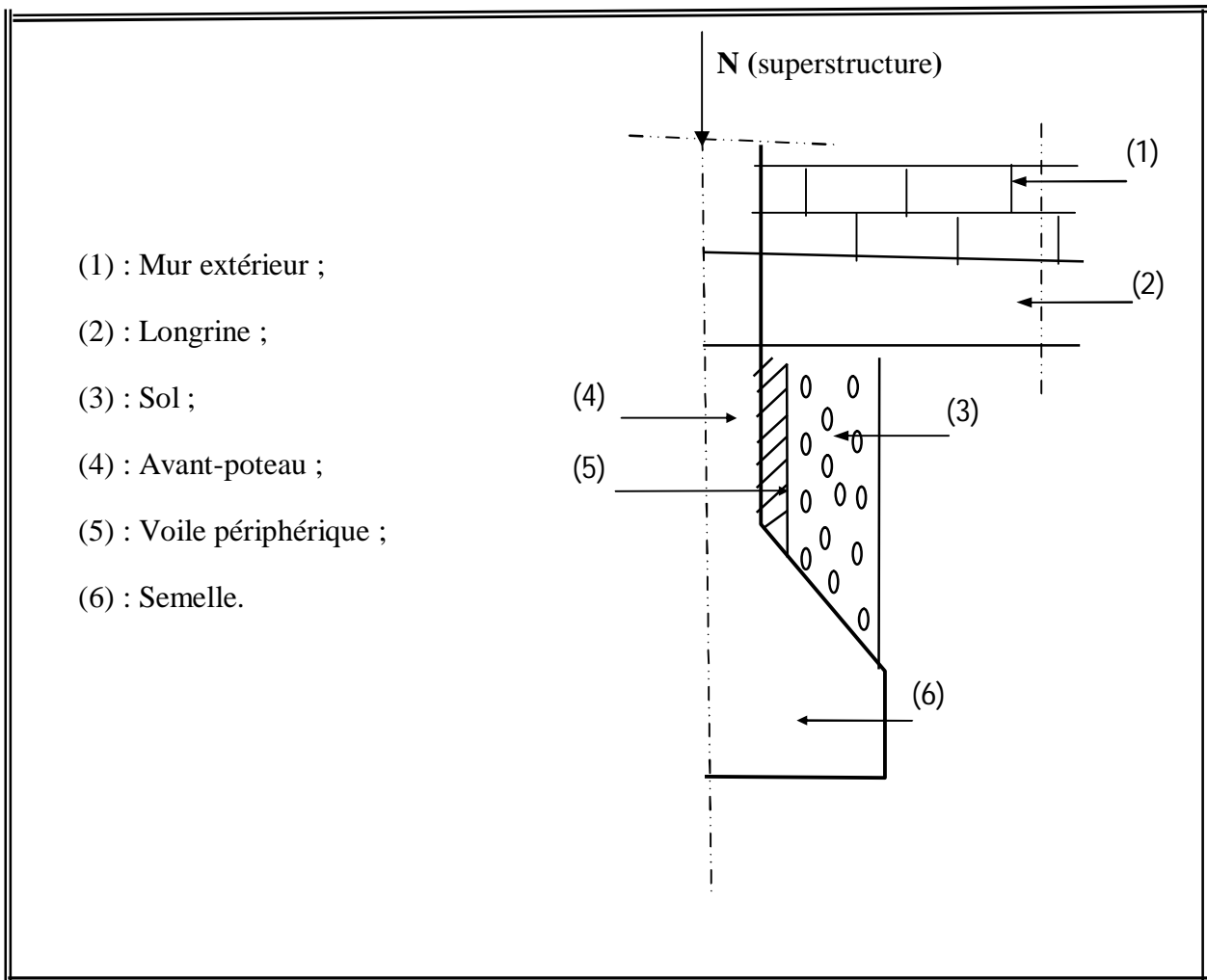
$$d = 0,775 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0,05 + 0,775 = 0,825 \text{ m} \Rightarrow h_t = \mathbf{0,83 \text{ m}}$$

**Remarque :**

avec le choix de  $d > \frac{B-b}{2}$  , les conditions de non poinçonnement de compression maximale du béton dans les bielles et de cisaillement maximal sont vérifiés.

**- Charges agissantes sur la semelle**

Les charges revenant à la semelle sont exposées dans figure ci-dessous :



**Figure VI.3:** différentes charges agissant sur la semelle.

$$N_{\text{Total}} = N_{(\text{superstructure})} + N_{(\text{infrastructure})}$$

Avec :

$$N_{(\text{superstructure})} = \sum N_i ; \quad N_i : \text{effort normal ramené par le poteau « i ».}$$

$$N_{(\text{infrastructure})} = N_{(\text{longrine})} + N_{(\text{voile périphérique})} + N_{(\text{dallage})} + N_{(\text{avant poteau})} + N_{(\text{semelle})} + N_{(\text{terre})}$$

Les charges revenant à cette semelle sont comme suit :

$$N_{(\text{superstructure})} = 11979.88 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{longrine})} = \gamma_b \times S \times \sum l_i ; \quad \text{avec :}$$

$S = 30 \times 40 \text{ cm}^2$  : surface transversale de la longrine.

$$N_{(\text{longrine})} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 52 = 156 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{dallage})} = 100.2 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{avant poteau})} = \gamma_b \times S \times h \times n ; \quad \text{Avec :}$$

S: surface transversale de l'avant-poteau ;

$$S = 60 \times 65 = 3900 \text{ cm}^2$$

h: hauteur de l'avant-poteau ; h = 1 m.

n: nombre de poteaux revenant à la semelle ; n = 7 poteaux.

$$N_{(\text{avant-poteau})} = 25 \times 0,60 \times 0,65 \times 1 \times 7 = 68,25 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{semelle})} = \gamma_b \times S \times h_t.$$

Avec :

$$S: \text{ surface de la semelle ; } S = \frac{\sum N_i}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{11979,88}{0,22} = 54,45 \text{ m}^2$$

$h_t$  : hauteur totale de la semelle ;  $h_t = 0,83 \text{ m}$

$$N_{(\text{semelle})} = 25 \times 54,45 \times 0,83 = 1129,83 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{terre})} = \gamma_h \times S_{\text{semelle}} \times h ; \quad \gamma_h : \text{ poids spécifique du sol ; } \gamma_h = 20,9 \text{ KN/m}^3.$$

$$N_{(\text{terre})} = 20,9 \times 1 \times 54,45 = 980,1 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{Total}} = 14414,26 \text{ KN.}$$

#### - Calcul de la surface de la semelle (S) :

La surface de la semelle est déterminée à partir de la condition suivante :

$$S \geq \frac{N_{\text{Total}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{14424,06}{220} = 65,51 \text{ m}^2.$$

#### - Calcul de la largeur de la semelle (B) :

$$S = L \times B.$$

$$L = \sum l_i + 2 \times L_{\text{débordement}} ; L_{\text{débordement}} = 0,75 \text{ m.}$$

$$L = 25,2 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{65,51}{25,2} = 2,59 \text{ m ; soit : } B = 2,6 \text{ m.}$$

#### - Calcul de la hauteur totale de la semelle ( $h_t$ ) :

$$d > \frac{B-b}{2} .$$

$$d = 0,975 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0,05 + 0,975 = 1,03 \text{ m} \Rightarrow h_t = 1,03 \text{ m soit } h_t = 1,05 \text{ m.}$$

## 2- Le Ferrailage

### a- Aciers principaux ( $A_{//B}$ )

$$A_{//B} = \frac{N_u \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

avec :

$N_u$  : effort ultime sollicitant la semelle ;

$\bar{\sigma}_{st}$  : contrainte d'acier ;  $\bar{\sigma}_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1.15 = 348 \text{ MPa}$ .

**b- Aciers de répartition ( $A_{LB}$ )**

$$A_{LB} = \frac{A_{/B}}{4}$$

- Application numérique :

$B = 2.6 \text{ m}$  ;  $N_u = 4211.49 \text{ KN}$  ;  $b = 65 \text{ cm}$  ;  $d = 97.5 \text{ cm}$  ;  $l = 4 \text{ m}$ .

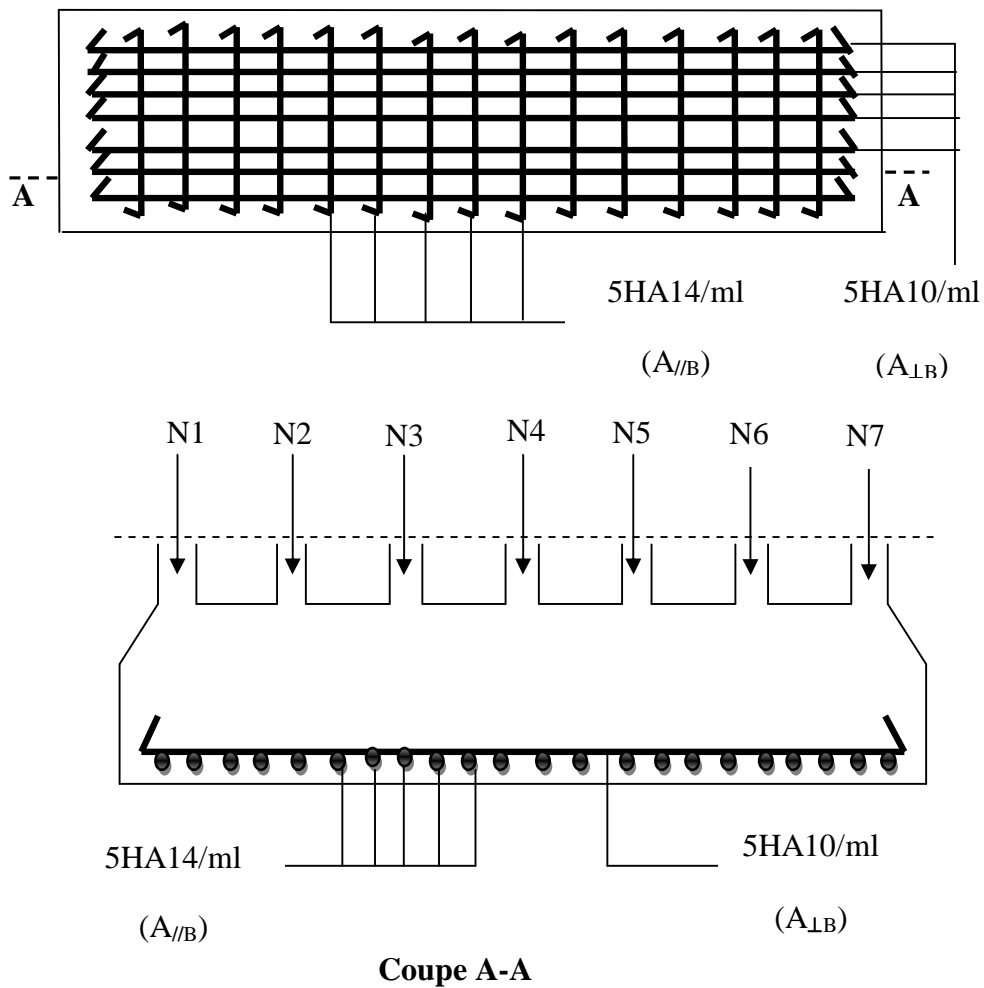
$$A_{/B} = \frac{4211.49 \cdot 10^{-3} \cdot (2.6 - 0,65)}{8,0,975 \cdot 348} = 30.25 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 20HA14 = 30.79 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 20cm.

$$A_{LB} = \frac{30.25}{4} = 6.69 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 13HA10 = 10,21 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 20cm.

• **Schéma de ferrailage**



**Figure VI.4:** schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteau.



## b- Étude des poutres de rigidité

### 1- Définition

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle.

### 2- Dimensionnement

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \quad [2]$$

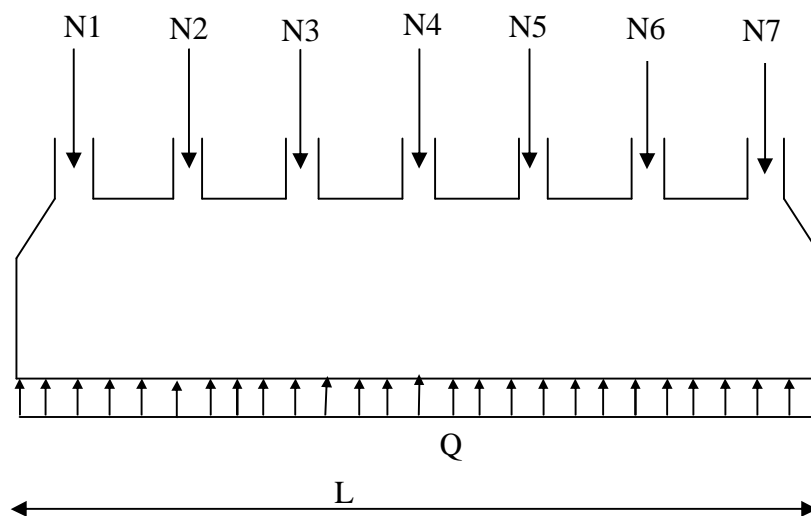
L : étant la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.

$$L = 4 \text{ m} \Rightarrow \frac{400}{9} \leq h \leq \frac{400}{6} \Rightarrow 44.44 \leq h \leq 66.66 \text{ (cm)}$$

Soit : h = 65 cm.

b = b<sub>avant poteau</sub> ⇒ b = 65 cm

### 3- Calcul des charges agissantes sur la poutre de rigidité



**Figure VI.5:** Charges agissantes sur la poutre de rigidité.

$$Q = \frac{\sum N_i}{L} ; N_i = 14424.06 \text{ KN}, L = 25.2 \text{ m} \longrightarrow Q = 572.38 \text{ KN/ml}$$

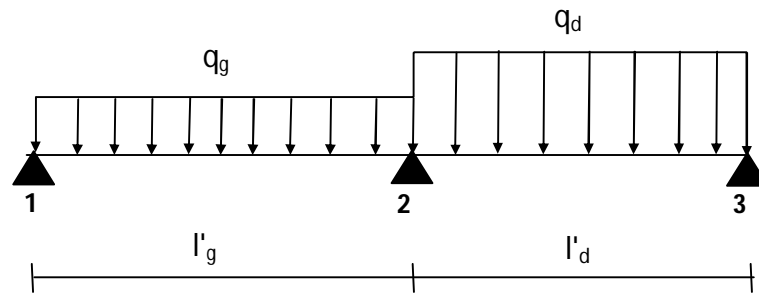
### 4- Calcul des sollicitations

- **Méthode de calcul :**

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre renversée soumise à la réaction du sol et appuyée sur les poteaux.

Pour le calcul des sollicitations (moment fléchissant et effort tranchant), on applique la méthode Caquot.

➤ **Principe de la méthode de Caquot**



**Figure VI.6:** schéma statique d'une poutre à deux travées.

- **Moment en appui :**  $M_2 = \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)}$ .

Avec :

$M_2$  : moment fléchissant en appui 2.

$q_g, q_d$  : charges uniformes respectivement à droite et à gauche de l'appui considéré (dans notre cas  $q_g = q_d$ ).

$l'_g, l'_d$  : longueur fictive à droite et à gauche de l'appui considéré (2) :

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

- **Moment en travée:**  $M(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \cdot \frac{x}{l}$ .

Avec :

$M_0$  : moment isostatique dans la travée considérée ;  $M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} (1 - x)$ .

Pour  $M = M^{\max}$  :  $\frac{\partial M(x)}{\partial x} = 0 \Rightarrow x = x_0 = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l}$ . (Cas d'une charge répartie).

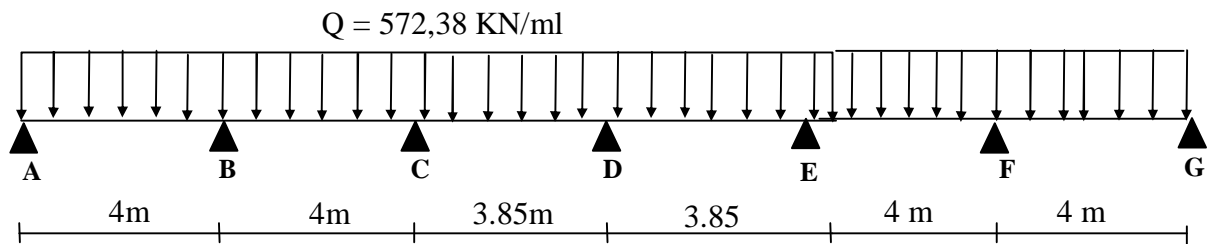
-**Effort tranchant maximal:**

$$V(x) = \frac{\partial M(x)}{\partial x} = \frac{q}{2}(1-2x) + \frac{M_d - M_g}{l}$$

$$V_g = V(0) = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

$$V_d = V(l) = -\frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

➤ **Poutre de rigidité**



**Figure VI.7:** schéma statique de la poutre de rigidité.

**a) Moment en appui :**

$$M_A = M_G = 0.$$

$$M_B = M_F = \frac{572.38(4^3 + (0,8 \times 4)^3)}{8,5(4 + (0,8 \times 4))} = 905.03 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = M_E = \frac{572.38((0,8 \times 4)^3 + (0,8 \times 3.85)^3)}{8,5(0,8 \times 4 + 0,8 \times 3.85)} = 664.47 \text{ KN.m.}$$

$$M_D = \frac{572.38((0,8 \times 3.85)^3 + (0,8 \times 3.85)^3)}{8,5(0,8 \times (3.85 + 3.85))} = 638.03 \text{ KN.m.}$$

**b) Moment en travée**

✓ **Travée AB:**

$$x_0 = \frac{4}{2} - \frac{0 - (-905.03)}{572.38 \times 4} = 1.6 \text{ m.}$$

$$M_0(1.6) = \frac{572.38 \times 1.6}{2} (4 - 1.6) = 1098.96 \text{ KN.m.}$$

$$M_t(1.6) = 1098.96 - 905.03 \times \frac{1.6}{4} = 736.94 \text{ KN.m.}$$

✓ **Travée BC:**

$$x_0 = \frac{4}{2} - \frac{(-905.03) - (-664.47)}{572.38 \times 4} = 2.68 \text{ m.}$$

$$M_0(2.68) = \frac{572.38 \times 2.68}{2} (4 - 2.68) = 1012.42 \text{ KN.m.}$$

$$M_t(2.68) = 1012.42 - 905.03 \times \left(1 - \frac{2.68}{4}\right) - 664.47 \cdot \frac{2.68}{4} = 268.56 \text{ KN.m.}$$

✓ **Travée CD:**

$$x_0 = \frac{3.85}{2} - \frac{(-664.47) - (-638.03)}{572.38 \times 3.85} = 2,51 \text{ m.}$$

$$M_0(2,51) = \frac{572.38 \times 2,51}{2} (3.85 - 2,51) = 962.57 \text{ KN.m.}$$

$$M_t(2,51) = 962.57 - 664.47 \times \left(1 - \frac{2,51}{3.85}\right) - 638.03 \times \frac{2,51}{3.85} = 315.33 \text{ KN.m.}$$

Travées	L (m)	q (KN/ml)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)
AB	4	572.38	736.94	0	905.03
BC	4	572.38	268.56	905.03	664.47
CD	3.85	572.38	315.33	664.47	638.03
DE	3.85	572.38	315.33	638.03	664.47
EF	4	572.38	268.56	664.47	905.03
FG	4	572.38	736.94	905.03	0

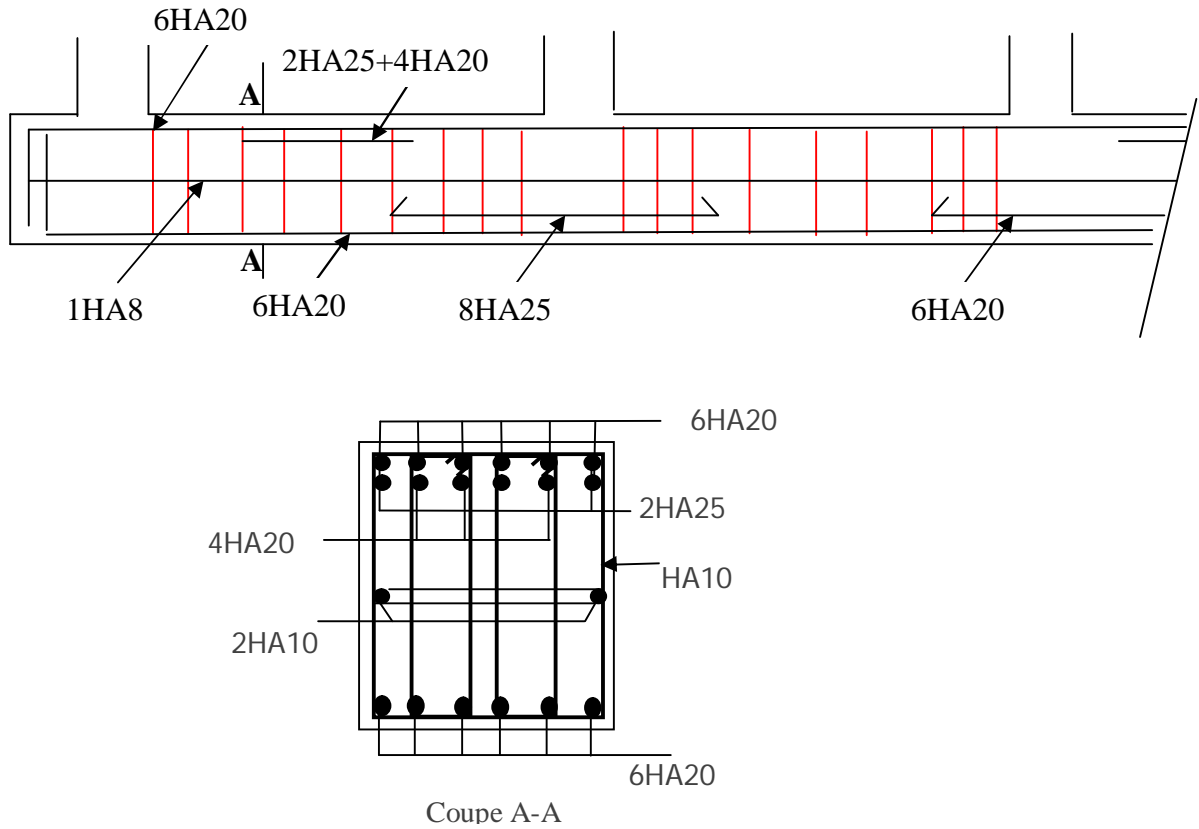
**Tableau VI.1:** sollicitations agissant sur la poutre de rigidité.

### 5- Calcul des armatures

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire (b×h) à la flexion simple. Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Travées	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>t cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>a cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>a adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
AB	736.94	171.71	38.92	8.46	10HA20+2HA25=41.24	6HA20=18.85
BC	268.56	905.03	12.98	49.71	6HA20=18.85	8HA25+6HA20=58.12
CD	315.33	664.47	15.36	34.55	6HA20=18.85	12HA20=37.70
DE	315.33	638.03	15.36	33.00	6HA20=18.85	12HA20=37.70
EF	268.56	664.47	12.98	34.55	6HA20=18.85	2HA20=37.70
FG	736.94	171.71	38.92	49.71	10HA20+2HA25=41.24	8HA25+6HA20=58.12

**Tableau VI.2:** ferrailage de la poutre de rigidité.



**Figure VI.8:** Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité.

**c-Semelle filante sous mur :**

**-Calcul de la charge**

$$N_{\text{Total}} = N_{(\text{superstructure})} + N_{(\text{infrastructure})}$$

Avec :

$$N_{(\text{superstructure})} = \sum N_i ; N_i : \text{effort normal ramené par le poteau « i »}$$

$$N_{(\text{infrastructure})} = N_{(\text{longrine})} + N_{(\text{voile périphérique})} + N_{(\text{dallage})} + N_{(\text{avant poteau})} + N_{(\text{semelle})} + N_{(\text{terre})}$$

$$N_{(\text{voile périphérique})} = 103.25 \text{ KN}$$

$$N_{\text{Total}} = 9984.87 + 2537.63 = 12522.50 \text{ KN}$$

**La charge répartie  $Q = 521.77 \text{ KN/ml}$**

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{521.17}{220} = 2.37 \text{ m}$$

Soit  $B = 2.4 \text{ m}$

**Calcul de la hauteur totale de la semelle ( $h_i$ ) :**

$$d > \frac{B-b}{2}$$

$$d = 0,875 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0,05 + 0,875 = 0,925 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0,925 \text{ m}$$

### -Ferrailage

#### a- Aciers principaux ( $A_{//B}$ ):

$$A_{//B} = \frac{N_u \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_{st}} ;$$

Avec :

- $N_u$  : effort ultime sollicitant la semelle ;
- $\bar{\sigma}_{st}$  : contrainte d'acier ;  $\bar{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$ .

#### b-Aciers de répartition ( $A_{\perp B}$ ): $A_{\perp B} = \frac{A_{//B}}{4}$ .

##### - Application numérique

$B = 2.4 \text{ m}$  ;  $N_u = 521.17 \text{ KN}$  ;  $b = 65 \text{ cm}$  ;  $d = 875 \text{ cm}$  ;  $l = 1 \text{ m}$ .

$$A_{//B} = \frac{521.17 \times 10^{-3} (2.4 - 0,65)}{8 \times 0,875 \times 348} = 3.74 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 5HA12/ml = 5.65 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 20cm.

$$A_{\perp B} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

$A_{min} = 2 \text{ cm}^2$  (pour les HA)

On adopte : 5HA10/ml = 3.65 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 20cm

## d- Les longrines

### 1- Définition

Les longrines sont des poutres de chaînage, de section rectangulaire, situées au niveau de l'infrastructure reliant les semelles.

### 2- Rôle des longrines

Elles ont pour rôle de :

- porter les murs de façades ;
- limiter les dallages ;
- solidariser les points d'appui d'un même bloc en s'opposant à leurs déplacements relatifs dans le plan horizontal.

### 3- Dimensions minimales de la section transversale des longrines

$$b \times h = \begin{cases} 25 \times 30 : \text{Sites de catégorie } S_2 \text{ et } S_3. (\text{C'est notre cas}). \\ 30 \times 30 : \text{Site de catégorie } S_4. \end{cases} \quad \text{RPA (Art 10.1.1.b)}$$

La hauteur  $h$  des longrines est définie par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad [1] \text{ (Art IV.2. 3)}$$

avec :

$L_{\max}$  : longueur maximale entre axes des longrines ;  $L_{\max} = 7,5$  m.

$$\Rightarrow \frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \Rightarrow 32 \leq h \leq 48 \text{ (cm)} \Rightarrow \text{Soit } \mathbf{h = 40 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm.}}$$

Les dimensions adoptées pour les longrines sont :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

### 4- Calcul des longrines

RPA (Art 10.1.1.b)

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN.}$$

avec :

$N$  : c'est la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés (poteaux) :

$\alpha$  : coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie du site considéré :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Site : } S_3 \\ \text{Zone : zone II} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha = 12$$

### 5- Calcul des armatures

Le calcul des armatures en traction simple sera conduit selon les règles [B.A.E.L91] :

#### a- Les armatures longitudinales( $A_l$ )

BAEL (Art. A.4. 5. 33)

$$A_l \geq (A_{(ELU)} ; A_{(ELS)}).$$

avec :

➤  $A_{(ELU)}$  : section d'armatures calculée à l'état limite ultime :  $A_{(ELU)} = \frac{F_{ELU}}{\sigma_s}$

◆  $F_{ELU} = \frac{N_{U_{\max}}}{\alpha}$  ; avec :  $N_{U_{\max}}$  : effort normal dans le poteau le plus sollicité à

l'E.L.U.

- ♦  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  : contrainte limite ultime de l'acier.

➤  $A_{(ELS)}$  : section d'armatures calculée à l'état limite de service :  $A_{(ELS)} = \frac{F_{ELS}}{\sigma_s}$

- ♦  $F_{ELS} = \frac{N_{Smax}}{\alpha}$  ; avec :  $N_{Smax}$  : Effort normal dans le poteau le plus sollicité à

l'E.L.S.

- ♦  $\sigma_s = 202 \text{ MPa}$  : Contrainte limite de service de l'acier.

### b-Condition de non-fragilité

BAEL (Art.A.4. 2.1)

$$A_{min} = b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 30 \times 35 \times \frac{2,1}{400} = 5.51 \text{ cm}^2.$$

### c-Minimum d'armature exigé par le RPA

RPA (Art.10.1.1.b)

$$A_{min} = 0,6 \% b.d = 0,6\% 30 \times 35 = 6.30 \text{ cm}^2.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$N_{Umax}$ (KN)	$F_{ELU}$ (KN)	$A_{(ELU)}$ (cm <sup>2</sup> )	$N_{Smax}$ (KN)	$F_{ELS}$ (KN)	$A_{(ELS)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min(B.A.E.L91)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min(RPA99)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
2157.78	179.81	5.16	1556.53	129.71	6.42	6.42	5.51	6.30	<b>6T12=6.79</b>

**Tableau VI.3:** Ferrailage longitudinal des longrines.

### b- Les armatures transversales ( $A_t$ )

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \phi_{l \min}; \frac{b}{10} \right];$$

$$\text{Donc: } \phi_t \leq \min \left[ \frac{35}{35}; 1,2; \frac{30}{10} \right] = \min [ 1; 1,2; 3 ] = 1 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

On va choisir un cadre et un étriers  $\Rightarrow$  3 barres.

$$\text{Donc, on adoptera } 3HA8 \Rightarrow A_t = 1,51 \text{ cm}^2.$$

### c- Espacement

RPA (Art.10.1.1.b)

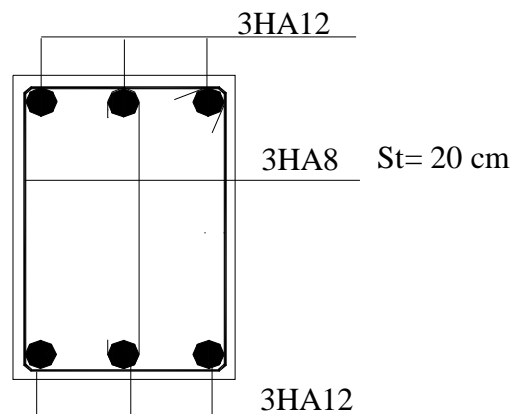
$$s_t \leq \min [ 20\text{cm}; 15\phi_{l \min} ]$$

$$s_t \leq \min [ 20\text{cm}; 15 \times 1,2_{\min} ] = \min [ 20\text{cm}; 18_{\min} ] = 18\text{cm.}$$

soit :  $s_t = 15\text{cm}$ .



## 6- Schéma de ferrailage des longrines



**Figure VI.9:** schéma de ferrailage des longrines.

### VI .5. Étude du voile périphérique

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, il est destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux.

#### a. Dimensionnement

Selon le RPA 99/version 2003(article 10.1.2)

$e \geq 15\text{cm}$  ; On prend  $e = 20\text{cm}$

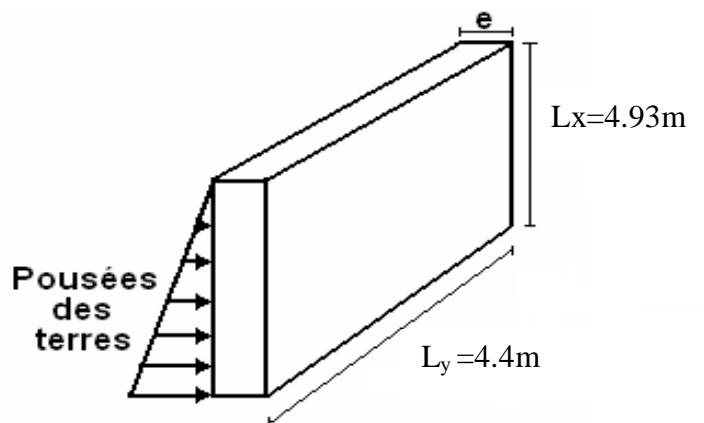
#### b. Caractéristiques géotechniques du sol

D'après le rapport de sol on a :

L'angle de frottement interne :  $\varphi = 34^\circ$

La cohésion :  $C = 0.23 \text{ bar}$

Poids volumique des terres humides :  $\gamma_h = 20,9 \text{ KN} / \text{m}^3$



**Figure VI.10:** Voile périphérique.

### c. Évaluation des charges et surcharges

- **La poussée des terres sur le rideau**

$$G = \gamma_h \times h \times \left( \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) - 2 \times C \times \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow G = 20.9 \times 4.93 \times \left( \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{34}{2} \right) \right) - 2 \times 23 \times \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{34}{2} \right)$$

$$G = 4.7 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- **Surcharges accidentelle : q= 10 KN / m<sup>2</sup>**

$$Q = q \times \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{34}{2} \right) \Rightarrow Q = 2.827 \text{ KN} / \text{m}^2$$

### e. Ferrailage du voile

Le voile s'appuie appuyé sur la structure (poteau – poutre) et la transmission des charges se fait comme une dalle pleine sur quatre appuis.

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\min} = 4.24 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\max} = 10.58 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ;$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 8.99 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.89 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- **À l'ELU**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases} ; P_u = 10.58 \text{ KN} \quad \text{annexe 1.}$$

$$M_x^0 = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x^0 = 9.54 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_y^0 = \mu_y M_x^0 \Rightarrow M_y^0 = 7.28 \text{ KN.m}$$

#### -En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.10 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.18 \text{ KNm}$$

**-En appui**

$$\text{Sens x-x'} : M_a = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 4.77 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_a = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 3.64 \text{ KNm}$$

- **À l'ELS**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{cases} ; \quad P_s = 7.527 \text{ KN/ml} \quad \text{annexe 1}$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.82 \text{ KNm} \quad ; \quad M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.53 \text{ KNm}$$

**-En travée**

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.64 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.7 \text{ KNm}$$

**-En appui**

$$\text{Sens x-x'} : M_a = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 3.91 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_a = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 3.26 \text{ KNm}$$

Localisation		$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adoptée} (\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	Sens-x	0.0176	0.0223	0.1783	1.308	5T10=3,93
	Sens-y	0.0135	0.0169	0.1787	0.996	5T10=3,93
En appui	Sens-x	0.0104	0.0131	0.1790	0.766	4T10=3,14
	Sens-y	0.0079	0.0099	0.1792	0.584	4T10=3,14

**Tableau VI.4:** tableau de ferrailage

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

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.89 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \Rightarrow 0.0008 \times \frac{3-0.89}{2} \times 100 \times 20 = A_{\min}^x = 1.68 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \Rightarrow 0.0008 \times 100 \times 20 = A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_{cal} < A_{min} \Rightarrow$  on ferraille avec  $A_{min}$

- **Espacement des armatures :**

Armatures //  $L_x$ :  $St = 20\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$

Armatures //  $L_y$ :  $St = 20\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$

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

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) < \min\left(\frac{1}{2} f_e, 110 \sqrt{f_{c28}}\right) = 164.97 \quad (\text{Fissuration très nuisible})$$

Les résultats du calcul et vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		$M_{ser}$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
En travée	Sens x-x	6.65	3.93	0.0405	13686	1,970	15	101.66	164.97
	Sens y-y	5.59	3.93	0.0405	13686	1.647	15	84.96	164.97
En appui	Sens x-x	3.91	3.14	0.0367	11320	1.269	15	74.27	164.97
	Sens y-y	3.27	3.14	0.0367	11320	1.061	15	62.08	164.97

**Tableau VI.5:** résultats de calcul et vérification à l'ELS.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}.$$

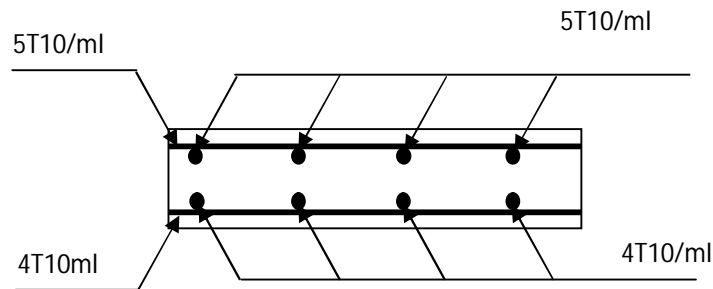
$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 15.51\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{15.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.086\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} \Rightarrow V_y = 16.51 \text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{16.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.091 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa.} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Schéma de ferrailage**



**Figure VI.11:** Schéma de ferrailage du voile périphérique.

## VI.6. Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vu la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles isolées, les semelles filantes sont le type de fondation le plus adéquat.

# **Conclusion générale**

## Conclusion :

Toute nouvelle étude est un enrichissement d'un certain nombre de nouvelles notions ; il est encore le cas pour nous. À travers le projet étudié, il nous a été donné l'opportunité de découvrir un peu mieux le domaine du bâtiment et d'étendre davantage notre aperçu sur la législation (règlements en vigueur) que nous approchions tout au long de notre cursus.

La recherche d'un bon comportement de la structure nous a menés à tirer un certain nombre de conclusions dont les plus éminentes sont :

- ✓ la simplicité de la structure, qui doit être respectée en tout premier lieu 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 ;
- ✓ aussitôt après s'impose l'impératif de la symétrie maximale, que la structure doit satisfaire, car la distribution régulière des éléments structuraux permet une transmission directe des efforts. Il est unanimement conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux ;
- ✓ la répartition optimale des charges entre portiques et voiles (interaction) et l'atténuation des effets de torsion (moment de torsion) requièrent une bonne disposition des voiles ;
- ✓ dans le but de vérifier l'effort normal réduit, l'interaction horizontale et verticale, les sections des poteaux déjà définies par le pré-dimensionnement ont été augmentées ;
- ✓ préserver la structure contre les déplacements horizontaux et la maintenir dans un état de stabilité totale nous a conduits à vérifier les effets de second ordre (effets P-delta) ;
- ✓ des rotules plastiques se forment au niveau des poteaux, inconvénient qui peut être évité par une procédure cruciale : la vérification des moments résistants au niveau des zones nodales ;
- ✓ dans l'étude des éléments porteurs, il nous est donné de constater que les poteaux sont ferrailés au minimum prévu par le RPA99, cela s'explique par le

surdimensionnement, mais aussi que la sécurité (des vies) est privilégiée par le RPA99 bien plus que de l'économie ;

- ✓ la modélisation des escaliers dans la superstructure influe directement sur la nature des modes de vibration. Les escaliers sont susceptibles d'engendrer des modes de torsion redoutables.

La bonne capacité portante du sol de notre structure nous a permis l'utilisation des semelles filantes.



## Bibliographie

---

- Document technique réglementaire DTR BC 2 48 « Règles parasismiques Algériennes; RPA99/version 2003 ».
- BAEL91 « Béton armé aux états limites; édition Eyrolles troisième tirage 1997 ».
- CBA 93 « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».
- DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».
- [2] M.Belazougui« Calcul des ouvrages en béton armé ; édition OPU, 1986 ».
- [1] Victor Davidovici : Formulaire Du Béton 1. Edition LE MONITEUR.
- Autres documents consultés :
  - Cahiers de cours de cursus.
  - Mémoires de fin d'étude.

# **ANNEXES**

# Annexe 1

## DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

# Annexe 2

$\rho = 0.8$

$\frac{u}{x}$	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

# Annexe 3

## SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en  $cm^2$  de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm.

$\phi$ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

# Résumé

**Réalisé par:** M<sup>r</sup>. TALA IGHIL Fahem

M<sup>r</sup>. OUGUERGOUZ Nadir

**Encadrés par :** M<sup>r</sup> BENYESSAD.DJ

**Thème :** Étude d'un bâtiment en (R+7+deux sous sol) à usage mixte (commercial et habitation) contreventé par un système mixte (voiles-portiques)

L'intensité des forces sismiques assaillant un bâtiment lors d'un séisme est fonction non seulement des spécificités du mouvement sismique lui-même (Kobé, Japon, 1995 et Fukushima, 2011), mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Notre travail consiste à étudier un bâtiment en (R+7+deux sous sol), présentant une irrégularité en élévation, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques) avec une justification de l'interaction.

Après que nous ayons fini le pré-dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires

Une étude dynamique et sismique a été effectuée dans le but est de déterminer le bon comportement du bâtiment, ainsi que les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Le comportement de la structure est lié directement à la géométrie de la structure, et au disposition des voiles.

Après plusieurs dispositions nous avons retenue celle qui vérifiée tous les exigences du RPA tel que (période de vibration, taux de participation, L'effet P- $\Delta$ , effort normal réduit).

De l'étude des éléments structuraux, on peut conclure que le ferrailage du RPA est majoritaire.

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vu la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles isolées, les semelles filantes sont le type de fondation le plus adéquat, et puis on a achevé notre travail par une conclusion générale.