

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

# Mémoire de fin d'études

## Mémoire de fin d'études

**En vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil**  
**Option : Matériaux et structures (M.S)**

### **Thème :**

**Etude d'un bâtiment (R+8+Sous -Sol) à usage d'habitation et commercial**  
**contreventé par un système mixte**  
**(Voiles – Portiques)**

### **Présenté par :**

**M<sup>elle</sup> : IFRI Abla**  
**M<sup>elle</sup> : BELHADI Badoura**  
**M<sup>elle</sup> : BOURICHE Kahina**

### **Promoteur :**

**M<sup>me</sup> : OUARIN**

### **Jury:**

**M<sup>r</sup> : BECHEUR.A**  
**M<sup>r</sup> : GUECHAR.L**

**Promotion 2012-2013**

## *Remerciements*

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

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.*

*A M<sup>me</sup> OUARI.N : notre promotrice, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*

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

*Au bureau d'étude AXXAM : pour son bon accueil.*

*A tous nos amis (es) et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*Badoura ;Abla & Kahina.*

## Dédicace

---

### *Dédicace*

*Merci Allah (mon dieu) de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve et le bonheur de lever mes mains vers le ciel et de dire "Ya Kayoum".*

*Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, le symbole de tendresse, qui s'est sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite, à ma mère.*

*À mon père, école de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes les années des études, et qui a veillé tout au long de ma vie à m'encourager, à me donner l'aide et à me protéger.*

*Que dieu les garde et les protège.*

*À mon marié (Layachi) qui m'a donné tout son temps pour m'encourager.*

*À mes frères (Nadir; Chirif; Alaoua; A. Gani).*

*À ma sœur (Nora).*

*À mes beaux parents.*

*À mes belles sœurs (Rahima; Lydia).*

*Et surtout les enfants de ma famille (Kossaila; Lydia;*

*Ilyase; Litisya; Boualam).*

*À mes amies (Akila; fatima; Radia;*

*Kahina; Djahida; Ilham; Oualida; Nassima; Zakia; Saida; Badoura)*

*À mes copines de chambre (lamia; lynda; Nadja; Nacira et Tziri).*

*À tous ceux qui me sont chères.*

*À tous ceux qui m'aiment.*

*À tous ceux que j'aime.*

*Je dédie ce travail.*

*ABLA*

# Dédicace

---

## *Dédicace*

*Je dédie du fond du coeur ce modeste travail à ceux que*

*j'aime :*

- *A Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère Hassina qui m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père Ibrahim qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents d'être là à mes cotés durant toutes ces années, que dieu vous garde et vous bénisse.*
- *A Mon très cher époux Tarik, pour tout ce qu'il m'a apporté au cours de ces mois pénibles.*
- *A Mes très chère sœurs Ourdia ,Ghania et ses époux,*
- *A Mon cher frère Idris , Khaled et Tayeb et sa femme Chaba.*
- *A Nos enfants :Massiness,Massil,Ayoub, Youba, Khaled, Mariam.*
- *A Ma belle famille en particulier ma belle mère et mon beau père.*
- *A toute la famille Belhadi et Messali sans exception.*
- *A Mes binômes :Abla et Kahina.*
- *A Mes amis(es) et mes coupines qui m'ont beaucoup soutenues durant la réalisation de ce modeste travail .*

*Badoura*

# Dédicace

---

## Dédicace

---

### *Dédicace*

*Merci Allah (mon dieu) de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve et le bonheur de lever mes mains vers le ciel et de dire "Ya Kayoum".*

*Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, le symbole de tendresse, qui s'est sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite, à ma mère.*

*À mon père, école de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes les années des études, et qui a veillé tout au long de ma vie à m'encourager, à me donner l'aide et à me protéger.*

*Que dieu les garde et les protège.*

*À mon mari (boukhalifa) qui m'a donné tout son temps pour m'encourager.*

*À mes adorables sœurs (souhila et fairouze).*

*À mes belles sœurs (samia ; donia ; asma).*

*Et surtout les enfants de ma famille (asma ; sissa ; abdellah ; ghania ; abderahmane).*

*À mes frères (nacer ; amine ; azouz ; abdanour et habib).*

*À ma future famille (moursada ; fadila ; chafia ; lynda ; sassia ; djaafar et mouhsine).*

*À mes amies (fatima (ma soeur) ; mira*

*(g) ; abla ; mira (M) ; dalila ; warda ; lamia ; lynda ; fatiha et badoura).*

*À tous ceux qui me sont chères.*

*À tous ceux qui m'aiment.*

*À tous ceux que j'aime.*

*Je dédie ce travail.*

***Kahina***

# Sommaire

---

## Sommaire

### Introduction générale.

#### Chapitre I : Généralités

I.1 Introduction	01
I.2 Description du projet	01
I.3 Caractéristique de l'ouvrage	01
I.4 Règlements et normes utilisés	03
I.5 Etat limite de l'ouvrage et combinaison d'action	03
I.6 Actions et sollicitations de calcul	04
I.7 Caractéristiques des matériaux	06

#### Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction.	12
II.2 Pré dimensionnement des planchers	12
II.3 Poutrelles	14
II.4 L'acrotère	16
II.5 Pré dimensionnement des éléments principaux	16
II.6 Evaluation des charges et surcharges	23
II.7 Descente de charge	27
II.8 Conclusion	44

#### Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction	45
III.2 Calcul des planchers	45
III.3 Etude des escaliers	87
III.4 Etude des l'acrotère	112
III.5 Etude de l'ascenseur	119
III.6 Etude de la poutre de chaînage	130

#### Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1 Introduction.	137
IV.2 calcul sismique	137
IV.3 Méthode statique équivalente.	137
IV.4 Méthode d'analyse dynamique	141
IV.5 Conclusion	147

#### Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.1 Introduction	148
VI.1 Etude des poteaux	148
VI.2 Etude des poutres	161
VI.3 Etude des voiles	170

#### Chapitre VII : Etude des fondations

VII.1 Introduction.	179
VII.2 Choix du type des fondations	179
VII.3 Combinaison d'action à considérer	179
VII.4 Vérifications	180
VII.5 Conclusion	193

# Liste des Tableaux

---

## Liste des Tableaux

<b>Tableau I.1</b> : Caractéristiques des aciers utilisés.....	11
<b>Tableau II .1</b> : Evaluation des charge du plancher terrasse inaccessible.....	24
<b>Tableau II. 2</b> : Evaluation des charge du plancher terrasse accessible.....	25
<b>Tableau II.3</b> : Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.....	25
<b>Tableau II.4</b> : Evaluation des charges dans les dalles pleines (balcon). ....	25
<b>Tableau II.5</b> : Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	26
<b>Tableau II.6</b> : Evaluation des charges dans les murs intérieurs.....	26
<b>Tableau II.7</b> : Evaluation des charges d'escaliers.....	26
<b>Tableau II.8</b> : Evaluation des charges de la volée (I et III) .....	27
<b>Tableau II.9</b> : Evaluation des charges de la volée (II).....	27
<b>Tableau II.10</b> : Evaluation des charges du palier.....	28
<b>Tableau II.11</b> :Charge permanente revenant à l'acrotère.....	28
<b>Tableau II.12</b> Poids propre des poteaux.....	32
<b>Tableau II.13</b> : Les charges revenant au poteau de la cage d'escalier.....	33
<b>Tableau II.14</b> : Les charges revenant au poteau central.....	36
<b>Tableau II .15</b> : Les charges revenant au poteau de rive.....	40
<b>Tableau II.16</b> : Tableau récapitulatif de l'effort normal ultime à chaque niveau.....	41
<b>Tableau II.17</b> Vérification des poteaux à la compression simple.....	42
<b>Tableau II.18</b> : Vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux .....	44
<b>Tableau II.19</b> : Vérification au flambement des poteaux.....	45
<b>Tableau.III.1</b> :Chargement sur les poutrelles .....	50
<b>Tableau III. 2</b> : Moments aux travées.....	54
<b>Tableau III. 3</b> : Moments aux travées.....	54

## Liste des Tableaux

---

<b>Tableau III.4 :</b> Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher terrasse inaccessible.....	54
<b>Tableau III.5 :</b> Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le Plancher terrasse inaccessible.....	55
<b>Tableau III.6 :</b> Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage commercial.....	56
<b>Tableau III.7 :</b> Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le Plancher étage commercial.....	57
<b>Tableau III.8 :</b> Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher sous-sol.....	58
<b>Tableau III.9 :</b> Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le Plancher sous-sol.....	58
<b>Tableau III.10 :</b> Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage Courant.....	59
<b>Tableau III.11:</b> Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le Plancher étage courant.....	59
<b>Tableau III.12 :</b> Ferrailage des poutrelles plancher terrasse.....	71
<b>Tableau III.13 :</b> Ferrailage des poutrelles plancher RDC.....	72
<b>Tableau III.14 :</b> Ferrailage des poutrelles plancher étage sous-sol.....	73
<b>Tableau III.15:</b> Ferrailage des poutrelles plancher étage courant.....	73
<b>Tableau III.16 :</b> Vérification des contraintes dans le béton.....	74
<b>Tableau III.17 :</b> Vérification des états limite de déformation.....	76
<b>Tableau III. 18 :</b> Calcul des armatures en travées.....	85
<b>Tableau III.19 :</b> Calcul des armatures en appui.....	85
<b>Tableau III.20 :</b> Vérification des contraintes.....	86
<b>Tableau III.21:</b> Evaluation des charges.....	103
<b>Tableau III.22:</b> Calcul des sollicitations.....	103
<b>Tableau.III.23:</b> Ferrailage de la poutre brisée.....	103
<b>Tableau III.24</b> Vérification de l'effort tranchant.....	104

## Liste des Tableaux

---

<b>Tableau III.25 :</b> Résumé des calculs.....	106
<b>Tableau III.26:</b> Ferrailage opté.....	106
<b>Tableau III.27:</b> Calcul des sollicitations.....	107
<b>Tableau III.28:</b> Vérification de la flèche.....	107
<b>Tableau III.29:</b> Evaluation des charges.....	107
<b>Tableau III.30:</b> Calcul des sollicitations.....	109
<b>Tableau III.31:</b> Ferrailage de la poutre palière.....	109
<b>Tableau III.32:</b> Vérification de l'effort tranchant.....	109
<b>Tableau III.33:</b> Résumé des calculs.....	110
<b>Tableau III.34:</b> Ferrailage opté.....	112
<b>Tableau III.35:</b> Calcul des sollicitations.....	112
<b>Tableau III.36:</b> Vérification de la contrainte de béton.....	112
<b>Tableau III.37:</b> Vérification de la flèche.....	112
<b>Tableau III.38:</b> Le calcul de l'acrotère se fait à flexion composé pour une bande de 1ml.....	113
<b>Tableau III.39 :</b> Tableau de ferrailage de la dalle de locale des machines.....	115
<b>Tableau III.40 :</b> Vérification des contraintes.....	122
<b>Tableau III.41 :</b> Tableau de ferrailage de la dalle de local des machines.....	124
<b>Tableau III.42 :</b> Vérification de contrainte.....	127
<b>Tableau III.43:</b> Evaluation de la flèche.....	136
<b>Tableau IV.1</b> Valeurs des pénalités $P_q$ .....	138
<b>Tableau IV.2</b> Valeurs du coefficient de pondération $\beta$ .....	139
<b>Tableau IV.3 :</b> Résumé des résultats de calcul.....	142
<b>Tableau IV.4 :</b> Période de vibration et taux de participation massique.....	144
<b>Tableau IV.5 :</b> Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	144
<b>Tableau IV.6 :</b> Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	145
<b>Tableau IV -7 :</b> Vérification de l'effort normal réduit.....	145

## Liste des Tableaux

---

<b>Tableau IV.8:</b> Vérification de la résultante des forces sismiques.....	146
<b>Tableau IV.9 :</b> Vérification des déplacements.....	146
<b>Tableau IV.10 :</b> Justification vis-à-vis de l'effort P- $\Delta$ .....	147
<b>Tableau V.1 :</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA.....	149
<b>Tableau. V.2.</b> Sollicitations dans les poteaux.....	151
<b>Tableau V.3 :</b> Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	155
<b>Tableau. V.4.</b> Armatures transversales des poteaux.....	155
<b>Tableau V.5 :</b> Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.....	157
<b>Tableau V.6 :</b> Vérification des contraintes dans le béton.....	158
<b>Tableau V.7 :</b> Vérification des sollicitations tangentes.....	159
<b>Tableau V.8.</b> Ferrailage des sections des poteaux.....	164
<b>Tableau. V.9</b> Ferrailage des poutres principales.....	164
<b>Tableau. V.10</b> ferrailage des poutres secondaires.....	165
<b>Tableau. V.11</b> Calcul d'espacements des barres.....	166
<b>Tableau. V.12</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	167
<b>Tableau V.13</b> Etat limite de compression du béton.....	167
<b>Tableau V.14</b> Vérification des conditions de la flèche.....	170
<b>Tableau V.15</b> Les moments résistants dans les poteaux.....	170
<b>Tableau V.16.</b> Les moments résistants dans les poutres.....	170
<b>Tableau V.17.</b> Vérification des zones nodales.....	174
<b>Tableau V.18.</b> Sollicitation de calcul dans les trumeaux// à x-x'.....	175
<b>Tableau.V.19.</b> Sollicitation de calcul dans les trumeaux// à x-x'.....	175
<b>Tableau. V.20</b> Sollicitation de calcul dans les trumeaux// à y-y'.....	175
<b>Tableau V.21.</b> Sollicitation de calcul dans les trumeaux// à y-y'.....	176
<b>Tableau V.22.</b> Résultats de ferrailage du voile Vx1 .....	176
<b>Tableau V.23.</b> Résultats de ferrailage du voile Vx2 .....	177
<b>Tableau V.24.</b> Résultats de ferrailage du voile Vy1 .....	177
<b>Tableau V.25.</b> Résultats de ferrailage du voile Vy2 .....	178

## Liste des Tableaux

---

<b>Tableau VI.1:</b> Ferrailage du radier.....	187
<b>Tableau VI.2 :</b> Vérification des contraintes dans le béton.....	188
<b>Tableau VI.3 :</b> Vérification des contraintes dans l'acier .....	188
<b>Tableau VI.4:</b> Nouvelles ferrailage du radier.....	188
<b>Tableau.5 :</b> Vérification des contraintes nouvelles.....	188
<b>Tableau VI.6 :</b> Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal.....	190
<b>Tableau VI.7:</b> Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal.....	191
<b>Tableau VI.8 :</b> Ferrailage des nervures.....	191
<b>Tableau VI.9 :</b> Vérification des contraintes dans les nervures.....	192
<b>Tableau VI.10 :</b> Résumé des résultats (ferrailage de la nervure).....	192
<b>Tableau VI.11:</b> Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	192

## Liste des Figures

---

### Liste des Figures

<b>Figure I.1:</b> Diagramme des contraintes déformations du béton.....	9
<b>Figure I.2:</b> Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	12
<b>Figure II.1:</b> Schéma d'un plancher en corps creux.....	14
<b>Figure II.2 :</b> Plancher à corps creux (16+4).....	15
<b>Figure II.3 :</b> Dalle sur 3 appuis .....	15
<b>Figure II.4 :</b> Dalle sur 2 appuis .....	16
<b>Figure II.5 :</b> Schéma de dispositions des poutrelles.....	17
<b>Figure II.6:</b> Schéma d'une poutrelle.....	17
<b>Figure II.7 :</b> Dimension de l'Acrotère.....	18
<b>Figure II.8 :</b> Hauteur libre d'étage .....	20
<b>Figure II.9 :</b> Vue en plan d'un voile.....	21
<b>Figure II.10:</b> Schéma Terminologie d'escalier.....	22
<b>Figure II.11 :</b> Coupe d'escalier RDC.....	22
<b>Figure II.12 :</b> Escalier type 2.....	23
<b>Figure II.13 :</b> Le plan de la structure, avec les poteaux les plus sollicités.....	29
<b>Figure II.14:</b> Schéma statique de la descente de charge.....	30
<b>Figure II.15:</b> Poteau d'escalier.....	31
<b>Figure II.16:</b> Poteau centrale.....	35
<b>Figure II.17:</b> Poteau de rive.....	38
<b>Figure.III.1.</b> Schéma d'une Poutre.....	46
<b>Figure.III.2.</b> Moments sur une poutre à plus de deux travées .....	47

## Liste des Figures

---

<b>Figure.III.3.</b> Moments sur une poutre à deux travées.....	47
<b>Figure.III.4.</b> Effort tranchant sur une poutre à 2 travées.....	48
<b>Figure.III.5.</b> Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées.....	48
<b>Figure.III.6.</b> Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot.....	49
<b>Figure III.7 :</b> Schéma du ferrailage de la dalle de compression.....	79
<b>Figure III .8 :</b> Panneau de dalle.....	80
<b>Figure III.9.</b> Dalle pleine sur 2appuis.....	80
<b>Figure.III.10.</b> Schéma de ferrailage.....	84
<b>Figure III.11.</b> Dalle sur 3 appuis.....	84
<b>Figure.III.12:</b> <i>Schéma de ferrailage de la dalle pleine Sur trois appuis</i> .....	87
<b>Figure III.13 :</b> Schéma statique.....	87
<b>Figure.III.14.</b> Schéma de chargement.....	87
<b>Figure.III.15:</b> Section de calcul d'escalier.....	88
<b>Figure. III.16 :</b> escalier type 2.....	95
<b>Figure. III.17:</b> Schéma statique avec chargement.....	95
<b>Figure III.18</b> Schéma statique de la volée (II) .....	99
<b>Figure.III.19.</b> Schéma de ferrailage de la volée.....	101
<b>Figure III.20</b> Schéma de ferrailage de volée (II) .....	101
<b>Figure III.21.</b> Schéma de ferrailage des volées (I) et (III) .....	101
<b>Figure III.22.</b> Schéma de chargement de la poutre brisée.....	102
<b>Figure III.23 :</b> Schéma de chargement dans le cas de torsion.....	104
<b>Figure III.24 :</b> Section considérée dans le calcul a la torsion.....	105

## Liste des Figures

---

<b>Figure III.25.</b> Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	107
<b>Figure III.26</b> Schéma de chargement de la poutre palière.....	108
<b>Figure III.27</b> : Section considérée dans le calcul a la torsion.....	111
<b>Figure.III.28</b> Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	113
<b>Figure III .29</b> : Schéma statique de l'acrotère.....	113
<b>Figure III.30</b> : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	120
<b>Figure III. 31</b> : Dalle sur quatre appuis.....	121
<b>Figure III.32:</b> L'ascenseur.....	125
<b>Figure III.33:</b> Schéma de ferrailage de la dalle de locale des machines.....	130
<b>Figure III.34</b> : Schéma statique de la poutre de chainage.....	130
<b>Figure IV.1</b> Disposition des voiles.....	143
<b>Figure IV.2</b> :Comportement dynamique de la structure.....	143
<b>Figure V.1</b> : Section d'un poteau.....	158
<b>Figure. V.2.</b> ferrailage des poteaux (60x50).....	160
<b>Figure.V.3.</b> ferrailage des poteaux (55x50).....	160
<b>Figure .V.4.</b> ferrailage des poteaux (50x45).....	161
<b>Figure.V.5.</b> ferrailage des poteaux (45x40).....	161
<b>Figure. V.6.</b> poutre principale.....	163
<b>Figure. V.7</b> .ferrailage des poutres principales.....	168
<b>Figure .V.8.</b> ferrailage des poutres secondaires.....	169
<b>Figure. V.9</b> Zone nodale.....	169
<b>Figure V. 10</b> : Section de ferrailage.....	173

## Liste des Figures

---

<b>Figure V.11</b> Schéma ci-dessous présente le ferrailage du voile $V_x 2$ au RDC.....	178
<b>Figure V.12</b> Schémas de ferrailage du panneau longitudinal $V_{y1}$ (RDC) .....	178
<b>Figure VI.1</b> : Schéma de la semelle isolée.....	182
<b>Figure VI.2</b> : Semelle filante.....	183
<b>Figure VI.3</b> : Dalle sur quatre appuis.....	187
<b>Figure VI.4</b> : Schéma de ferrailage du radier.....	190
<b>Figure VI.5</b> : Sollicitations sur les nervures longitudinales .....	191
<b>Figure VI.6</b> : Sollicitations sur les nervures transversales.....	191
<b>Figure VI.7</b> : Section à ferrailer.....	192
<b>Figure.VI.8</b> : Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens $x-x'$ .....	194
<b>Figure.VI.9</b> : Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens $y-y'$ .....	194

# 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.

**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.

# Symboles et Notations

---

**f:** Flèche.

**$f_e$ :** Limite d'élasticité de l'acier.

**$f_{cj}$ :** Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.

**$f_{tj}$ :** Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge j jours.

**$f_{c28}$  et  $f_{t28}$  :** Grandeurs précédentes avec j= 28 jours.

**g:** Densité des charges permanentes.

**$h_0$ :** 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).

**$l_f$ :** Longueur de flambement.

**$l_s$ :** Longueur de scellement.

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

**p:** Action unitaire de pesanteur.

**q:** Charge variable.

**s:** Espacement des armatures transversales.

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

**$\sigma_{bc}$ :** Contrainte de compression du béton.

**Br :** Section réduite.

**$C_r$  :** coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

**$C_u$  :** La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).

**Ma :** Moment sur appui.

**Mu :** Moment de calcul ultime.

# Symboles et Notations

---

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

**M<sub>t</sub>** : Moment en travée.

**S<sub>rad</sub>** : surface du radier (m<sup>2</sup>).

**S<sub>bat</sub>** : Surface totale du bâtiment (m<sup>2</sup>).

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

**σ<sub>adm</sub>** : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

**γ<sub>h</sub>** : Poids volumique humide (t/m<sup>3</sup>).

**σ** : Contrainte normale.

**σ<sub>s</sub>** : Contrainte de compression dans l'acier

**ν** : Coefficient de poisson

# *Introduction Générale*

# Introduction générale

---

## Introduction générale

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toutefois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié par la société civile professionnelle d'architecture (AXXAM), porte sur l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (R+8+sous sol), Il regroupe à la fois commerces, et logements d'habitation. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

Ce travail est structuré en six chapitres principaux.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a pré-dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux.

Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Nous avons ensuite effectué une étude dynamique dans le quatrième chapitre afin de trouver un bon comportement de notre structure par la mise en place des voiles porteurs. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du *RPA99 version 2003*. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel SAP2000. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre cinq et en fin l'étude des fondations fera l'objet du sixième chapitre.

Tous les calculs ont été menés en utilisant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment *CBA93*, *BAEL91*, *RPA99 version 2003*.

# *Chapitre I*

## *Généralités*

---

## Chapitre I : Généralités

### I.1 Introduction :

Dans l'étude des structures, l'ingénieur en génie civil doit considérer à la fois le facteur sécuritaire et économique, pour cela il doit avoir des connaissances de base sur les quelles il va s'appuyer. Ce chapitre est consacré à la description de notre projet et à des rappels de calcul des structures en béton armé.

### I.2 Description du projet:

#### Présentation :

Cette structure, nous a été confiée par la société civil professionnelle d'architecture « AXXAM » Le projet consiste à l'étude d'un bâtiment (R+8+sous-sol) en béton armé bi fonctionnel qui regroupe commerce, service et logements d'habitation. Il est classé dans le groupe d'usage 2 selon les règles parasismiques algériennes **RPA 99 version 2003 (Article 3.2)**.

#### Implantation de l'ouvrage :

Le site destiné à recevoir l'ouvrage est situé dans la ville de Bejaia (à sidi Ali lbhar).

Le site est classé comme une zone de moyenne sismicité, zone IIa (**RPA99 version 2003**).

### I.3 Caractéristiques de la structure :

L'ouvrage présente les caractéristiques suivantes:

La longueur du bâtiment : 30.37m ;

La largeur du bâtiment : 23.81m ;

Hauteur totale du bâtiment: 30.66m ;

Hauteur du sous-sol : 3.06m ;

Hauteur du RDC : 4.08m ;

Hauteur d'étages courants : 3.06m.

#### I.3.1 Données du site :

- ✓ Le site est considéré comme rocheux. ;
- ✓ Contrainte admissible du sol  $\sigma = 2$  bars.

### I.3. 2 Système de contreventement :

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003). Et puisqu'il répond aux conditions de l'article (3.4.A.1.a), du RPA99/version 2003, et qu'il dépasse 14m (4niveaux), le contreventement choisit dans notre cas sera un contreventement mixte avec justification d'interaction portique-voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales ;
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux ;
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

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

- **Les planchers :** Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide, le rôle essentiel de plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux ou voiles). On a les plancher en dalle pleine (balcons, la dalle d'ascenseur) et en corps creux.
- **Les poutres :** Sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant.
- **Les poteaux :** Sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.
- **L'acrotère :** C'est un élément en béton armé, encastré à sa base au plancher terrasse, coulé sur place.
- **Les escaliers :** Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulés sur place.
- **L'ascenseur :** C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre l'utilisateur à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.
- **La maçonnerie :** Elle est réalisée en briques creuses comme suit :  
Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique ;  
Les murs intérieurs : sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10 cm

leurs fonctions principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

- **Les balcons** : sont réalisés en dalle pleine.
  
- **L'infrastructure** : Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :
  - ✓ Transmettre les charges horizontales et verticales au sol ;
  - ✓ Limiter les tassements ;
  - ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

## I.4 Règlements et normes utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

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

## I.5 Etat limite de l'ouvrage et combinaisons d'action :

- **Définition** :

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition de sécurité d'une construction ou de ses éléments, est strictement vérifiée. Au-delà de cette état, la structure cesse de remplir les fonctions pour Les quelles elle à été conçue, il existe deux états limites :

### 1. Etat limite ultime(ELU):

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante d'ouvrage (résistance maximum de l'ouvrage). Son dépassement entraîne la ruine ou destruction de l'ouvrage, on trouve trois états limites :

- Perte d'équilibre statique (perte de stabilité globale) ;
- Rupture de section par déformation excessive ;
- Instabilité de forme (flambement des poteaux).

## 2 Etat limite de service(ELS)

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

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

## I.6 Action et sollicitations de calcul :

### I.6.1 Les Actions :

On appelle action, les forces et les couples dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, on distingue :

- **Les Actions Permanentes (G):**Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles constituent :
  - ✓ Le poids propre des éléments de la structure;
  - ✓ Le poids des revêtements et cloisons;
  - ✓ Le poids de poussée des terres et des liquides.
- **Les Actions Variables (Q):**Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :
  - ✓ Charges d'exploitations appliquées au cours d'exécution;
  - ✓ Effet de la température;
  - ✓ Charges climatiques (vent, neige);
  - ✓ Charge non permanente appliquées aux cours de l'exécution.
- **Les Actions Accidentelles (FA):**Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est faible, Par exemple :
  - ✓ Séismes;
  - ✓ Explosions;
  - ✓ Chocs.

### I.6.2 Les sollicitations de calcul et combinaisons d'actions :

Les sollicitations sont les efforts provoqués, en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elle.

Elles sont exprimées sous forme de forces, d'efforts normaux ou tranchants, de moments de flexion ou de torsion, etc.

Ces sollicitations sont calculées avec les combinaisons des différentes actions

#### I.6.2.1 Sollicitation de calcul vis-à-vis de l'ELU de Résistance :

Soit :

$G_{max}$ : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable à la

Justification de l'élément ;

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

$Q_1$ : Action variable dite de base ;

$Q_i$  : Actions variables dites d'accompagnement (avec  $i > 1$ ) ;

$\Psi_0, \Psi_1$  et  $\Psi_2$  : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données à l'annexe C de (CBA 93).

### 1- Situations durables ou transitoire :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q_1}Q_1 + \sum 1.3\psi_{0i}Q_i \quad \text{BAEL91 (Article A.3.3, 21).}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{Q_1} = 1.5 \text{ en général.} \rightarrow \text{cas général.} \\ \gamma_{Q_1} = 1.35 \rightarrow \text{Cas température ; charges routières, bâtiments agricoles à faible densité} \\ \text{D'occupation humaine.} \end{array} \right.$$

$\psi_{0i}$  = coefficient de pondération des valeurs d'évaluation d'occupation.

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_0 = 0.77 \rightarrow \text{vent, neige} \quad \text{BAEL91 (Article D.1.2, 3).} \\ \psi_0 = 0.6 \rightarrow \text{variation uniforme de la température.} \end{array} \right.$$

### 2-Situations accidentelles :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} \times Q_1 + \sum \psi_{21} \times Q_i \quad \text{BAEL91 (Article A.3.3, 21).}$$

$F_A$ : valeur nominale de l'action accidentelle ;

$\psi_{1,i} * Q_i$  : valeur fréquente d'une action variable ;

$\psi_{2,i} * Q_i$ : valeur quasi permanente d'une action variable.

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_1 = 0.2 \rightarrow \text{vent ;} \\ \psi_1 = 0.15 \rightarrow \text{neige pour altitude} < 500\text{m;} \\ \psi_1 = 0.3 \rightarrow \text{neige pour altitude} > 500\text{m ;} \\ \psi_1 = 0.50 \rightarrow \text{variation uniforme de la température.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_2 = 0 \rightarrow \text{Vent, neige pour altitude} \leq 500\text{m, et variation uniforme de température ;} \\ \psi_2 = 0.1 \rightarrow \text{neige pour altitude} > 500\text{m.} \end{array} \right.$$

### I.6.2.2 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après, dite combinaisons rares.

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i \quad \text{BAEL91 (Article A.3.3.3).}$$

### Combinaisons d'actions données par le RPA 99

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\begin{aligned} \text{Situations durables :} & \quad \begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases} \\ \text{Situations accidentelles :} & \quad \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases} \end{aligned}$$

Uniquement pour les poteaux dans les constructions auto-stables.

## I.7 Caractéristiques des matériaux

### I.7.1. Béton

#### a. Définition :

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier..), de l'eau et d'adjuvants (éventuellement).

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL).

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est mentionné sous la forme de rapport eau-ciment (E/C) est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que sa compactibilité s'améliorent, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

- . Une bonne résistance à la compression ;
- . Une souplesse d'utilisation ;
- . Un entretien facile ;
- . Une bonne résistance aux feux ;
- . Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

**b. Les constituants du béton :**

- Le ciment : C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique ;
- Les granulats : Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :
  - Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable ;
  - Les granulats naturels provenant de concassage des roches.
- Les adjuvants :

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

- L'eau

Dosage : Le dosage des constituants d'un béton courant est :

350kg/m <sup>3</sup>	ciment (C.P.A325).
174kg/m <sup>3</sup>	sable (5mm).
366kg/m <sup>3</sup>	gravier (25mm).
140kg/m <sup>3</sup>	eau de gâchage

**c. Résistance du béton :**

- ✓ Résistance mécanique à la compression  $f_{cj}$  :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée  $f_{c28}$ .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulats de grosseur au plus égale à 40mm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance  $f_{c28}$  au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

Pour  $j=28$  jours, cette résistance est donnée par la relation suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} = 40\text{Mpa (} j \leq 28 \text{ jours)} \quad (\text{CBA 93 art : A.2.1.1})$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} = 40\text{Mpa (} j \leq 28 \text{ jours)} \quad (\text{CBA 93 art : A.2.1.1})$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de  $j$ , on a :  $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$

Notre projet est un bâtiment à usage d'habitation, on prendra  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ .

✓ Résistance à la traction  $f_{tj}$

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{(BAEL art :A.2.1.1.2)}$$

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

#### d. Valeurs de calcul à la compression :

✓ Contrainte limite à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{(CBA 93 Art A.4.3.4)}$$

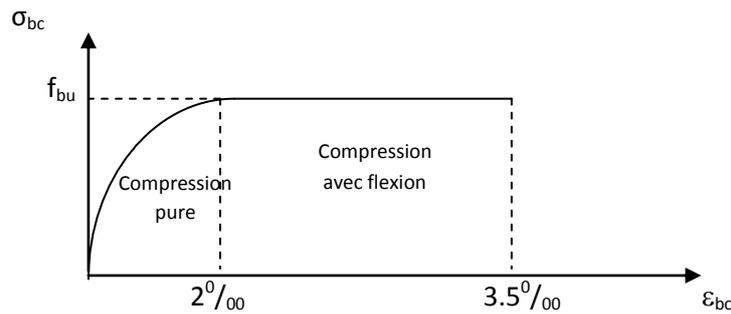
Avec :  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton ; tel que :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.15 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ \gamma_b = 1.5 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} > 24 \text{ h.} \\ 0.9 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison} \\ \quad \text{d'action est comprise entre 1 h et 24 h} \\ 0.8 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison} \\ \quad \text{d'action} < 1 \text{ h.} \end{cases}$$

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de  $f_{c28}$ , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ( $q = 1$ ). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application ( $q = 0,85$ ).

## e. Diagramme des contraintes- déformations :



**Figure I. 1 :** Diagramme des contraintes déformations du béton

Le diagramme (parabole rectangle) ci dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.

- 3.5 ‰ : en flexion simple ou composée.

$$\text{Pour : } 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0.25.f_{bu} \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc} \quad (4 \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc})$$

$$2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \quad \sigma_{bc} = f_{bu} \text{ tel que : } f_{bc} = f_{bu} = 0.85.f_{c28} / \theta * \gamma_b$$

✓ **Contrainte limite à l'ELS**

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

(CBA 93 Art A.4.5.2)

**f. Module de déformation longitudinale du béton**

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$  (BAEL Art A.2.1.2.1)

- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est :  $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

- Pour les vérifications courantes : j > 28 jours on a :  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL Art A.2.1.2.2})$$

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

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

$$E_{v28} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

- **Coefficient de Poisson**

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur  $l$ , à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal,  $\Delta l$  mais également un gonflement transversal. Si  $(a)$  est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient  $a + \Delta a$  et la variation unitaire est  $\frac{\Delta a}{a}$ .

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}} = \nu = \frac{\text{Variation unitaire du côté de la section}}{\text{Raccourcissement unitaire}}$$

Le coefficient de Poisson  $\nu$  prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{(ELS)} \\ 0 & \text{(ELU)} \end{cases} \quad \text{(BAEL Art A.2.1.3)}$$

**g) Contrainte ultime de cisaillement (du béton) :**

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.2.11 de BAEL91 on a :

$$f_{adm} = \min (0.20f_{cj}/f_b ; 5 \text{ Mpa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$f_{adm} = \min (0.15f_{cj}/f_b ; 4 \text{ Mpa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

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

$$f_{adm}=3.33 \text{ Mpa} \quad \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$f_{adm}=2.50 \text{ Mpa} \quad \text{fissuration préjudiciable}$$

## I.7.2. L'Aciers:

### I.7.2.1. Définition :

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité,

On distingue :

- **Les treillis soudés:**

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.

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

### I.7.2.2 Caractéristiques mécaniques des aciers :

Les aciers sont classés suivant l'état de leurs surfaces et leurs nuances selon le tableau suivant :

**Tableau I.1 :** Caractéristiques des aciers utilisés.

Type	Nuance	Limite élastique Fe (Mpa)	Limite de rupture (Mpa)	Allongement a la rupture
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Selon le RPA99 (Article 7.2.2), les armatures longitudinales doivent être :

- De haute adhérence avec  $f_e \leq 500 \text{ MPa}$ .
- L'allongement total relatif sous charge maximale doit être supérieur ou égale à 5%

Dans notre ouvrage en utilise :

- L'acier a haute adhérence (HA) : feE400 pour les armatures longitudinales ;
- L'acier rond lisse (RL) : feE235 pour les étriers, cadres et épingles...etc. ;
- L'acier treilles soudé (TS) : FeE500 pour la dalle de compression.

### I.7.2.3. Contraintes limites :

▪ A l'ELU :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  tel que

$\gamma_s = 1,15$  pour situation durable ;

$f_e = 400 \text{ MPa}$   $\gamma_s = 1$  pour situation accidentelle ;

$\sigma_s = 348$  En situation durable ;

$\sigma_s = 400$  En situation accidentelle ;

$f_e$  = La limite élastique de l'acier.

▪ **A l'ELS** : la valeur de  $\bar{\sigma}_s$  est donnée en fonction de la fissuration :

-Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

-Fissuration nuisible :

$$\bar{\sigma}_s = \min [(2/3) \cdot f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}] \text{ (BAEL91 (Article A.4.5.32)).}$$

-Fissuration très nuisible :

$$\bar{\sigma}_s = \min [0.5 \cdot f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}] \text{ (BAEL91 (Article.4.5.32)).}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration ;

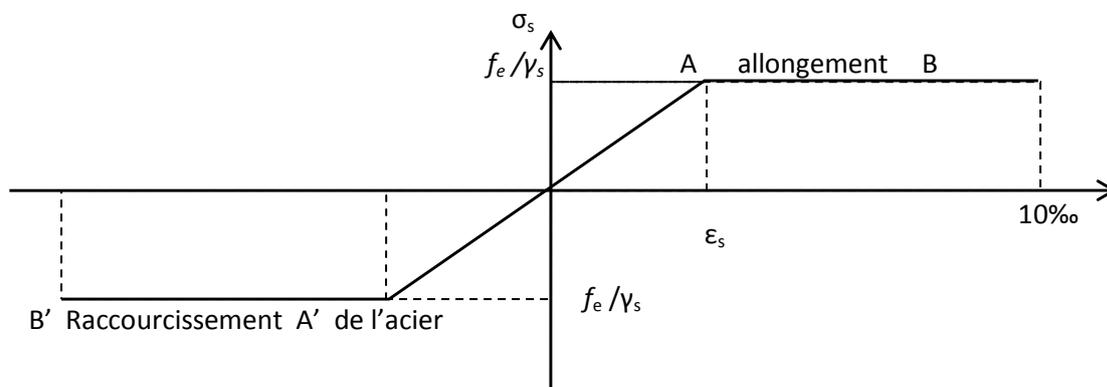
$\eta = 1$  pour les ronds lisses (RL) ;

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

$\eta = 1,3$  pour les HA de  $\varnothing < 6\text{mm}$ .

• **Diagramme contraintes déformations :**

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



**Figure I.2 :** *Diagramme contrainte déformation de l'acier*

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} .$$

Avec :  $E_s = 200\,000$  MPa.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

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

# *Chapitre II*

## *Pré dimensionnement*

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

### II.1 Introduction

D'après le CBA et le RPA 99/ version 2003, le pré dimensionnement pour les Sections des éléments résistants, à comme objectif principal le pré calcul pour l'évaluation des sollicitations (charges et surcharges). Ce dernier précède le calcul exact, qui vérifie la résistance, la stabilité, et la durée de l'ouvrage. Ce calcul préliminaire concerne :

- Planchers ;
- Poutres ;
- Poteaux;
- Voiles.

### II.2 Pré dimensionnement du plancher

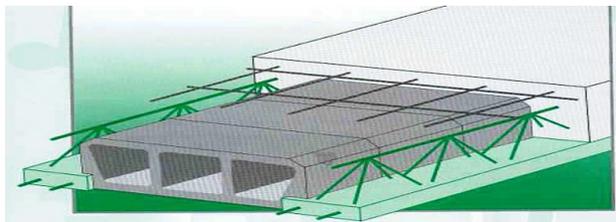
Ce présent ouvrage admet des plancher à corps creux pour les étages courants, et de type dalles pleines, pour les cages des escaliers et les balcons.

#### II.2.1 Plancher à corps creux

On a opté pour un plancher semi préfabriqué (Corps creux, poutrelles et dalle de Compression) qui présente les avantages suivants :

- Facilité de réalisation ;
- Réduction de la masse du plancher et par conséquence l'effet sismique ;
- Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique ;
- Economie dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment

La plancher est fonction de l'épaisseur des poutrelles).



**Figure II.1** : Schéma d'un plancher en corps creux.

Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$ht \geq L/22.5$$

Avec :

ht : hauteur totale du plancher.

L : distance max entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$L_x = 488 - 40 = 448$$

$$ht \geq (488 - 40) / 22.5 = 19.91 \text{ cm}$$

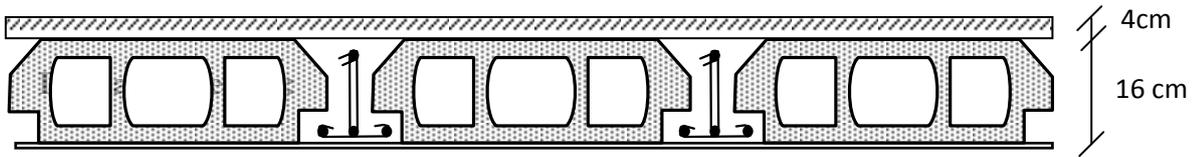
Soit : **ht=20cm.**

On adopte un plancher à corps creux : **ht=16+4=20cm.**

Tel que :

4cm : hauteur de la dalle de compression.

16cm : hauteur de corps creux.



**Figure II.2 :** Plancher à corps creux (16+4).

### II.2.2 Les dalles pleines :

Une dalle pleine est une plaque généralement rectangulaire dont une dimension (épaisseur) est plus petite que les autres (longueur et largeur). Elles reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

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

- **Condition de résistance:**

$e \geq l_x/20$  dalle sur un seul appui ;

$l_x/35 \leq e \leq l_x/30$  dalle sur deux appuis ;

$l_x/45 \leq e \leq l_x/40$  dalle sur 3 ou 4 appuis.

- **Coupe feu**

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

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

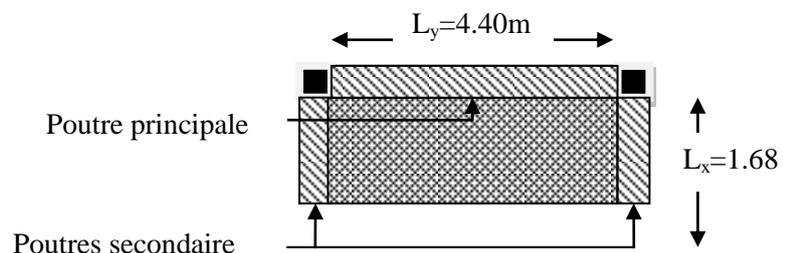
Avec  $e$  : épaisseur de la dalle pleine.

#### II.2.2.1 Différents types de dalles pleines :

##### a) Dalles sur trois appuis:

$$\begin{cases} L_x=1.68\text{m} \\ L_y=4.40\text{m} \end{cases}$$

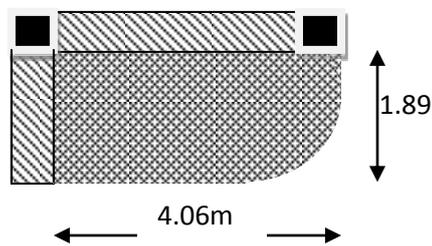
$$\frac{168}{45} \leq e \leq \frac{168}{40} \Rightarrow 3.73\text{cm} \leq e \leq 4.2\text{cm}$$



**Figure II.3 :** Dalle sur 3 appuis

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable :  $e \geq 11\text{cm}$

On prend :  $e = 15\text{cm}$

**b) Dalles sur deux appuis:****Figure II.4 :** Dalle sur 2 appuis

$$L_x = 1.89\text{m}$$

$$L_y = 4.06\text{m}$$

$$\frac{189}{35} \leq e \leq \frac{189}{30} \Rightarrow 5.4\text{cm} \leq e \leq 6.3\text{cm}$$

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

On prend :  $e = 15\text{ cm}$ .

**II.3 Poutrelles :****II.3.1 Définition:**

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

**II.3.2 La disposition des poutrelles:**

Il y a deux critères qui conditionnent le choix du sens de disposition des poutrelles qui sont :

- Critère de la plus petite portée: les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée;
- Critère de continuité: les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possible.

Pour notre projet la disposition est effectuée selon les deux critères comme indiqué sur la figure suivante :

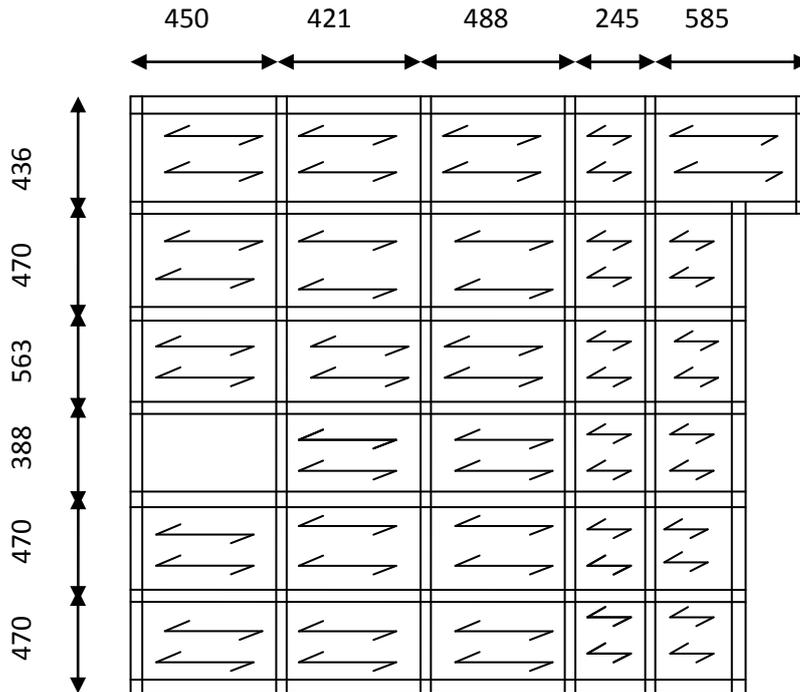


Figure II.5 : Schéma de dispositions des poutrelles.

**II.3.3 Pré dimensionnement des poutrelles :**

$h_t$  : Hauteur du plancher ( $h_t = 20$  cm).

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression ( $h_0 = 4$  cm).

$b_0$  : Largeur de la nervure ;

Tel que :  $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times 20 \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12) \text{ cm.}$$

On opte pour :  $b_0 = 10$  cm.

$b$  : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[ \frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right]$$

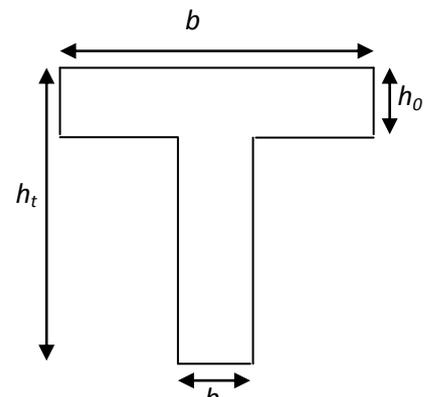


Figure II.6: Schéma d'une poutrelle.

$L_x$  : est l'entre axe de deux poutrelles successives.

$L_y$  : est la distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres perpendiculaires à  $L_x$ .

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}, \quad L_y = 588 - 40 = 548 \text{ cm}.$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \text{Min} \left[ \frac{55}{2}; \frac{548}{10} \right] \Rightarrow b \leq 65 \text{ cm}.$$

On opte pour :  $b = 65 \text{ cm}$ .

## II.4 L'acrotère :

### II.4.1 Définition :

C'est un élément en béton armé, placé à la périphérie du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse qu'un rôle de garde corps pour les terrasses accessibles. Il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumis à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort ( $F_p$ ) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

Pour notre cas la terrasse est inaccessible.

On prend :  $H = 60 \text{ cm}$

$$S = 10 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10.$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2.$$

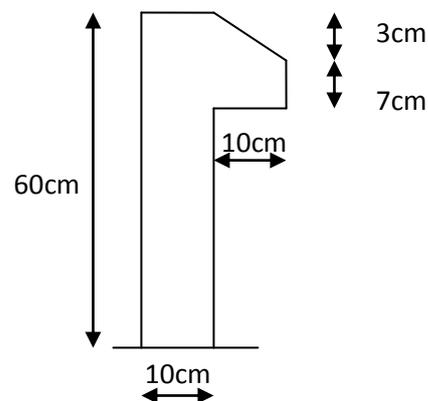


Figure II.7: Dimension de l'Acrotère

## II.5 Pré dimensionnement des éléments principaux

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

### II.5.1 Pré dimensionnement des poutres.

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types ; poutres principales et poutres secondaires.

**a) Les poutres principales (P.P)**

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis. Leurs pré dimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche suivante :

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

Avec :  $h$  : hauteur de la poutre.

$b$  : largeur de la poutre.

$L_{\max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 588 - 40 \Rightarrow L_{\max} = 548 \text{ cm} \Rightarrow 36.53 \text{ cm} \leq h \leq 54.8 \text{ cm}.$$

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

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du *RPA99addenda2003* (Art : 7.5.1) qui sont les suivantes :

{	$b \geq 20 \text{ cm}$	On a $b = 30 \text{ cm}$ .	—————→	C'est vérifié
	$h \geq 30 \text{ cm}$	On a $h = 45 \text{ cm}$ .	—————→	C'est vérifié
	$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$	On a $h/b = 45/30 = 1.5$	—————→	C'est vérifié

Toutes les conditions du *RPA* sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :  $b \times h = (30 \times 45) \text{ cm}^2$ .

**b) Les poutres secondaires (P.S)**

Ce sont les poutres disposées parallèlement aux poutrelles. Elles sont prés dimensionnés selon la condition de flèche précédente.

$$L_{\max} = 488 - 40 \Rightarrow L_{\max} = 448 \text{ cm} \Rightarrow 29.86 \text{ cm} \leq h \leq 44.8 \text{ cm}.$$

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

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du *RPA99addenda2003* (Art : 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{lll} b \geq 20\text{cm} & \text{On a } b = 30\text{ cm} & \longrightarrow \text{C'est vérifié} \\ h \geq 30\text{cm} & \text{On a } h = 40\text{cm} & \longrightarrow \text{C'est vérifié} \\ \frac{h}{b} \leq 4\text{cm} & \text{On a } h/b = 40/30 = 1.33 & \longrightarrow \text{C'est vérifié} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions du *RPA* sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaires les dimensions suivantes :  $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

### II.5.2 Les poteaux :

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

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le *RPA99* (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$

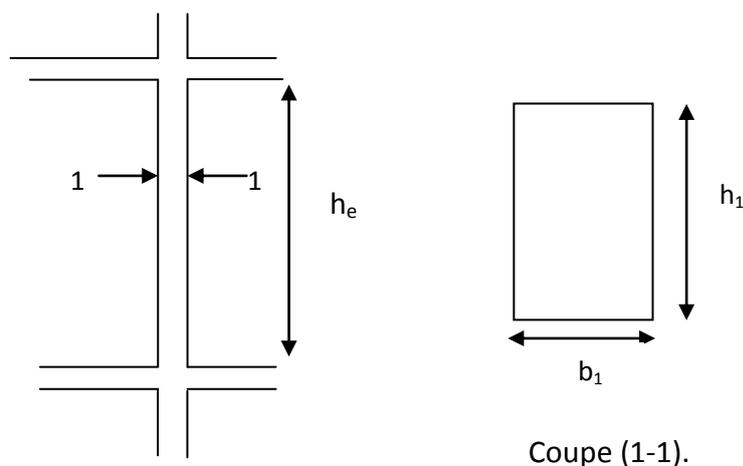


Figure II.8: Hauteur libre d'étage.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

- Sous sol et RDC :  $60 \times 50 \text{ cm}^2$  ;
- Etage 01,02 :  $55 \times 50 \text{ cm}^2$  ;
- Etage 03, 04,05 :  $50 \times 45 \text{ cm}^2$  ;
- Etage 06 ,07,08 :  $45 \times 40 \text{ cm}^2$ .

### II.5.3 Les voiles :

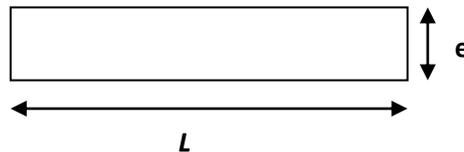
Les voiles sont des murs en béton armé, pleins ou comportant des ouvertures, liées entre eux par des planchers.

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

$h_e$  : Hauteur libre d'étage ;

$e$  : Epaisseur du voile ;

$L$  : Longueur du voile.



**Figure II.9:** Vue en plan d'un voile.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes selon le RPA :

$$e \geq \max \left[ \frac{h_e}{22}; 15 \text{ cm} \right].$$

$$e \geq \max \left[ \frac{300}{22}; 15 \text{ cm} \right] \quad \text{Pour le sous sol.}$$

$$e \geq \max \left[ \frac{408}{22}; 15 \text{ cm} \right] \quad \text{Pour le RDC.}$$

$$e \geq \max \left[ \frac{306}{22}; 15 \text{ cm} \right] \quad \text{Pour les étages courants.}$$

On opte pour tout les voiles une épaisseur de

$e=20 \text{ cm}$  pour tout les étages.

### II.5.4 Les escaliers :

#### a) Définition:

Ce sont des éléments en béton armé, en acier ou en bois conçus sur place, ils servent à lier les différents niveaux.

Notre structure présente deux types d'escalier qui est : escalier a trois volées à double palier de repos, situé aux différents étages réalisées en béton armé coulé sur place, un escalier au niveau de RDC de un volée et palier de repos.

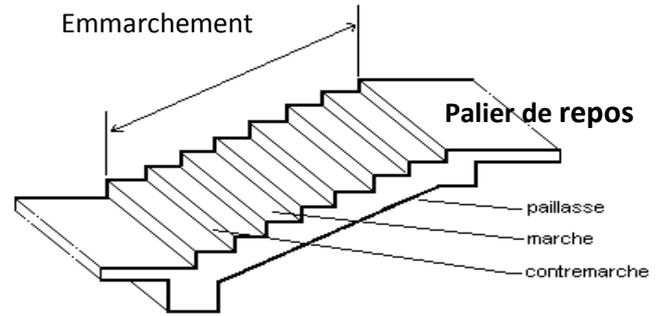
**b) Terminologie :**

$H_0$  : Hauteur d'une volée;

$L_0$  : Longueur totale d'escalier ;

$g$  : Le giron ;

$h$  : Hauteur de la contre marche.



**Figure II.10:** Schéma Terminologie d'escalier.

Dans notre projet on a deux types d'escaliers :

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

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

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

$n$  : Nombre de contre marche.

$n - 1$  : Nombre de marches.

Remplaçant dans (1) on trouve :

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

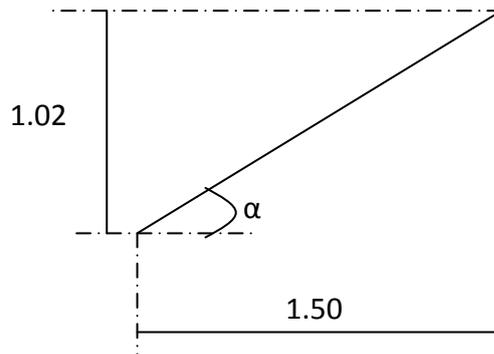
•**Type 1** (une seule volée):

$H = 1.02m$ .

$L = 1.50m$ .

$\alpha_1 = 34.21^\circ$ .

$$l = \frac{1.50}{\sin 34.21} \Rightarrow l = 2.66m$$



**Figure II.11 :** Coupe d'escalier RDC

De ces données on obtient l'équation :

$$64n^2 - 418n + 204 = 0$$

Après la résolution, on trouve :  $n = 6$

On opte pour un nombre de contre marche :  $n=6$

Ce qui donne le nombre de marche égale à 5.

D'où :

$$h = \frac{H}{n} = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 30\text{cm}$$

On dimensionne la paillasse comme étant une dalle pleine sur un seul appui :

$$1^{\text{ere}} \text{ condition de résistance : } e \geq \frac{l}{20}$$

Avec

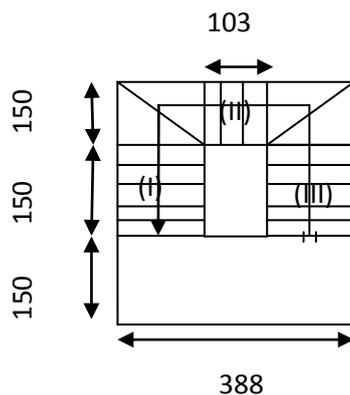
$l$  : longueur de la console :  $l = 266\text{cm}$

$$e \geq \frac{l}{20} \Rightarrow e \geq 13.3\text{cm.}$$

2<sup>eme</sup> condition de coupe-feu :  $e \geq 11\text{cm}$  pour 2heures de coupe-feu

On opte une épaisseur de paillasse :  **$e = 15\text{cm}$**

- **Type 2:** escalier a trois volées.



**Figure II.12 :** escalier type 2

Pour la volée (I) et (III) on a :

	H(m)	L(m)	$\alpha^0$	l(m)	n	n-1	h(cm)	g(cm)	e(cm)
Volée I et III	1.19	1.50	38.42	2.42	6	5	19.83	30	12.1

2<sup>ème</sup> condition de coupe-feu :  $e \geq 11$  cm pour 2heures de coupe-feu

On opte une épaisseur de paillasse : **e=15cm**

Pour la volée (II) on a :

	H(m)	L(m)	$\alpha^0$	l(m)	n	n-1	h(cm)	g(cm)	e(cm)
Volée II	0.68	1.03	33.43	1.87	4	3	17	34.33	9.35

2<sup>ème</sup> condition de coupe-feu :  $e \geq 11$  cm pour 2heures de coupe-feu

On opte une épaisseur de paillasse : **e=15cm**

## II.6 Evaluation des charges et surcharges :

D'après le DTR B.C.2.2 on tire les évaluations des charges et surcharges suivantes :

### II.6.1Plancher terrasse :

- **Terrasse inaccessible :**

**Tableau II.1** : Evaluation des charge du plancher terrasse inaccessible.

<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Poids (KN/m<sup>2</sup>)</i>
Gravillon de protection	4	0.60
Etanchéité multicouche	2	0.10
Isolation thermique en liège	4	0.10
Forme de pente	15%	2.2
Plancher à corps creux	(16+4)	2.80
Enduit en ciment	1.5	0.2

La charge permanente total  $G_{terr}=6$  KN/m<sup>2</sup> ;

La charge d'exploitation a prendre  $Q_{terr}=1$ KN/m<sup>2</sup>.

- **Terrasse accessible**

**Tableau II. 2 :** Evaluation des charge du plancher terrasse accessible

<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Poids (KN/m<sup>2</sup>)</i>
Revêtement en carrelage	2	0.44
Mortier de pose	2	0.40
Etanchéité multicouche	2	0.12
Forme de pente	15	1.43
Isolation thermique en liège	4	0.01
Plancher à corps creux	(16+4)	2.80
Enduit en ciment	1.5	0.15

La charge permanente total  $G_{terr}=5.35 \text{ KN/m}^2$  ;

La charge d'exploitation a prendre  $Q_{terr}=1.50 \text{ KN/m}^2$ .

**II.6.2 Plancher de l'étage courant :****Tableau II.3 :** Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.

<b>Désignation des éléments</b>	<b>Epaisseur (m)</b>	<b>Poids (KN/m<sup>2</sup>)</b>
Cloison de séparation	0.1	0.9
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Plancher à corps creux	(16+4)	2.80
Enduit plâtre	0.02	0.2

La charge permanente  $G_{cr}=5.1 \text{ KN/m}^2$  ;

La charge d'exploitation pour l'étage courant  $Q_{cr}=1.5 \text{ KN/m}^2$  ;

La charge d'exploitation pour le RDC et sous sol  $Q_{cr}=5 \text{ KN/m}^2$ .

**II.6.3 Les balcons :****Tableau II.4 :** Evaluation des charges dans les dalles pleines (balcon).

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle pleine	0.15	3.75
Enduit en plâtre	0.015	0.3

La charge permanente  $G=4.47 \text{ KN/m}^2$  ;

La charge d'exploitation  $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$ .

**II.6.4 Mur extérieur (double parois en briques creuses) :****Tableau II.5 :** Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	0.015	0.15
Brique creuses	0.15	1.35
Lame d'air	0.05	/
Brique creuses	0.10	0.9
Enduit en plâtre	0.015	0.15

$G=2.55\text{KN/m}^2$ .

**Murs intérieurs :****Tableau II.6 :** Evaluation des charges dans les murs intérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	0.015	0.15
Brique creuse	0.10	0.9
Enduit de ciment	0.015	0.27

$G=1.32\text{KN/m}^2$

**II.6.5 Les escaliers :**

- **Type (1):**

**Tableau II.7 :** Evaluation des charges des escaliers.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontale	0.02	0.44
Revêtement vertical	/	$0.44 \times h/g = 0.249$
Mortier de pose	0.02	0.4
Mortier de pose Vertical	/	$0.4 \times h/g = 0.226$
Marches	/	$22 \times h/2 = 1.87$
Paillasse	0.15	4.53
Enduit de plâtre	0.01	0.15

La charge permanente  $G=7.86\text{KN/m}^2$ ;

La charge d'exploitation  $Q=2.5\text{KN/m}^2$ .

- Type (2) :

**Tableau II.8 :** Evaluation des charges de la volée (I et III).

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontale	0.02	0.44
Revêtement vertical	/	$0.44 \times h/g = 0.29$
Mortier de pose	0.02	0.4
Mortier de pose Vertical	/	$0.4 \times h/g = 0.264$
Marches	/	$22 \times h/2 = 2.181$
Paillasse	0.15	4.78
Enduit de plâtre	0.01	0.15

La charge permanente  $G = 8.50 \text{ KN/m}^2$  ;

La charge d'exploitation  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ .

**Tableau II.9 :** Evaluation des charges de la volée (II).

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontale	0.02	0.44
Revêtement vertical	/	$0.44 * h/g = 0.217$
Mortier de pose	0.02	0.4
Mortier de pose Vertical	/	$0.4 * h/g = 0.198$
Marches	/	$22 * h/2 = 1.87$
Paillasse	0.15	4.48
Enduit de plâtre	0.01	0.15

La charge permanente  $G = 7.75 \text{ KN/m}^2$  ;

La charge d'exploitation  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ .

**Tableau II.10:** Evaluation des charges du palier.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Lits de sable	0.02	0.36
Palier	0.15	3.75
Enduit de plâtre	0.01	0.15

La charge permanente  $G=5.1\text{KN/m}^2$ .

La charge d'exploitation  $Q=2.5\text{KN/m}^2$ .

### II.6.6 Acrotère

**Tableau II.11:** Charge permanente revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)
60	10	0,068	$0,068 \times 25$ = 1,7	$0,02 \times 20 \times 1\text{m}$ = 0,4	$1.7+0.4$ =2.168

La charge permanente  $G=2.1\text{KN/ml}$ .

La charge d'exploitation pour l'étage courant  $Q=1.00\text{ KN/ml}$

Charge horizontale (*Charge sismique*)

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots\dots\dots\text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération ..... RPA99 (Tableau 4 .1)

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8..... RPA99 (Tableau 6.1)

W<sub>P</sub> : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas :

**Le Groupe d'usage 1A et Zone IIa (Bejaia) :**

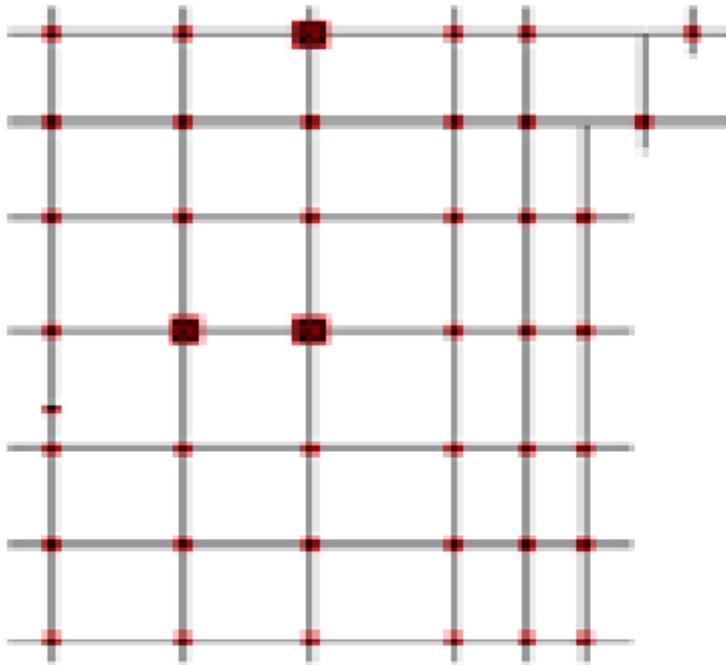
$$\begin{cases} A = 0,25. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.1KN / ml. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.1 \Rightarrow F_p = 1.68KN$$

**NB :** La section de calcul en flexion composée sera de  $(b \times h) = (60 \times 10) \text{ cm}^2$ , car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

**II.7 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.



**Figure II.13 :** le plan de la structure, avec les poteaux les plus sollicités.

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

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

- **La loi de dégression (DTR)**

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquons la loi de dégression des charges. La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

- **Enoncé de la loi de dégression**

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales.

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = Q$  (Étages à usage d'habitation), et soit

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

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 0 :  $Q_0$

Niveau 1 :  $Q_0 + Q$

Niveau 2 :  $Q_0 + Q + 0.9 \times Q$

Niveau 3 :  $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q$

Niveau 4 :  $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q$

Niveau 5 :  $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q$

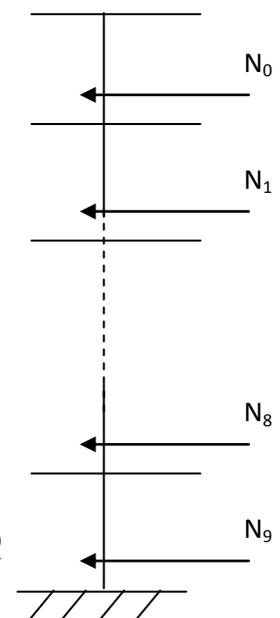
Niveau 6 :  $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q + 0.5 \times Q$

Niveau 7 : surcharge étage 6 +  $0.5 \times Q$

Niveau 8 : surcharge étage 7 +  $0.5 \times Q$

Niveau 9 : surcharge étage 8 +  $0.5 \times Q$

Niveau 10 : surcharge étage 9 +  $0.5 \times Q$



**Figure II.14** : Schéma statique de la descente de charge

**DTR B.C 2.2 (6.3)**

### II.7.1 Descente de charge de poteau d'escaliers :

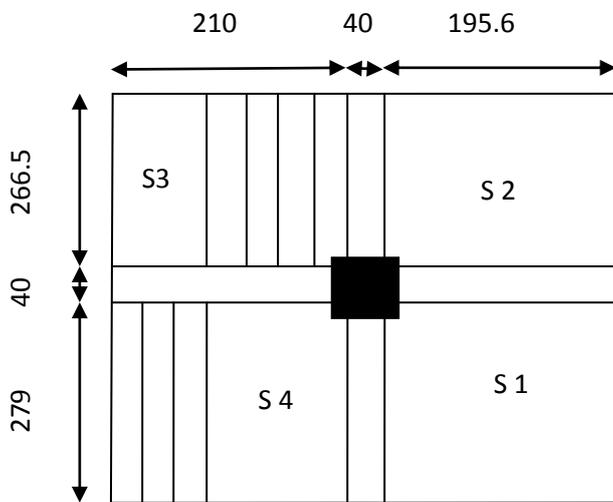


Figure II.15:poteau d'escalier.

- La surface afférente

$$S_1 = 1.905 \times 2.74 = 5.22 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.905 \times 2.615 = 4.98 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.05 \times 2.615 = 5.36 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.30 \times 2.74 = 3.56 \text{ m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 19.12 \text{ m}^2$$

$$S = 19.12 \text{ m}^2$$

$$S' = 1.50 \times 2.00 = 3.00 \text{ m}^2$$

$$S'' = 0.75 \times 1.40 = 1.05 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{esc}} = S' + S''$$

$$S_{\text{esc}} = 4.05 \text{ m}^2$$

- **Les charges et surcharges:**

$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } \left\{ \begin{array}{l} G= 6 \times 19.12 = 114.72 \text{ KN} \\ Q= 1 \times 19.12 = 19.12 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Plancher étages 1 à 8 : } \left\{ \begin{array}{l} G= 5.1 \times 19.12 = 97.51 \text{ KN} \\ Q= 1.5 \times 19.12 = 28.68 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Plancher de sous sol et RDC: } \left\{ \begin{array}{l} G= 5.1 \times 19.12 = 97.51 \text{ KN} \\ G' = 5.1 \times 17.12 = 87.31 \text{ KN} \\ Q= 5 \times 19.12 = 95.6 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Escaliers : } \left\{ \begin{array}{l} G= 8.5 \times 1.05 = 8.92 \text{ KN} \\ Q= 2.5 \times 1.05 = 2.62 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Escaliers(RDC) : } \left\{ \begin{array}{l} G= 7.86 \times 3.00 + 8.5 \times 1.05 = 32.50 \text{ KN} \\ Q= 2.5 \times 4.05 = 10.12 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**Tableau II.12** Poids propre des poteaux.

<b>poteaux</b>	<b>Sous-sol</b>	<b>RDC</b>	<b>1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup></b>	<b>3<sup>ème</sup> ; 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup></b>	<b>6<sup>ème</sup> ; 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup></b>
<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>	60×50	60×50	55×50	50×45	45×40
<b>Poids propre (KN)</b>	22.5	30.6	21.03	17.21	13.77

- **Poids propre des poutres :**

**Poutres principales**

$$P_{pp} = 25 \times h \times b \times l.$$

$$P_{pp} = 25 \times 0,45 \times 0,3 \times (2.615 + 2.74) = 18.07 \text{KN}$$

**Poutres secondaires**

$$P_{ps} = 25 \times 0,4 \times 0,3 \times (2.05 + 1.905) = 11.86 \text{KN}$$

$$P_{pout} = P_{pp} + P_{ps} = 29.93 \text{KN}$$

- **Poids des murs (double parois en briques creuses) :**

**Etage courant:**

$$S = (2.05 \times 0.30 \times 2.66) + (0.3 \times 2.61 \times 2.615) = 3.68 \text{ m}^2$$

$$G = 3.68 \times 2.55 = 9.38 \text{ KN.}$$

**RDC:**

$$S = (2.05 \times 0.30 \times 3.68) + (2.05 \times 0.30 \times 3.68) = 4.52 \text{ m}^2$$

$$G = 4.52 \times 2.55 = 11.54 \text{KN.}$$

**Sous-sol :**

$$S = (2.05 + 1.905) \times 0.30 \times (3.00 - 0.4) = 3.08 \text{ m}^2$$

$$G = 3.08 \times 2.55 = 7.86 \text{KN.}$$

**Tableau II.13** : les charges revenant au poteau de la cage d'escalier:

Niveaux	Eléments	G (KN)	G <sub>t</sub> (KN)	Q <sub>t</sub> (KN)
<i>N<sub>0</sub></i>	Plancher terrasse inaccessible	114.72	<b>144.65</b>	<b>19.12</b>
	Poutres	29.93		
<i>N<sub>1</sub></i>	<i>N<sub>0</sub></i>	<b>144.65</b>	<b>304.16</b>	<b>47.8</b>
	Plancher étage courant	97.51		
	Poutres	29.93		
	Poteau	13.77		

	Escalier maçonnerie	8.92 9.38		
$N_2$	$N_1$ Plancher courant Poutres Poteau Escalier maçonnerie	<b>304.16</b> 97.51 29.93 13.77 8.92 9.38	<b>463.67</b>	<b>73.61</b>
$N_3$	$N_2$ Plancher courant Poutres Poteau Escalier maçonnerie	<b>463.67</b> 97.51 29.93 13.77 8.92 9.38	<b>623.18</b>	<b>96.55</b>
$N_4$	$N_3$ Plancher courant Poutres Poteau Escalier maçonnerie	<b>623.18</b> 97.51 29.93 17.21 8.92 9.38	<b>786.13</b>	<b>116.63</b>
$N_5$	$N_4$ Plancher courant Poutres Poteau Escalier maçonnerie	<b>786.13</b> 97.51 29.93 17.21 8.92 9.38	<b>949.08</b>	<b>133.84</b>
$N_6$	$N_5$ Plancher courant Poutres Poteau Escalier maçonnerie	<b>949.08</b> 97.51 29.93 17.21 8.92 9.38	<b>1112.03</b>	<b>148.18</b>
$N_7$	$N_6$ Plancher courant Poutres Poteau Escalier maçonnerie	<b>1112.03</b> 97.51 29.93 21.03 8.92 9.38	<b>1278.8</b>	<b>162.52</b>
$N_8$	$N_7$ Plancher courant Poutres Poteau Escalier maçonnerie	<b>1278.8</b> 97.51 29.93 21.03 8.92 9.38	<b>1445.57</b>	<b>176.86</b>
$N_9$	$N_8$ Plancher courant Poutres Poteau Escalier	<b>1445.57</b> 87.31 29.93 30.6 32.50	<b>1637.45</b>	<b>224.66</b>

	maçonnerie	11.54		
$N_{10}$	$N_9$	<b>1637.45</b>	<b>1804.17</b>	<b>272.46</b>
	Plancher courant	97.51		
	Poutres	29.93		
	Poteau	22.5		
	Escalier	8.92		
	maçonnerie	7.86		

- **L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1804.17 + 1.5 \times 272.46 = 2844.31 \text{ Kn}$$

### II.7.2 Descente de charge de poteau central :

- **La surface afferent**

$$S_1 = 1.905 \times 2.615 = 4.98 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.905 \times 2.74 = 5.21 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.24 \times 2.74 = 6.13 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.24 \times 2.615 = 5.85 \text{ m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 22.17 \text{ m}^2$$

$$S = 22.17 \text{ m}^2$$

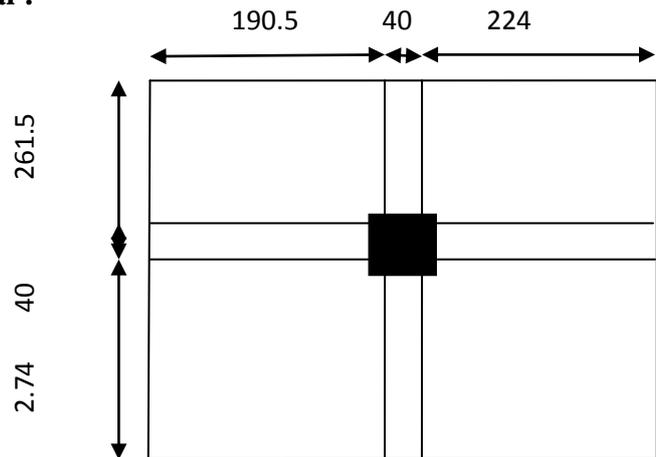


Figure II.16: poteau central.

- **Les charges et surcharges:**

$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } \begin{cases} G = 6 \times 22.17 = 133.06 \text{ KN} \\ Q = 1 \times 22.17 = 22.17 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher étages 1 à 8 : } \begin{cases} G = 5.1 \times 22.17 = 113.10 \text{ KN} \\ Q = 1.5 \times 22.17 = 33.26 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher de sous sol et RDC: } \begin{cases} G = 5.1 \times 22.17 = 113.10 \text{ KN} \\ Q = 5 \times 22.17 = 110.85 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Poids des poutres**

**Poutres principales**

$$P_{pp} = 25 \times 0,45 \times 0,3 \times (2.615 + 2.74) = 18.07 \text{KN}$$

**Poutres secondaires**

$$P_{ps} = 25 \times 0,4 \times 0,3 \times (2.24 + 1.905) = 12.43 \text{KN}$$

$$P_{pout} = P_{pp} + P_{ps} = 30.50 \text{KN}$$

- **Poids des murs :**

**RDC:**

$$S = [(1.905 + 2.24) \times 0,3 \times (4.08 - 0.4)] + (5.35 \times 0,3 \times 3.63) = 10.40 \text{KN.}$$

$$G = 10.40 \times 2.55 = 26.53 \text{KN.}$$

**Etage courant:**

$$S = (5.35 \times 0.30 \times 2.61) = 4.19 \text{KN.}$$

$$G = 4.19 \times 2.55 = 10.68 \text{KN.}$$

**Sous-sol :**

$$S = (2.24 + 1.905) \times 0.30 \times (3.00 - 0.4) = 3.23 \text{KN}$$

$$G = 3.23 \times 2.55 = 8.24 \text{KN.}$$

**Tableau II.14 :** les charges revenant au poteau central :

Niveaux	Eléments	G (KN)	G <sub>t</sub> (KN)	Q <sub>t</sub> (KN)
<i>N<sub>0</sub></i>	Plancher terrasse inaccessible	133.06	<b>163.56</b>	<b>22.17</b>
	Poutres	30.50		
<i>N<sub>I</sub></i>	<i>N<sub>0</sub></i>	<b>163.56</b>	<b>331.61</b>	<b>55.43</b>
	Plancher étage courant	113.10		
	Poutres	30.50		
	Poteau maçonnerie	13.77 10.68		

$N_2$	$N_1$ Plancher courant Poutres Poteau maçonnerie	<b>331.61</b> 113.10 30.50 13.77 10.68	<b>499.66</b>	<b>85.36</b>
$N_3$	$N_2$ Plancher courant Poutres Poteau maçonnerie	<b>499.66</b> 113.10 30.50 13.77 10.68	<b>667.71</b>	<b>111.97</b>
$N_4$	$N_3$ Plancher courant Poutres Poteau maçonnerie	<b>667.71</b> 113.10 30.50 17.21 10.68	<b>839.2</b>	<b>135.25</b>
$N_5$	$N_4$ Plancher courant Poutres Poteau maçonnerie	<b>839.2</b> 113.10 30.50 17.21 10.68	<b>1010.69</b>	<b>155.21</b>
$N_6$	$N_5$ Plancher courant Poutres Poteau maçonnerie	<b>1010.69</b> 113.10 30.50 17.21 10.68	<b>1182.18</b>	<b>171.84</b>
$N_7$	$N_6$ Plancher courant Poutres Poteau maçonnerie	<b>1182.18</b> 113.10 30.50 21.03 10.68	<b>1346.95</b>	<b>188.47</b>
$N_8$	$N_7$ Plancher courant Poutres Poteau maçonnerie	<b>1357.49</b> 113.10 30.50 21.03 10.68	<b>1532.8</b>	<b>205.1</b>
$N_9$	$N_8$ Plancher courant  Poutres Poteau maçonnerie	<b>1532.8</b> 113.10  30.50 30.6 26.53	<b>1733.53</b>	<b>260.52</b>
$N_{10}$	$N_9$ Plancher courant Poutres Poteau maçonnerie	<b>1733.53</b> 113.10 30.50 22.5 8.24	<b>1907.87</b>	<b>315.95</b>

- **L'effort normal ultime :**

$$N = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1907.87 + 1.5 \times 315.95 = 3049.54 \text{ Kn.}$$

### II.7.3 Descente de charge de poteau de rive :

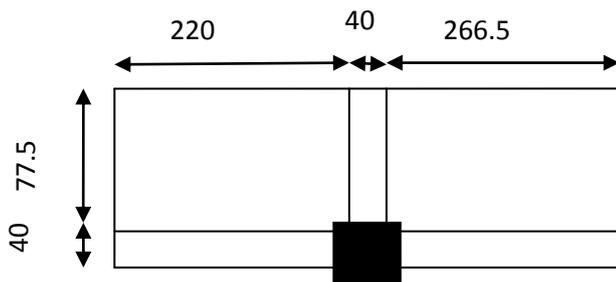


Figure II.17: poteau de rive.

- **La surface afférente.**

$$S_1 = 1.98 \times 2.24 = 4.435 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.98 \times 1.905 = 3.771 \text{ m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 = 4.435 + 3.771 = 8.206 \text{ m}^2$$

$$S = 8.206 \text{ m}^2$$

- **Les charges et surcharges:**

Plancher terrasse inaccessible :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6 \times 8.206 = 49.24 \text{ KN} \\ Q = 1 \times 8.206 = 8.206 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Plancher étages courant 1 à 8 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.1 \times 8.206 = 41.85 \text{ KN} \\ Q = 1.5 \times 8.206 = 12.31 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Plancher de sous sol et RDC:

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.1 \times 8.206 = 41.85 \text{ KN} \\ Q = 5 \times 8.206 = 41.03 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- **Poids des poutres**

**Poutres principales**

$$P_{pp} = 25 \times 0,45 \times 0,3 \times 1,98 = 6,68 \text{KN}$$

**Poutres secondaires**

$$P_{ps} = 25 \times 0,4 \times 0,3 \times (2,24 + 1,905) = 12,43 \text{KN}$$

$$P_{pout} = P_{pp} + P_{ps} = 19,11 \text{KN}$$

- **Poids des murs :**

**Sous-sol:**

$$S = (2,24 + 1,905) \times 0,30 \times (3,00 - 0,4) = 3,23 \text{KN}$$

$$G = 3,23 \times 2,55 = 8,24 \text{KN.}$$

**RDC:**

$$S = (2,24 + 1,905) \times 0,30 \times (4,08 - 0,4) = 4,71 \text{KN.}$$

$$G = 4,71 \times 2,55 = 12,01 \text{KN.}$$

**Etage courant:**

$$S = (2,24 + 1,905) \times 0,30 \times (3,06 - 0,4) = 3,30 \text{KN.}$$

$$G = 3,30 \times 2,55 = 8,43 \text{KN.}$$

- **Poids de l'acrotère :**

$$L = 2,24 + 0,3 + 1,905 = 4,44 \text{ m}$$

$$G = 4,44 \times 0,068 \times 25 = 7,60 \text{ KN.}$$

**Tableau II .15:** les charges revenant au poteau de rive :

Niveaux	Eléments	G (KN)	G <sub>t</sub> (KN)	Q <sub>t</sub> (KN)
<i>N<sub>0</sub></i>	Plancher terrasse inaccessible	49.24	<b>75.95</b>	<b>8.20</b>
	Poutres Acrotère	19.11 7.60		
<i>N<sub>1</sub></i>	<i>N<sub>0</sub></i> Plancher étage courant	<b>75.94</b> 41.85	<b>159.11</b>	<b>20.51</b>
	Poteau	13.77		
	Poutres	19.11		
	maçonnerie	8.43		
<i>N<sub>2</sub></i>	<i>N<sub>1</sub></i> Plancher courant	<b>159.11</b> 41.85	<b>242.27</b>	<b>31.59</b>
	Poutres	19.11		
	Poteau	13.77		
	maçonnerie	8.43		
<i>N<sub>3</sub></i>	<i>N<sub>2</sub></i> Plancher courant	<b>242.27</b> 41.85	<b>325.43</b>	<b>41.43</b>
	Poutres	19.11		
	Poteau	13.77		
	maçonnerie	8.43		
<i>N<sub>4</sub></i>	<i>N<sub>3</sub></i> Plancher courant	<b>325.43</b> 41.85	<b>412.03</b>	<b>50.05</b>
	Poutres	19.11		
	Poteau	17.21		
	maçonnerie	8.43		
<i>N<sub>5</sub></i>	<i>N<sub>4</sub></i> Plancher courant	<b>412.03</b> 41.85	<b>498.63</b>	<b>57.44</b>
	Poutres	19.11		
	Poteau	17.21		
	maçonnerie	8.43		
<i>N<sub>6</sub></i>	<i>N<sub>5</sub></i> Plancher courant	<b>498.63</b> 41.85	<b>585.23</b>	<b>63.59</b>
	Poutres	19.11		
	Poteau	17.21		
	maçonnerie	8.43		
<i>N<sub>7</sub></i>	<i>N<sub>6</sub></i> Plancher courant	<b>585.23</b> 41.85	<b>675.65</b>	<b>69.75</b>
	Poutres	19.11		
	Poteau	21.03		
	maçonnerie	8.43		
<i>N<sub>8</sub></i>	<i>N<sub>7</sub></i> Plancher courant	<b>675.65</b> 41.85	<b>766.07</b>	<b>75.90</b>
	Poutres	19.11		
	Poteau	21.03		
	maçonnerie	8.43		

$N_9$	$N_8$	<b>766.07</b>	<b>869.64</b>	<b>96.42</b>
	Plancher courant	41.85		
	Poutres	19.11		
	Poteau maçonnerie	30.6 12.01		
$N_{10}$	$N_9$	<b>869.64</b>	<b>961.34</b>	<b>116.93</b>
	Plancher courant	41.85		
	Poutres	19.11		
	Poteau maçonnerie	22.5 8.24		

• **L'effort normal ultime :**

$$N = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 961.34 + 1.5 \times 116.93 = 1473.20 \text{ Kn}$$

Les poteaux seront dimensionnés pour  $N_u = \max(N_{u1}, N_{u2}, N_{u3})$

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité à la base, on a trouvé que c'est le poteau 2 (poteau central) est le plus sollicité sous charges verticales.

$$N = 3049.54 \text{ KN.}$$

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

L'effort normal maximum  $N = 3049.54$

$$\text{Donc } N_u = 1.1 \times 3049.54 = 3354.50 \text{ KN}$$

**Tableau II.16 :** Tableau récapitulatif de l'effort normal ultime à chaque niveau.

Niveau	G (KN)	Q (KN)	N(KN)	$N_u = 1.1 N$ KN
Sous-sol ( $N_0$ )	1907.87	315.95	3049.54	3354.50
RDC ( $N_1$ )	1733.53	260.52	2731.04	3004.15
Etage 1 ( $N_2$ )	1532.8	205.1	2376.93	2614.62
Etage 2 ( $N_3$ )	1346.95	188.47	2101.08	2311.19
Etage 3 ( $N_4$ )	1182.18	171.84	1853.70	2039.07
Etage 4 ( $N_5$ )	1010.69	155.21	1597.24	1756.97
Etage 5 ( $N_6$ )	839.2	135.25	1335.79	1469.37

Etage 6 (N <sub>7</sub> )	667.71	111.97	1069.36	1176.29
Etage7 (N <sub>8</sub> )	499.66	85.36	802.58	882.83
Etage8 (N <sub>9</sub> )	331.61	55.43	530.81	583.90
terrasse(N <sub>10</sub> )	163.56	22.17	254.06	279.46

### II.7.4 Vérification des poteaux :

- Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{3354.50 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.22 m^2$$

On a  $B = 0.60 \times 0.50 = 0.3 m^2$ .

$B = 0.3 \geq 0.22 m^2$ . Condition vérifiée

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

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

Niveaux	$N_U$	Sections	Condition $B > B_{cal}$		Observation
			$B$	$B_{cal}$	
Sous-sol	3354.50	60×50	0.3	0.22	vérifiée
RDC	3004.15	60×50	0.3	0.20	vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	2614.62	55×50	0.27	0.17	vérifiée
3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup>	2039.07	50×45	0.22	0.135	vérifiée
6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup>	1176.29	45×40	0.18	0.078	vérifiée

**a) Vérification au flambement (stabilité de forme)**

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.

$\gamma_b = 1.5$  : coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$  : coefficient de sécurité des aciers.

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

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

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

$l_f$  : Longueur de flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau.

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

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

**b) Vérification du poteau de RDC :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.85 \text{ m.}$$

$$B = 0.60 \times 0.50 = 0.3 \text{ m}^2.$$

$$I = \frac{0.50 \times 0.60^3}{12} = 9 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{9 \times 10^{-3}}{0.30}} = 0.173$$

$$\lambda = \frac{2.85}{0.173} = 16.45 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{16.45}{35}\right)^2} = 0.814$$

D'après le BAEL91 :

$$\text{Donc : } B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \Rightarrow B_r \geq \frac{2962.57 \times 10^{-3}}{0.81 \times \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.162 m^2$$

$$\text{Or nous avons : } B_r = (60 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4} = 0.27 m^2$$

$0.27 > 0.162 \Rightarrow$  Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Ce tableau résume le calcul de  $B_r$  à tous les niveaux :

**Tableau II.18** : vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux

Poteaux	section	$B(m^2)$	$B_r(m^2)$	$l_0(m)$	$l_f(m)$	$i(m)$	$\lambda$	$\alpha$	$B_{r,calcul}$
Sous-sol	60×50	0.3	0.27	3.00	2.1	0.173	12.13	0.83	<b>0.183</b>
RDC	60×50	0.3	0.27	4.08	2.856	0.173	16.45	0.81	<b>0.168</b>
1 <sup>ème</sup> et 2 <sup>ème</sup>	55×50	0.27	0.25	3.06	2.14	0.166	12.85	0.82	<b>0.145</b>
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	50×45	0.22	0.20	3.06	2.14	0.145	14.66	0.82	<b>0.113</b>
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	45×40	0.18	0.16	3.06	2.14	0.129	16.47	0.81	<b>0.066</b>

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

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

Niveaux	$N_u$	sections	Condition $B_r > B_r \text{ calcul}$		Observation
			$B_r$	$B_r \text{ calculée}$	
Sous- sol	3301.78	60×50	0.3	<b>0.183</b>	Vérifiée
RDC	2962.57	60×50	0.3	<b>0.168</b>	Vérifiée
1 <sup>ème</sup> et 2 <sup>ème</sup>	2588.97	55×50	0.27	<b>0.145</b>	vérifiée
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	2034.20	50×45	0.22	<b>0.113</b>	vérifiée
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup>	1194.43	45×40	0.18	<b>0.066</b>	vérifiée

On remarque que les trois conditions sont vérifiées, donc on garde les précédentes sections des poteaux.

## II.8 Conclusion:

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

- Poutres principales :  $45 \times 30 \text{cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $40 \times 30 \text{cm}^2$ .
- Voile :  $e = 20 \text{cm}$ .
- Poteaux du RDC et S-Sol:  $60 \times 50 \text{cm}^2$ .
- Poteaux d'étage 1 et 2 :  $55 \times 50 \text{cm}^2$ .
- Poteaux des étages 3 ,4 et5 :  $50 \times 45 \text{cm}^2$ .
- Poteaux des étages 6, 7 et 8 :  $45 \times 40 \text{cm}^2$ .

*Chapitre III*  
*Calcul des Eléments*  
*secondaires*

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

### III .1 Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne font pas partie du système de Contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagers, ils sont réalisés généralement en maçonnerie (balcons, cloisons ...) ou en béton (Acrotère, escaliers...etc.).

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : Planchers à corps creux, Planchers à dalle pleine, Les escaliers, l'acrotère, l'ascenseur.

### III .2 Calcul des planchers :

#### III .2.1 Planché à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.

##### III.2.1.1 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple.

#### A) Méthode de calcul des sollicitations :

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

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

##### 1. a.1 Domaine d'application (BAEL91 art B.6.210) :

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées.

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

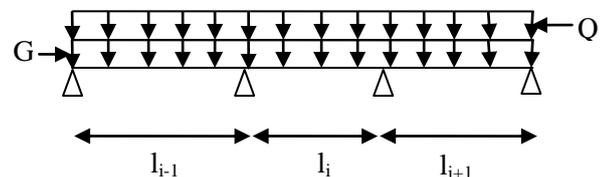


Figure.III.1.Schéma d'une Poutre

##### 1. a.2 Exposé de la méthode :

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

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

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

**a) Evaluation des moments :**

Le moment en travée  $M_t$  et en appui que se soit a droite ( $M_d$ ) ou a gauche ( $M_g$ ) doivent satisfaire :

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

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

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

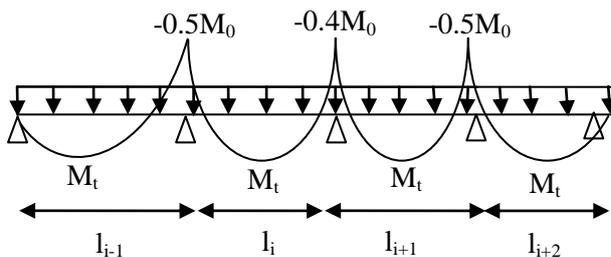
$$\begin{cases} 0.6M_0 & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 0.5M_0 & \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4M_0 & \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{cases}$$

Avec  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

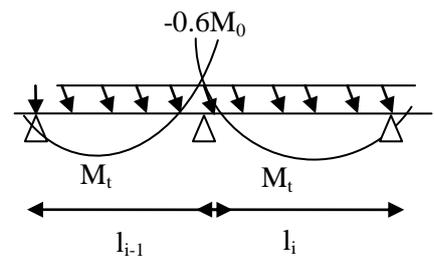
**Remarque :** Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$$-0.15M_0. \quad \text{tel que } M_0 = \max (M_0^1, \dots, M_0^n), \quad \text{avec } n = \text{nombre de travées d'une poutre.}$$

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



**Figure.III.2.** Moments sur une poutre à plus de deux travées



**Figure.III.3.** Moments sur une poutre à deux travées

**b) Evaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont évalués :

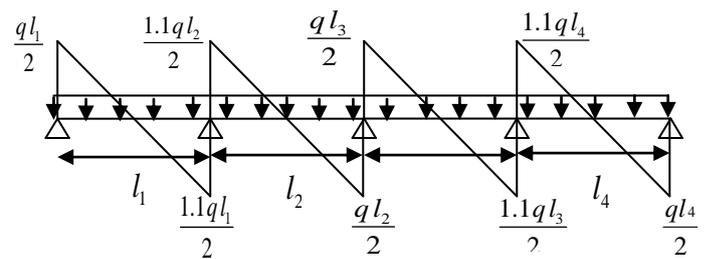
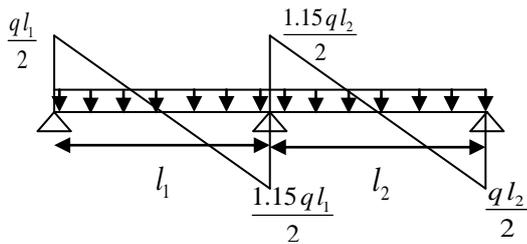
- soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

- Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité :  $V_u = V_{u0}(\text{isostatique}) + (M_d - M_g) / l_i$



**Figure.III.4.**Effort tranchant sur une poutre à 2 travées **Figure.III.5.**Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées

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

Si la première condition citée ci-dessus n'est pas satisfaite, alors on applique la méthode de Caquot, si une des trois conditions restantes n'est pas satisfaite on applique la méthode de Caquot minorée, la on remplace la charge permanente G par  $G' = 2/3G$  pour le calcul des moments au niveau des appuis seulement.

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

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

**1. b.1 Exposé de la méthode :**

**a) Evaluation des moments :**

**a.1 Moment sur appuis ( $M_i$ ) :**

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

Tel que :  $\begin{cases} L_g' \text{ et } L_d' : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

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

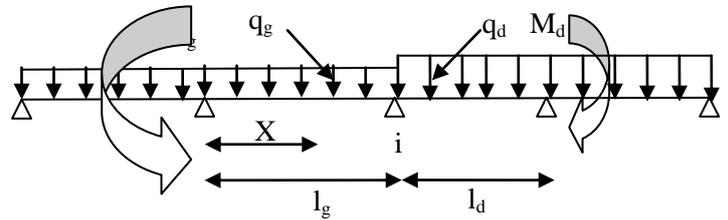
**a.2 Moment en travée (M<sub>t</sub>) :**

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

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

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

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



**Figure.III.6.** Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot

**a) Effort tranchant :**

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

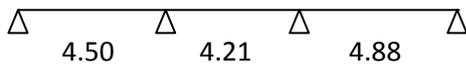
Avec : M<sub>d</sub> : Moment en appui de droite de la travée considérée.

M<sub>g</sub> : Moment en appui de gauche de la travée considérée.

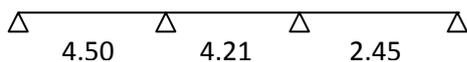
l : portée de la travée.

**B) Les différents types de poutrelles :**

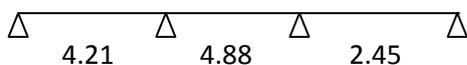
**T1:**



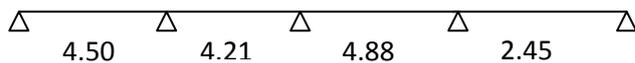
**T2:**



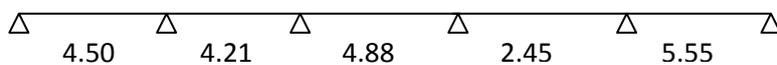
**T3:**



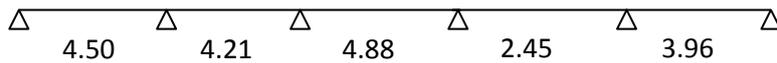
**T4:**



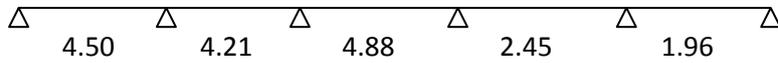
**T5:**



**T6:**



T7:



C) Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Tableau.III.1:Chargement sur les poutrelles :

Type de plancher	G	Q	G'	$q_{u=(1.35G+1.5Q)*b}$ (KN/m <sub>l</sub> )	$q'_{u=(1.35G'+1.5Q)*b}$ (KN/m <sub>l</sub> )	$q_s=(G+Q)*b$ (KN/m <sub>l</sub> )	$q'_s=(G'+Q)*b$ (KN/m <sub>l</sub> )
Terrasse inaccessible	6	1	4	6.24	4.48	4.55	3.25
RDC et sous-sol	5.1	5	3.4	9.35	7.85	6.56	5.46
Etage courant	5.1	1.5	3.4	5.937	4.44	4.29	3.18
Terrasse accessible	5.35	1.5	3.56	6.64	4.58	4.45	3.289

Avec

b : largeur de la table des poutrelles (voir Fig.2.3. chapitre 2)

Avec : b= 0,65 m.

D) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (condition de BEAL):

1)  $Q \leq \min(2G; 5KN/m^2)$

→ Plancher terrasse inaccessible

$$G = 6KN / m^2$$

$$Q = 1.00KN / m^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6, 5)KN / m^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

→ Plancher terrasse accessible

$$G = 5.35KN / m^2$$

$$Q = 1.5KN / m^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.35; 5)KN / m^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

→ Plancher étage courant

$$G = 5.1KN / m^2$$

$$Q = 1.5 \text{KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.1; 5) \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➔ Plancher étage commercial

$$G = 5.1 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 5 \text{KN/m}^2 \Rightarrow 5 \leq \min(2 \times 5.1; 5) \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

2) Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée. Vérifiée.

3) Le rapport  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$$\text{Type 1 : } 0.8 \leq \frac{4.50}{4.21}; \frac{4.21}{4.88}; \frac{4.88}{2.44}; \frac{2.44}{1.92} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq 1.068; 0.86; 2; 1.27 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

$$\text{Type 2 : } 0.8 \leq \frac{4.50}{4.21}; \frac{4.21}{4.88}; \frac{4.88}{2.44} \leq 1.25$$

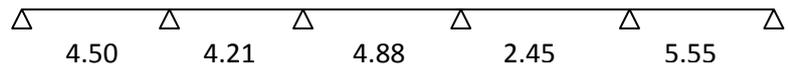
$$0.8 \leq 1.068; 0.86; 2 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

Fissuration peu nuisible ..... Vérifiée.

La condition du rapport entre deux travées successives  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$  n'est pas vérifiée, donc on utilise la méthode de Caquot minorée.

**E) Exemple de calcul de la Poutrelles type 5:**

• **Moment en appuis**



*Calcul des longueurs fictives*

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

$$L'_{AB} = L_{AB} = 4.50m$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 4.21 = 3.36m$$

$$L'_{CD} = 0.8 \times L_{CD} \Rightarrow L'_{CD} = 0.8 \times 4.88 = 3.9m$$

$$L'_{DE} = 0.8 \times L_{DE} \Rightarrow L'_{DE} = 0.8 \times 2.45 = 1.96m$$

$$L'_{EF} = L_{EF} = 5.55$$

**A l'ELU**

$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g + L_d)}$$

$$M_A = M_F = 0.$$

$$M_B = \frac{4.44 \times (4.5^3 + 3.37^3)}{8.5 \times (4.5 + 3.37)} \Rightarrow M_B = -8.58 \text{ kn.m}$$

$$M_C = \frac{4.44 \times (3.37^3 + 3.9^3)}{8.5 \times (3.37 + 3.9)} \Rightarrow M_C = -7.01 \text{ kn.m}$$

$$M_D = \frac{4.44 \times (3.9^3 + 1.96^3)}{8.5 \times (3.9 + 1.96)} \Rightarrow M_D = -5.958 \text{ kn.m}$$

$$M_E = \frac{4.44 \times (1.96^3 + 5.55^3)}{8.5 \times (1.96 + 5.55)} \Rightarrow M_E = -12.41 \text{ kn.m}$$

**A l'ELS**

$$M_A = M_F = 0.$$

$$M_B = \frac{3.18 \times (4.5^3 + 3.37^3)}{8.5 \times (4.5 + 3.37)} \Rightarrow M_B = -6.15 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{3.18 \times (3.37^3 + 3.9^3)}{8.5 \times (3.37 + 3.9)} \Rightarrow M_C = -5.02 \text{ KN.m}$$

$$M_D = \frac{3.18 \times (3.9^3 + 1.96^3)}{8.5 \times (3.9 + 1.96)} \Rightarrow M_D = -4.267 \text{ KN.m}$$

$$M_E = \frac{3.18 \times (1.96^3 + 5.55^3)}{8.5 \times (1.96 + 5.55)} \Rightarrow M_E = -8.89 \text{ KN.}$$

- **Moments aux travées**

**Travée AB****A ELU**

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_A + R_B = p_U \times L_{AB} \Rightarrow R_A + R_B = 5.937 \times 4.5 = 26.716 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 4.5R_A - 5.937 \times \frac{4.5^2}{2} + 8.58 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 11.45 \text{ KN} \\ R_B = 15.266 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - R_A x + 5.937 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = R_A x - 5.937 \frac{x^2}{2}$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = R_A - 5.937x$$

$$V(x=0) = 11.45 \text{ KN}$$

$$V(x=4.5) = -15.266 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{11.45}{5.935} = 1.92 \text{ m}$$

$$M_{AB}^{Max} = M(x=1.92) = 11.04 \text{ KN.m}$$

### A ELS

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_A + R_B = p_S \times L_{AB} \Rightarrow R_A + R_B = 4.29 \times 4.5 = 19.305 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 4.5R_A - 4.29 \times \frac{4.5^2}{2} + 6.15 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = -8.285 \text{ KN} \\ R_B = 11.019 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - R_A x + 4.29 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = R_A x - 4.29 \frac{x^2}{2}$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = R_A - 4.29x$$

$$V(x=0) = -8.285 \text{ KN}$$

$$V(x=4.5) = -11.02 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{8.285}{4.29} = 1.93$$

$$M_{AB}^{Max} = M(x=1.93) = 7.98 \text{ KN.m}$$

A ELU:

Tableau III. 2 : Moments aux travées

	$R_A$ (KN)	$R_B$ (KN)	X(m)	M(X) (KN.m)	Vd (KN)	Vg (KN)
<b>B-C</b>	12.124	12.87	2.04	3.799	12.124	-12.87
<b>C-D</b>	14.70	14.27	2.47	11.48	14.70	-14.27
<b>D-E</b>	4.63	9.9	0.779	4.15	4.63	-9.91
<b>E-F</b>	18.71	14.239	3.15	17.07	18.71	14.239

A ELS :

Tableau III. 3 : Moments aux travées

	$R_A$ (KN)	$R_B$ (KN)	X(m)	M(X) (KN.m)	Vd (KN)	Vg (KN)
<b>B-C</b>	9.298	8.76	2.16	5.05	9.298	-8.76
<b>C-D</b>	10.62	10.30	2.47	8.87	10.62	-10.30
<b>D-E</b>	3.368	7.14	0.78	7.567	3.368	-7.14
<b>E-F</b>	10.30	13.5	2.4	21.24	10.30	13.5

- Plancher terrasse inaccessible :

Tableau III.4 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher terrasse inaccessible.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) M .Caquot	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN ;m)	Effort tranchant(KN)	
				Mg	Md		Vg	Vd
01	<b>A-B</b>	4.50	4.50	0	-8.673	11.756	12.113	-15.967
	<b>B-C</b>	4.21	3.36	-8.673	-9.879	4.555	12.849	-13.422
	<b>C-D</b>	4.88	4.88	-9.879	0	13.964	17.25	-13.201
02	<b>A-B</b>	4.50	4.50	0	-8.673	11.756	12.113	-15.967
	<b>B-C</b>	4.21	3.36	-8.673	-7.089	5.955	13.511	-12.759
	<b>C-D</b>	4.88	3.90	-7.089	-6.162	11.953	15.416	-15.036

	<b>D-E</b>	2.45	2.45	-6.162	0	2.108	10.159	-5.129
<b>03</b>	<b>A-B</b>	4.50	4.50	0	-8.673	11.756	12.113	-15.967
	<b>B-C</b>	4.21	3.36	-8.673	-4.799	7.157	14.055	- 132.115
	<b>C-D</b>	2.45	2.45	-4.799	0	2.59	9.603	-5.685

**Tableau III.5** : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le

Plancher terrasse inaccessible.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) M .Caquot	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN ;m)
				Mg	Md	
<b>01</b>	<b>A-B</b>	4.50	4.50	0	-6.285	8.589
	<b>B-C</b>	4.21	3.36	-6.285	-7.158	3.364
	<b>C-D</b>	4.88	4.88	-7.158	0	10.202
<b>02</b>	<b>A-B</b>	4.50	4.50	0	-6.285	8.589
	<b>B-C</b>	4.21	3.36	-6.285	-5.135	4.378
	<b>C-D</b>	4.88	3.90	-5.135	-4.465	8.746
	<b>D-E</b>	2.45	2.45	-4.465	0	1.546
<b>03</b>	<b>A-B</b>	4.50	4.50	0	-6.285	8.589
	<b>B-C</b>	4.21	3.36	-6.285	-3.477	5.248
	<b>C-D</b>	2.45	2.45	-3.477	0	1.897

- **Plancher étage commercial**

**Tableau III.6 :** Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage commercial.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) M .Caquot	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN ;m)	Effort tranchant(KN)	
				Mg	Md		Vg	Vd
01	A-B	4.50	4.50	0	-15.198	16.678	17.66	-24.415
	B-C	4.21	3.36	-15.19	-12.423	5.928	20.341	-19.023
	C-D	4.88	3.90	-12.42	-10.569	16.345	23.194	-22.434
	D-E	2.45	1.96	-10.56	-21.974	-8.097	6.799	-16.109
	E-F	5.55	5.55	-21.97	0	25.852	29.906	-21.987
02	A-B	4.50	4.50	0	-15.198	16.678	17.66	-24.415
	B-C	4.21	3.36	-15.19	-12.423	6.928	20.341	-19.023
	C-D	4.88	3.9	-12.42	-10.569	16.345	23.194	-22.434
	D-E	2.45	1.96	-10.56	-10.875	-3.706	11.329	-11.579
	E-F	3.96	3.96	-10.87	0	13.294	21.259	-15.767
03	A-B	4.50	4.50	0	-15.198	16.678	17.66	-24.415
	B-C	4.21	3.36	-15.19	-12.423	6.928	20.241	-19.023
	C-D	4.88	3.9	-12.42	-10.569	16.345	23.194	-22.434
	D-E	2.45	1.96	-10.56	-3.534	0.405	14.325	-8.582
	E-F	1.95	1.95	-3.534	0	2.853	10.929	-7.304
04	A-B	4.21	4.21	0	-15.283	13.778	10.052	-23.312
	B-C	4.88	3.9	-15.283	-10.569	14.957	23.78	-21.582
	C-D	2.45	1.96	-10.569	-3.534	0.405	14.325	-8.582
	D-E	1.95	1.95	-3.534	0	2.853	10.929	-7.304

**Tableau III.7 :** Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le

Plancher étage commercial

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) M .Caquot	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN ;m)
				Mg	Md	
01	A-B	4.50	4.50	0	-10.559	11.757
	B-C	4.21	3.36	-10.55	-8.631	4.966
	C-D	4.88	3.90	-8.63	-7.343	11.561
	D-E	2.45	1.96	-7.343	-15.266	-5.582
	E-F	5.55	5.55	-15.26	0	18.22
02	A-B	4.50	4.50	0	-10.559	11.757
	B-C	4.21	3.36	-10.55	-8.631	4.966
	C-D	4.88	3.9	-8.631	-7.343	11.561
	D-E	2.45	1.96	-7.343	-7.555	-2.523
	E-F	3.96	3.96	-7.555	0	9.368
03	A-B	4.50	4.50	0	-10.559	11.757
	B-C	4.21	3.36	-10.55	-8.631	4.966
	C-D	4.88	3.9	-8.631	-7.343	11.561
	D-E	2.45	1.96	-7.343	-2.455	0.33
	E-F	1.95	1.95	-2.455	0	2.014
04	A-B	4.21	4.21	0	-10.618	9.72
	B-C	4.88	3.9	-10.618	-7.343	10.596
	C-D	2.45	1.96	-7.343	-2.455	0.33
	D-E	1.95	1.95	-2.455	0	2.14

- **Plancher sous-sol :**

**Tableau III.8 :** Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher sous-sol

Type	Travée	Longueur	Longueur L'(m)	Moment en appui (KN.m)	Moment en	Effort tranchant(KN)
------	--------	----------	-------------------	---------------------------	--------------	-------------------------

		L(m)	M .Caquot	Mg	Md	travée (KN ;m)	Vg	Vd
01	A-B	4.50	4.50	0	-15.198	16.678	17.66	-24.415
	B-C	4.21	3.36	-15.19	-12.423	6.928	20.341	-19.023
	C-D	4.88	3.9	-12.42	-10.569	16.345	23.194	-22.434
	D-E	2.45	1.96	-10.56	-3.534	0.405	14.325	-8.582
	E-F	1.95	1.95	-3.534	0	2.853	10.929	-7.304
02	A-B	4.50	4.50	0	-15.198	16.678	17.66	-24.415
	B-C	4.21	3.36	-15.198	-12.423	6.928	20.341	-19.023
	C-D	4.88	3.9	-12.423	-10.798	16.229	23.147	-22.481
	D-E	2.45	1.96	-10.798	0	2.655	15.861	-7.046

**Tableau III.9 :** Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le Plancher sous-sol

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) M .Caquot	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN ;m)
				Mg	Md	
01	A-B	4.50	4.50	0	-10.559	11.757
	B-C	4.21	3.36	-10.55	-8.631	4.966
	C-D	4.88	3.9	-8.631	-7.343	11.561
	D-E	2.45	1.96	-7.343	-2.455	0.33
	E-F	1.95	1.95	-2.455	0	2.014
02	A-B	4.50	4.50	0	-10.559	11.757
	B-C	4.21	3.36	-10.559	-8.631	4.966
	C-D	4.88	3.9	-8.631	-7.502	11.48
	D-E	2.45	2.45	-7.502	0	1.889

- **Plancher étage courant**

**Tableau III.10 :** Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage Courant.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) M .Caquot	Moment en appui (KN.m)		Momen t en travée (KN ;m)	Effort tranchant(KN)	
				Mg	Md		Vg	Vd
01	A-B	4.50	4.50	0	-8.598	11.039	11.45	-15.271
	B-C	4.21	3.36	-8.598	-7.028	5.354	12.872	-12.127
	C-D	4.88	3.90	-7.028	-6.109	11.111	14.677	-14.3
	D-E	2.45	2.45	-6.109	0	1.924	9.768	-4.781
02	A-B	4.21	4.21	0	-8.646	9.188	10.446	-14.553
	B-C	4.88	3.9	-8.646	-6.109	10.321	15.009	-13.969
	C-D	2.44	2.44	-6.109	0	1.924	9.768	-4.781
03	A-B	4.50	4.50	0	-8.598	11.039	11.45	-15.271
	B-C	4.21	3.36	-8.598	-9.793	3.967	12.21	-12.783
	C-D	4.88	4.88	-9.793	0	13.119	16.49	-12.482

**Tableau III.11:** Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le

Plancher étage courant

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) M .Caquot	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN ;m)
				Mg	Md	
01	A-B	4.50	4.50	0	-6.159	7.998
	B-C	4.21	3.36	-6.159	-5.035	3.916
	C-D	4.88	3.90	-5.035	-4.376	8.067
	D-E	2.44	2.44	-4.376	0	1.403
02	A-B	4.21	4.21	0	-6.194	6.66
	B-C	4.88	3.9	-6.194	-4.376	7.52
	C-D	2.44	2.44	-4.376	0	1.403
	A-B	4.50	4.50	0	-6.159	4.998

03	B-C	4.21	3.36	-6.159	-7.015	2.922
	C-D	4.88	4.88	-7.015	0	9.504

### F) Ferrailage des poutrelles

$$M_{Travée}^{Max} = 17.07 \text{ KN.m}$$

$$\text{Type 7 : A l'ELU : } M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -3.78 \text{ KN.m (rive)} \\ -12.41 \text{ KN.m (int erne)} \end{cases}$$

$$V^{Max} = 18.71 \text{ KN}$$

$$M_{Travée}^{Max} = 21.24 \text{ KN.m}$$

$$\text{Al 'ELS : } M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2.47 \text{ KN.m (Rive)} \\ -8.89 \text{ KN.m (int erne)} \end{cases}$$

- Armatures longitudinales

#### En travée

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right)$$

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

$M_{tu} > 17.07 \text{ KN.m} \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ( $b \times h_t$ )

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

$$\mu_{bu} = \frac{17.07 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.057$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  Le diagramme passe par le pivot « A »

$\xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$  et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ ).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.057}}{0.8} = 0.073$$

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

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.073) = 0.174\text{m}$$

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{zf_{st}}$$

$$A^{travée} = \frac{17.07 \times 10^{-3}}{0.174 \times 348} = 2.8\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 4HA10\text{cm}^2 = 3.14$$

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41\text{cm}^2$$

$A_s = 3.14\text{cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$  La condition de non fragilité est vérifiée.

- **En appuis**

#### Appuis de rives

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.20)\text{m}$ .

$$M_{Rive}^a = -3.78\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3.78 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.082$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  Le diagramme passe par le pivot « A »  $\xi_{st} = 10\% \Rightarrow$

$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$  et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires

( $A' = 0$ ).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.082}}{0.8} = 0.107$$

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

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.107) = 0.172 \text{m}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z f_{st}}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{3.78 \times 10^{-3}}{0.172 \times 348} = 0.63 \text{cm}^2$$

Soit :  $A_s = 2HA8 = 1.01 \text{cm}^2$

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{cm}^2$$

$A_s = 1.01 \text{cm}^2 < A_{Min} \Rightarrow$  La condition de non fragilité est non vérifiée

### Appuis intermédiaires

$$M_{Interne}^a = -12.41 \text{KN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.20) \text{m}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{12.41 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.269$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  Le diagramme passe par le pivot « A »

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$  et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ ).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.18}}{0.8} = 0.401$$

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

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.25) = 0.151 \text{m}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{Rive}}{z f_{st}}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{12.41 \times 10^{-3}}{0.195 \times 348} = 2.36 \text{cm}^2$$

Soit :  $A_s = 5HA8 = 2.51 \text{cm}^2$

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{cm}^2$$

$A_s = 2.51 \text{cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$  La condition de non fragilité est vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 18.71 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{18.71 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 1.039 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}[0.13 f_{c28}; 4 \text{MPa}] = 3.25 \text{MPa}$$

$\tau = 1.039 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{MPa}$  Condition vérifiée

- **Choix des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{l.\min} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min \left( \frac{200}{35} ; \frac{100}{10} ; 6 \right) \rightarrow \phi_t \leq 5.71 \text{ mm}$$

On adopte :  $\phi_t = 6 \text{ mm} \rightarrow A_t = 2 \phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$ .

- **L'espacement :**

$$- S_t \leq \min (0.9 \cdot d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} .$$

$$- S_t \leq A_t \times \frac{0.8 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 \cdot (\tau_u - 0.3 \cdot f_{ij} \cdot K)} \quad \text{CBA 93 (Article A .5.1.2.2)}$$

Flexion simple, fissuration peu nuisible, pas de reprise de bétonnage :  $K = 1 \quad \alpha = 90^\circ$  Flexion simple, armatures droites.

$$S_t \leq A_t \times \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 0.57 \times 10^{-4} \times \frac{0.8 \times 400}{0.1 \times (0.85 - 0.3 \times 2.1)} = 0.829 \text{ m}.$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}.$$

$S_t = \min (19.8 ; 57 ; 82.9) \text{ cm} = 19.8 \text{ cm}$ , on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

#### Appuis de rive

$$A_t \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{1.15 \times 18.71 \times 10^{-3}}{400} = 0.538 \text{ cm}^2$$

Or  $A_t = 2HA 8 = 1.01 \text{ cm}^2 \geq 0.538 \text{ cm}^2$  .....vérifiée.

#### Appui intermédiaire

$$A_t \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[ V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_t \geq \frac{1.15}{400} \times \left[ 18.71 - \frac{12.41}{0.9 \times 0.18} \right] \times 10^{-3} = -1.66 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t \geq -1.66 \text{ cm} \quad \text{aucune vérification}$$

à faire

- **Vérification de la bielle :**

$$V_U \leq V_{max} = 0,8 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{2 \times \gamma_b} = 0,267 b_0 \times a \times f_{c28}$$

$$a = 0,9 \times d = 0,162 \text{ m et } b_0 = 100 \text{ mm} \Rightarrow V_{max} = 0,108 \text{ MN.}$$

$$V_U = 0,01871 \text{ MN} < V_{max} = 0,108 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification de la jonction table nervure au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_U \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0,9 \times d \cdot b \cdot h_0} = \frac{18,71 \times 10^{-3} \left(\frac{0,65-0,10}{2}\right)}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 1,22 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

- **Vérification des poutrelles à l'ELS :**

Il y a lieu de vérifier : - Etat limite d'ouverture des fissures.

- Etat limite de compression du béton.

- Etat limite de déformation.

**A) Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

**B) Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ Telle que } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\text{On a : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**En travée**

$$M_{tser}^{max} = 21,24 \text{ KN.m; } A_s = 3,52 \text{ cm}^2;$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0,65 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 3,52 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04)$$

$$H = 2,192 \times 10^{-4} \text{ m}$$

L'axe neutre dans la table  $\Rightarrow$  calcul de section rectangulaire (bxh)

- **Détermination de l'axe neutre(y) :**

$$A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y^2 - 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\frac{65 \times y^2}{2} - 15 \times 3.52y - 15 \times 3.52 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 6.28 \text{ cm}$$

Calcul de  $I$  :

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 6.28^3}{3} - (65 - 10) \times \frac{(6.28 - 4)^3}{3} + 15 \times 3.52 \times (18 - 6.28)^2 \Rightarrow I = 7889.729 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{21.24 \times 6.28 \times 10^3}{7889.729} = 16.9 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

- **En appuis**

#### Appuis intermédiaires

$$M_a^{\max} = 8.89 \text{ KN.m};$$

$$A_S = 1.44$$

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 1.44 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$H = 2.176 \times 10^{-4} \text{ m}$$

L'axe neutre dans la table  $\Rightarrow$  calcul de section rectangulaire (bxh)

- **Détermination de l'axe neutre(y) :**

$$A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y^2 - 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\frac{65 \times y^2}{2} - 15 \times 1.44y - 15 \times 1.44 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 3.807 \text{ cm}$$

Calcul de  $I$  :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{10 \times 3.807^3}{3} + 15 \times 1.44 \times (18 - 3.807)^2 \Rightarrow I = 4535.05 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{8.89 \times 3.807 \times 10^3}{4535.05} = 7.46 \text{MPa} \leq 15 \text{MPa} \quad \text{est vérifiée}$$

### Etat limite de déformation

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

#### • Evaluation de la flèche

[2] (Article B.6.5) et le CBA 93.

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\begin{aligned} \diamond & \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \diamond & \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \diamond & \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{20}{555} = 0.036 < \frac{1}{16} \quad \text{Vérifier}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{555} = 0.036 \leq \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{12.41}{15 \times 17.247} = 0.047 \quad \text{Non Vérifier}$$

La deuxième condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

Tel que :

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

$f_{ji}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

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

$$f_{adm} = \frac{555}{1000} + 0.5 \Rightarrow f_{adm} = \frac{555}{1000} + 0.5 = 1.055 \text{ cm}$$

• **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G$  La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$  La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$  La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

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

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

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

• **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 ( $I_f$ )**

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

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

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

**Evaluation des flèches**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fip}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fgv}}$$

$$q_{jser} = 0.67 \times G = 0.65 \times 2.8 = 1.82 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.67 \times G = 0.65 \times 5.1 = 3.315 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.67 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.1 + 1.5) = 4.29 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times 1^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.82 \times 5.55^2}{8} = 7.007 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times 1^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.315 \times 5.55^2}{8} = 12.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times 1^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.29 \times 5.55^2}{8} = 16.517 \text{ KN.m}$$

### Propriété de la section

Moment d'inertie de la section total homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 = 5876.26 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 5876.26 \text{ cm}^4$$

$$I = 4535.05 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{1.44}{10 \times 18} = 0.008$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$y = 3.807 \text{ m}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad \text{Coefficient de déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Coefficient de déformation différée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{0.10}{0.65}\right) \times 0.0125} = 3.412 \quad ; \quad \lambda_v = 0.4 \times 3.412 = 1.365$$

Calcul des contraintes

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{7.007 \times (0.18 - 3.807)}{4535.05 \times 10^{-8}} = 103.68 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{10.88 \times (0.18 - 0.0596)}{15222.26 \times 10^{-8}} = 171.96 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{13.695 \times (0.22 - 0.0596)}{15222.26 \times 10^{-8}} = 216.46 \text{ Mpa}$$

- **Calcul des inerties fictives**

$$\mu_j = 0.495$$

$$\mu_g = 0.656$$

$$\mu_p = 0.715$$

$$I_{f_{ij}} = 18150.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = 15071.35 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = 14189.27 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = 25748.72 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des flèches**

$$f_{ji} = \frac{6.56 \times 10^{-3} \times 5.55^2}{10 \times 32164.2 \times 18150.33 \times 10^{-8}} = 3.46 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{10.88 \times 10^{-3} \times 5.55^2}{10 \times 32164.2 \times 15071.35 \times 10^{-8}} = 6.91 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{13.69 \times 10^{-3} \times 5.55^2}{10 \times 32164.2 \times 14189.27 \times 10^{-8}} = 9.23 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{13.69 \times 10^{-3} \times 5.55^2}{10 \times 10721 \times 25748.72 \times 10^{-8}} = 1.52 \times 10^{-2} \text{ m}$$

- **La flèche totale  $\Delta f$**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (3.42 - 0.314 + 2.21 - 0.7) \times 10^{-3} = 1.41 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$\Delta f = 1.41 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1.055 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{n'est pas vérifiée}$$

On augmente la section d'acier puis on refaire le calcul de la flèche

$$\text{Soit : } A_s = 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

De la même façon précédente, on a opté pour les résultats suivants :

$$\Delta f = 0.84cm \leq f_{adm} = 1.055cm$$

- **Ferraillages des poutrelles dans les différents niveaux**

Tous Les résultats du ferraillage sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.12 : Ferraillage des poutrelles plancher terrasse.**

Ferraillage longitudinal								Ferraillage transversal	
Type	Position	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	Choix de Section	A <sup>Min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	Choix de section
01	Travée	0.0468	0.0599	0.1757	2.28	3HA10=2.36	1.41	0.57	Etrier $\phi$ 6
	App rive	0.0067	0.0084	0.1794	0.32	1HA10=0.79	0.21		
	App int	0.033	0.0421	0.177	1.604	2HA10=1.57	0.21		
02	Travée	0.0401	0.0511	0.1763	1.949	3HA10=2.36	1.41		
	App rive	0.0067	0.0084	0.1794	0.32	1HA10=0.79	0.21		
	App int	0.0291	0.0369	0.1773	1.406	2HA10=1.57	0.21		
03	Travée	0.0394	0.0503	0.1764	1.916	3HA10=2.36	1.41		
	App rive	0.0057	0.0071	0.1795	0.27	1HA10=0.79	0.21		
	App int	0.0291	0.0369	0.1773	1.406	2HA10=1.57	0.21		

**Tableau III.13 : Ferraillage des poutrelles plancher RDC**

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	Choix de Section	A <sup>Min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barre
01	Travée	0.086	0.11	0.171	4.32	3HA14=4.62	1.41	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.008	0.01	0.179	0.41	1HA14=1.54	0.21		
	App int	0.073	0.09	0.173	3.04	2HA14=3.93	0.21		
02	Travée	0.055	0.07	0.174	2.74	3HA12=3.39	1.41		
	App rive	0.006	0.01	0.179	0.31	1HA10=0.79	0.21		
	App int	0.050	0.06	0.175	2.49	2HA10=3.08	0.21		
03	Travée	0.055	0.07	0.174	2.74	3HA12=3.93	1.41		
	App rive	0.006	0.01	0.179	0.31	1HA10=0.79	0.21		
	App int	0.050	0.06	0.175	2.49	4HA10=3.14	0.21		
04	Travée	0.050	0.06	0.175	2.45	3HA12=3.39	1.41		
	App rive	0.006	0.00	0.179	0.31	1HA10=0.79	0.21		
	App int	0.051	0.06	0.175	2.45	4HA10=3.14	0.21		

Tableau III.14 : Ferrailage des poutrelles plancher étage sous-sol.

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	Choix de Section	A <sup>Min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barre
01	Travée	0.0559	0.071	0.17	2.74	3HA14=4.62	1.41	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.0066	0.008	0.17	0.31	1HA14=1.54	0.21		
	App int	0.0509	0.065	0.17	2.49	2HA14=3.08	0.21		
02	Travée	0.0559	0.071	0.17	2.74	3HA14=4.62	1.41		
	App rive	0.0066	0.008	0.17	0.31	1HA14=1.54	0.21		
	App int	0.0509	0.065	0.17	2.49	2HA14=3.08	0.21		

Tableau III.15: Ferrailage des poutrelles plancher étage courant.

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	Choix de Section	A <sup>Min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barre
01	Travée	0.0372	0.047	0.17	1.80	3HA10=2.36	1.41		
	App rive	0.0066	0.008	0.17	0.31	1HA10=0.79	0.21		
	App int	0.0288	0.036	0.17	1.39	2HA10=1.57	0.21		
02	Travée	0.0346	0.044	0.17	1.67	3HA10=2.36	1.41		
	App rive	0.0066	0.008	0.17	0.31	1HA10=0.79	0.21		

	<b>App int</b>	0.029	0.036	0.17	1.4	2HA10=1.57	0.21	0.57	Etrier HA8
<b>03</b>	<b>Travée</b>	0.044	0.056	0.17	2.14	3HA10=2.36	1.41		
	<b>App rive</b>	0.0066	0.008	0.17	0.31	1HA10=0.79	0.21		
	<b>App int</b>	0.032	0.041	0.17	1.59	3HA10=2.36	0.21		

- Les vérifications à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau III.16** : vérification des contraintes dans le béton

Etage	type	Position	$M_{service}$ Kn.m	$A_s$ Cm <sup>2</sup>	$y$ Cm	$I$ Cm <sup>4</sup>	$\sigma_b$ Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	Observation
terrasse	<b>01</b>	Travée	11.24	2.07	5.09	11735.90	4.87	15	Vérifiée
		App inter	7.83	1.51	4.28	8817.63	3.80	15	Vérifiée
		App rive	1.58	0.50	2.37	3511.96	1.06	15	vérifiée
	<b>02</b>	Travée	9.65	1.57	4.37	9132.48	4.68	15	vérifiée
		App inter	6.87	1.01	3.44	6170.37	3.83	15	vérifiée
		App rive	1.35	0.5	2.37	3511.96	0.91	15	vérifiée
	<b>03</b>	Travée	9.02	1.51	4.28	8817.63	4.38	15	vérifiée
		App inter	6.91	1.01	3.44	6170.37	3.85	15	vérifiée
		App rive	1.18	0.5	2.37	3511.96	0.79	15	vérifiée
RDC	<b>01</b>	Travée	13.71	2.07	5.09	11735.90	5.94	15	vérifiée
		App inter	9.75	1.57	4.37	9132.48	4.66	15	Vérifiée
		App rive	2.00	0.5	2.37	3511.96	1.35	15	vérifiée
	<b>02</b>	Travée	9.026	1.51	4.28	8817.63	4.38	15	Vérifiée
		App	6.74	1.01	3.44	6170.37	3.76	15	Vérifiée

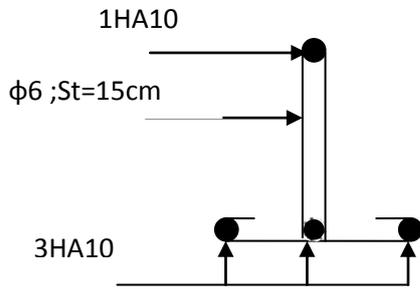
		inter							
		App rive	1.32	0.5	2.37	3511.96	0.89	15	Vérifiée
		Travée	9.026	1.51	4.28	8817.63	4.38	15	Vérifiée
	<b>03</b>	App inter	6.74	1.01	3.44	6170.37	3.76	15	Vérifiée
		App rive	1.32	0.5	2.37	3511.96	0.89	15	Vérifiée
		Travée	8.41	1.51	4.28	8817.63	4.08	15	Vérifiée
	<b>04</b>	App inter	6.78	1.01	3.44	6170.37	3.78	15	Vérifiée
		App rive	1.15	0.5	2.37	3511.96	0.77	15	Vérifiée
		Travée	8.97	1.51	4.28	8817.63	4.35	15	Vérifiée
<b>Sous-sol</b>	<b>01</b>	App inter	1.32	0.5	2.37	3511.96	0.89	15	Vérifiée
		App rive	6.74	1.01	3.44	6170.37	3.76	15	Vérifiée
		Travée	9.026	1.51	4.28	8817.63	4.38	15	Vérifiée
	<b>02</b>	App inter	6.74	1.01	3.44	6170.37	3.76	15	Vérifiée
		App rive	1.32	0.5	2.37	3511.96	0.89	15	Vérifiée
		Travée	10.54	1.57	4.37	9132.48	5.04	15	Vérifiée
<b>étage courant</b>	<b>01</b>	App inter	7.68	1.51	4.28	8817.63	3.73	15	Vérifiée
		App rive	1.55	0.5	2.37	3511.96	1.04	15	vérifiée
		Travée	8.97	1.51	4.28	8817.63	4.35	15	vérifiée
	<b>02</b>	App inter	6.74	1.01	3.44	6170.37	3.76	15	vérifiée
		App rive	1.55	0.5	2.37	3511.96	1.04	15	vérifiée
		Travée	8.36	1.51	4.28	8817.63	4.06	15	vérifiée
	<b>03</b>	App inter	1.55	0.5	2.37	3511.96	3.78	15	vérifiée
		App rive	6.78	1.01	3.44	6170.37	1.04	15	vérifiée
		Travée	8.36	1.51	4.28	8817.63	4.06	15	vérifiée

- Etat limite de déformation donnée par le logiciel SOCOTEC :

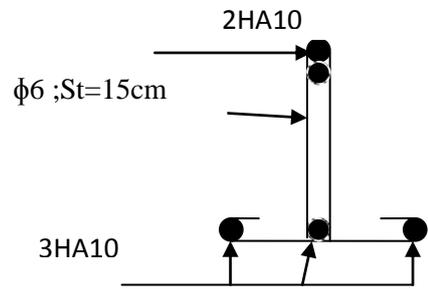
Tableau III.17 : vérification des états limite de déformation.

Planchers	Terrasse			RDC				sous -sol		Etage courant			
	Type des poutrelles	Typ e1	Typ e2	Typ e3	Type 1	Type 2	Type 3	Type 4	Type 1	Type 2	Type1	Type 2	Type 3
Portée L (m)	4.88	4.88	4.88	5.55	4.88	4.88	4.88	4.88	4.88	4.88	4.88	4.88	4.88
Largeur de la nervure b0(m)	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
Hauteur totale (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
Hauteur de la table(m)	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
$M_j$ (KN.m)	7.25	7.25	7.25	6.94	5.36	5.36	5.36	5.36	5.36	5.36	5.36	5.36	5.36
$M_g$ (KN.m)	8.70	8.70	8.70	9.57	7.40	7.40	7.40	7.40	7.40	7.40	7.40	7.40	7.40
$M_p$ (KN.m)	10.1	10.1	10.1	18.95	14.65	14.65	14.65	14.65	14.65	14.65	9.57	9.57	9.57
Armateurs tendues (cm <sup>2</sup> )	2.36	2.36	2.36	4.62	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	2.36	2.36	2.36
Armateurs comprimés (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$\Delta f_t$ (mm)	5.82	5.82	5.82	10.77	9.31	9.31	9.31	9.31	9.31	9.31	6.19	6.19	6.19
$f_{adm}$ (mm)	9.76	9.76	9.76	10.05	9.76	9.76	9.76	9.76	9.76	9.76	9.76	9.76	9.76
vérification	vérifié	vérifié	Vérifié	Non vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	Vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié
augmentation d'armatures (cm <sup>2</sup> )	/	/	/	6.16	/	/	/	/	/	/	/	/	/
$\Delta f_t$ (mm)	/	/	/	9.13	/	/	/	/	/	/	/	/	/
vérifications	/	/	/	Vérifié	/	/	/	/	/	/	/	/	/

Les schémas des ferrillages des poutrelles :

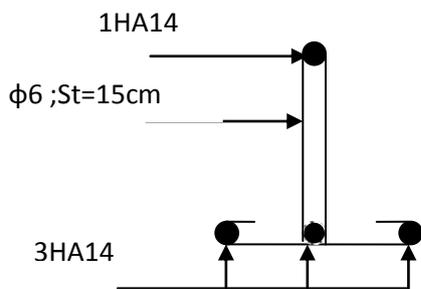


En appui de rive

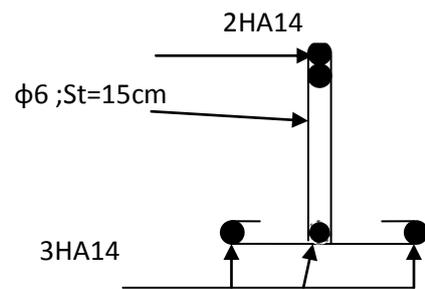


En appui d'intermédiaire

**Plancher terrasse de type 1.**

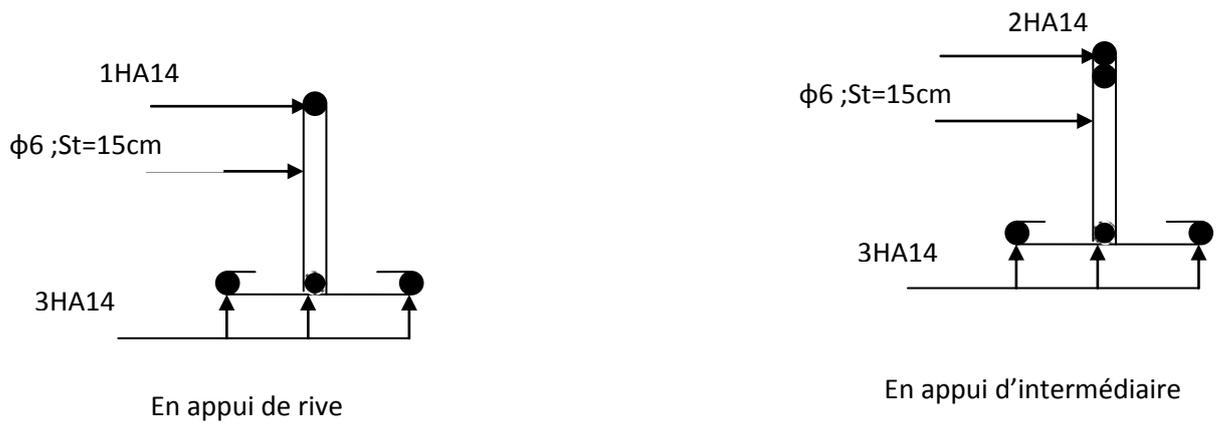


En appui de rive

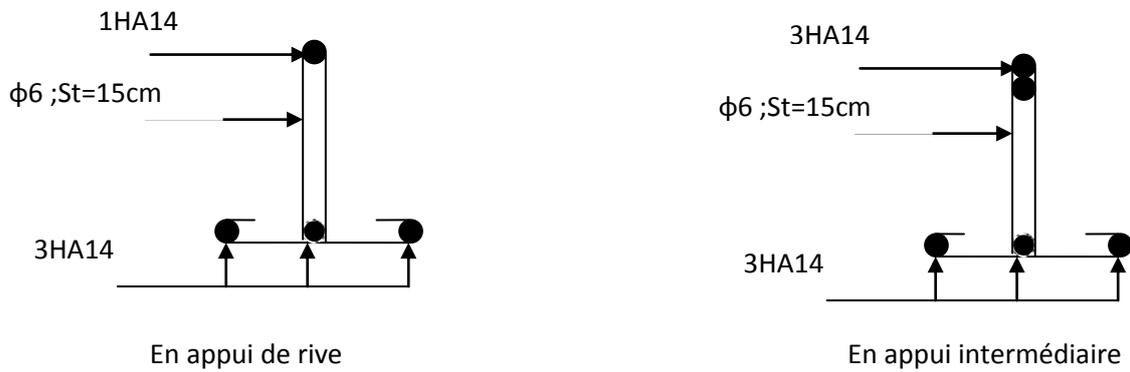


En appui d'intermédiaire

**Plancher RDC de type 1**



**Plancher sous-sol de type 1**



**Plancher étage courant de type 1**

Figure III.5 : Schémas des ferrillages des poutrelles des différents étages.

**G) Ferrailage de la dalle de compression****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 parallèles aux poutrelles**

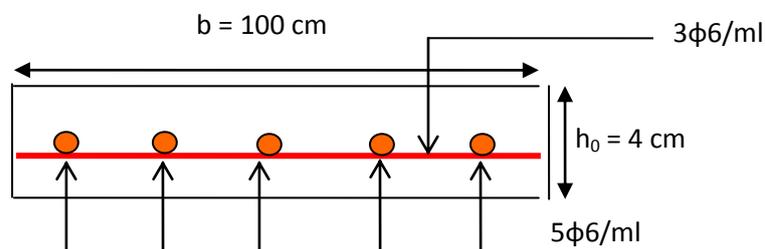
$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :

5 HA 6/ml = 1.41 cm<sup>2</sup>  $\perp$  aux poutrelles  $\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  vérifiée

3 HA 6/ml = 0.85 cm<sup>2</sup> // aux poutrelles  $\Rightarrow S_t = 33.33 \text{ cm} < 44 \text{ cm}$  vérifiée

- **Schéma de ferrailage**



**Figure III.7 :** Schéma du ferrailage de la dalle de compression

**III.2.2 Etude des dalles pleines**

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

Dans notre projet on est amené à étudier les deux types suivants :

- Dalle sur deux appuis.
- Dalle sur trois appuis.

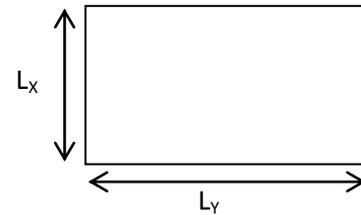
- **Hypothèse de calcul :**

Les dalles sont soumises à :

- Charge permanent.
- Surcharges d'exploitations.
- Le calcul se fait à la flexion simple.

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau.



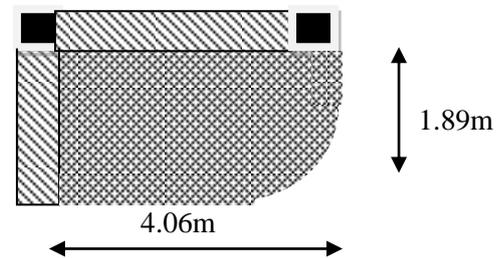
**Figure III.8 :** Panneau de dalle

### III.2.2.1 Dalles pleines sur deux appuis :

$$L_x = 1.89m$$

$$L_y = 4.06m$$

$$\rho = \frac{1.89}{4.06} = 0.46 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux Sens.}$$



**Figure.III.9.**dalle pleine sur 2

- **Charges et surcharges :**

$$\text{A l'ELU : } P = 1.35G + 1.5Q = 11.28KN/m^2$$

$$\text{A l'ELS : } P = G + Q = 7.97KN/m^2$$

$$\rho = 0.46 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1022 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.1022 \times 11.28 \times (1.89)^2 \Rightarrow M_0^x = 4.117KNm \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.2500 \times 4.117 \Rightarrow M_0^y = 1.029KNm \end{cases}$$

$$\text{- En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 3.499KNm \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.874KNm \end{cases}$$

**Ferrailage :**

Le ferrailage est mené à la flexion simple de 1m (b = 1m).

**En travée :****Sens X-X :**

$$d_x = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$M_x^t = 3.499 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.014 < 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.014 \leq \mu_l = 0.3916 \Rightarrow \text{Les armatures comprimées sont pas nécessaires.}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.018$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_U}{d_x (1 - 0.4 \times \alpha) \times f_{st}} = 0.779 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

**Sens Y-Y :**

$$d_y = d_x - \phi_x = 13 - 0.8 = 12.2 \text{ cm} \approx 12 \text{ cm}$$

$$M_y^t = 0.874 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.004 < 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.004 \leq \mu_l = 0.3916 \Rightarrow \text{Les armatures comprimées sont pas nécessaires.}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.005$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_y^t}{d_x (1 - 0.4 \times \alpha) \times f_{st}} = 0.209 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$M_y^a = 1.235$$

$$\mu_{bu} = 0.006$$

$$\alpha = 0.007$$

$$A_s = 0.296 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

- **Vérifications :**

**Vérification à l'ELU :**

- **La condition de non fragilité :**

$$e \geq 12\text{cm} \text{ et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 0.0008 \times \frac{3-0.46}{2} \times 100 \times 15 = 1.524\text{cm}^2 \\ A_{\min}^y = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2\text{cm}^2 \end{cases}$$

**En travée :**

$$A_x^t = 2.51\text{cm}^2 / \text{ml} > 1.524\text{cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

$$A_y^t = 2.51\text{cm}^2 / \text{ml} > 1.2\text{cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

**En appuis :**

$$A^a = 2.51\text{cm}^2 / \text{ml} > 1.2\text{cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié}$$

- **L'effort tranchant**

$$\tau < \bar{\tau} = 1.25\text{MPa}.$$

$$V_{\max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 8.66\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{8.66 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} \Rightarrow \tau_u = 0.066\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

- **Espacement des armatures**

**Sens x-x:**  $St_y \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  ; on opte  $St_y = 20\text{cm}$  .

**Sens y-y :**  $St_x \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$  ; on adopte  $St=20\text{cm}$

- Vérifications l'E.L.S

**Etat limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc} ; \rho = 0.46 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1051 \\ \mu_y = 0.3319 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

$$\begin{cases} M_{tser}^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.1051 \times 7.97 \times 1.89^2 \Rightarrow M_{tser}^x = 2.992 \text{KNm} \\ M_{tser}^y = \mu_y \times M_{tser}^x = 0.3319 \times 2.992 \Rightarrow M_{tser}^y = 0.993 \text{KNm} \end{cases}$$

**Sens x-x :** Ax=2.51cm<sup>2</sup>, b = 100 cm, d = 13 cm.

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 3.52 \text{cm.}$$

$$I = 4837.42 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.177 \text{MPa} \leq \overline{\sigma} = 15 \text{MPa}$$

**Sens y-y** A<sub>y</sub>=2.51cm<sup>2</sup>; b=100cm ; d=12cm ; y=4.64cm ; I=5369.39cm<sup>4</sup>

$$\sigma_{bc} = 0.858 \leq 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier.}$$

**Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

**Etat limite de déformation****Sens x-x**

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.15}{1.89} \geq \frac{0.85 \times M_0}{20 \times M_0} \\ \frac{2.51}{100 \times 13} \leq \frac{4.2}{400} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.079 \geq 0.0425 \\ 1.93 \times 10^{-3} \leq 10.5 \times 10^{-3} \end{cases}$$

**Sens y-y**

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.15}{4.06} \leq \frac{0.85 \times M_0}{20 \times M_0} \\ \frac{2.51}{100 \times 12} \leq \frac{4.2}{400} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.03 < 0.0425 \\ 2.09 \times 10^{-3} \leq 10.5 \times 10^{-3} \end{cases}$$

La vérification n'est pas nécessaire dans les deux directions.

- Schéma de ferrailage

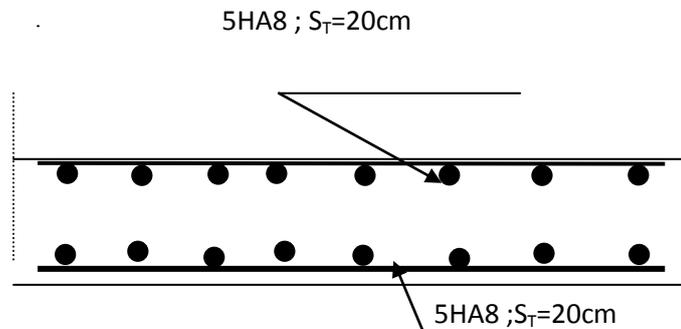


Figure.III.10. Schéma de ferrailage

### III.2.2.2 Dalles pleines sur trois appuis :

$$l_x = 1.68m \quad l_y = 4.40m$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.68}{4.40} = 0.38 < 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans un}$$

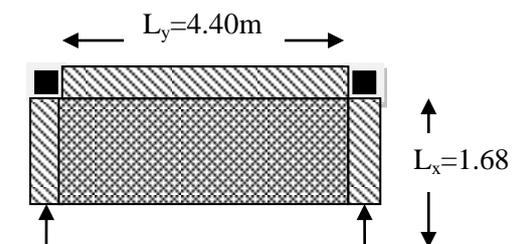


Figure III.11.Dalle sur 3 appuis

Seul sens :

$$l_x = 1.68 < \frac{l_y}{2} = 2.2 \rightarrow M_y^0 = \frac{P \times l_x^3}{6}$$

$$M_x^0 = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - 2 \times \frac{P \times l_x^3}{3}$$

$$M_y^0 = \frac{11.28 \times 1.68^3}{6} = 8.91 \text{KN.m}$$

$$M_x^0 = \frac{11.28 \times 1.68^3 \times 4.40}{2} - 2 \times \frac{11.28 \times 1.68^3}{3} = 82.01 \text{KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 \times M_x^0 = 0.85 \times 82.01 = 69.70 \text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y^0 = 0.85 \times 8.91 = 7.57 \text{KN.m}$$

$$M_x^a = M_y^a = 0.5 \times 82.01 = 41.00 \text{KN.m}$$

**Ferrailage :**

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**En travées :****Tableau III. 18 :** *Calcul des armatures en travées.*

Sens	M(KN.m)	A	Z(m)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
X-X	69,70	0,430	0,107	18.60	5 HA14=7.70
Y-Y	7,57	0,047	0,117	1.84	4HA10 =3.14

**En appui :****Tableau III.19 :** *Calcul des armatures en appui*

M <sup>a</sup>	$\alpha$	Z(m)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A calculé (cm <sup>2</sup> )
41.00	0,235	0,117	10.00	9HA12 = 10.18

- Vérification à l'ELU :

**La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

**En travée :**

$$A_x^t = 20.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

$$A_y^t = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

**En appuis :**

$$A^a = 10.18 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié}$$

**Vérification des diamètres des barres**

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} \quad \text{Soit : } \phi_x \leq 15 \text{ mm}$$

$$\phi_x^{\max} = 14 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

**Espacement entre les barres (S<sub>t</sub>)**

On a fissuration nuisible et la charge est répartie alors :

$$S_t \leq \min (2 \times h ; 25 \text{ cm}) = \min (2 \times 15 ; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm.}$$

Donc **S<sub>t</sub> = 20 cm** est vérifié

**Calcul de l'effort tranchant**

$$d_x = 0.13 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11.28 \times 1.68}{2} \times \frac{374.80}{7.965 + 374.80} = 9.27 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 9.27 \text{ KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{9.27}{1 \times 150} = 0.061 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.061 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**Selon  $L_y$  :**

$$\text{En travée : on a } \rho = 0.38 \leq 0.4 \Rightarrow A_y^t = \frac{A_x^t}{4} = \frac{20.01}{4} = 5.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_y^t = A_x^t = 7 \text{ HA } 10 = 5.50 \text{ cm}^2 \text{ et } S_t = 20 \text{ cm.}$$

**Calcul à l'ELS :**

$$p_s = 7.97 \text{ KN/m}$$

$$M_x^0 = 24.29 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = 6.29 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 20.64 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 5.34 \text{ KN.m}$$

**Vérification des contraintes :**

Fissuration peu préjudiciable, on vérifie uniquement les contraintes dans le béton.

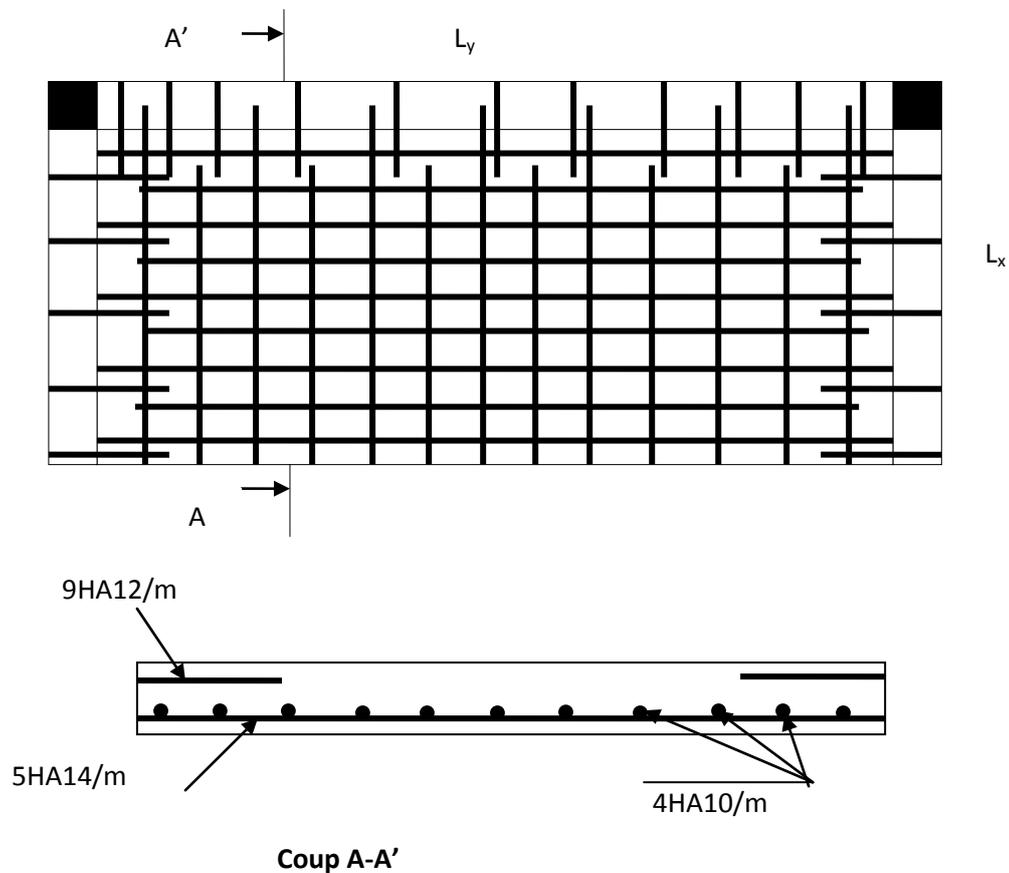
$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc}, \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

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

**Tableau III.20 : Vérification des contraintes.**

Sens	$M_{ser}$	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
X-X	20.64	4.77	5.08	8857.95	11,83	15	vérifié
Y-Y	5.34	1.29	2.35	2234.51	5.61	15	vérifié

- Schéma de ferrailage :



**Figure.III.12:** Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis.

**III.3 Etude des escaliers :**

**Type01:**

$e=15cm$

- Calcul à la flexion simple

Calcul des sollicitations: (chapitre II)

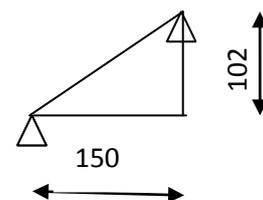
$G=7.86$

$Q=2.5$

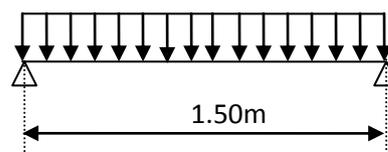
$q=1.35Gv+1.5Q=14.36KN/m$

$Ra=10.77KN$

$Rb=10.77KN$



**Figure III.13 :** Schéma statique



**Figure.III.14.:** Schéma de chargement

**A I ELU**

$$\text{En travée : } M_t = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14.36 \times 1.50^2}{8} = 4.038 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = 0.4 \times 4.038 = 1.615 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 14.36 \times \frac{1.50}{2} = 10.77 \text{ KN}$$

**A I ELS**

$$q_s = 10.36 \text{ KN/ml}$$

$$\text{En travée : } M_t = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10.36 \times 1.50^2}{8} = 2.91 \text{ KN.m}$$

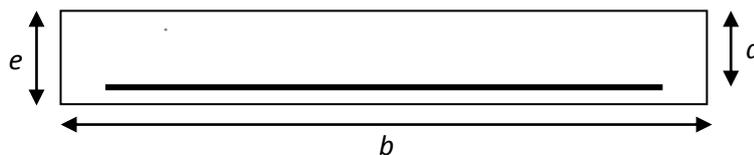
$$\text{En appui : } M_a = 0.4 \times 2.91 = 1.165 \text{ KN.m}$$

**Calcul des armatures à l'ELU****A. Calcul des armatures longitudinales**

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

Les caractéristiques géométriques de la section sont :

$$S = b \times e \quad \text{avec } (b = 100 \text{ cm ; } e = 15 \text{ cm}) \quad \text{et} \quad d = 13 \text{ cm}$$



**Figure.III.15:** Section de calcul d'escalier.

- **En travée :**

$$M_t = 4.038 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{4.038 \times 10^{-3}}{1 \cdot (0.13)^2 \cdot 14.2} = 0.0168$$

$$\mu_{bu} = 0.0168 < \mu_t = 0.392.$$

→ Pivot A et les armatures comprimées sont pas nécessaires ( $A'_s = 0$ ).

$$\varepsilon_s = 10\% \quad \text{et} \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0212$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.128$$

La section d'armatures tendues vaut :

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot f_{st}} = \frac{4.038 \times 10^{-3}}{0.128 \times 348} = 0.90 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

$$M^a = -1.615 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.615 \times 10^{-3}}{1 \cdot (0.16)^2 \cdot 14.2} = 0.0045$$

$$\mu_{bu} = 0.0045 < \mu_l = 0.392.$$

$$\alpha = 0.00569 \rightarrow Z = 0.159 \text{ m}$$

La section d'armatures tendues vaut :  $A_s = \frac{1.615 \times 10^{-3}}{0.159 \times 348} = 0.29 \text{ cm}^2$

### B. Calcul des armatures de répartition

Selon l'article **E. 8. 2. 41 du BAEL91** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à  $\frac{A}{4}$  alors :

$$A_r \geq A_s/4 \Rightarrow$$

En travée :  $A_{rt} = 2.01/4 = 0.5 \text{ cm}^2$ .

En appui :  $A_{ra} = 0.5/4 = 0.125 \text{ cm}^2$ .

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on adopte  $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (appuis et travée).

### C. Calcul des armatures transversales

D'après le **BAEL91** (article A.5.2), il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

$$1. \bar{\tau}_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < 0,05 f_{c28} \Leftrightarrow \bar{\tau}_u = \frac{10.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0828 < 0,05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

2. Il n'y a pas de reprise de bétonnage.....vérifiée.

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

### Les vérifications à l'ELU

**a) Condition de non fragilité** (BAEL 91 Article : A.4.2)

$$A_s \leq A_s^{\min}$$

$$A_s^{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $A_s = 0,90 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\min} = 1,569 \text{ cm}^2 \rightarrow$  vérifier

**Aux appuis :**  $A_s = 0,29 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\min} = 1,569 \text{ cm}^2 \rightarrow$  vérifier

Donc on ferraille avec  $A_{\min} = 1,569 \text{ cm}^2$ , on adopte : (4HA10)/ml =  $3,14 \text{ cm}^2$

**b) Vérification de l'espacement des armatures** (BAEL 91 Art : A.8.2.41)

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

Armatures longitudinales :  $S_t = 25 \leq \min(3 \times h ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$  .....Vérifiée

Armatures secondaires :  $S_t = 25 \leq \min(4 \times h ; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$  ..... Vérifiée

$\rightarrow$  Ces conditions sont vérifiées dans les deux directions.

**Vérification de l'effort tranchant** (BAEL 91 Article : A.5.1, 211)

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\overline{\tau}_U = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{Tel que : } \tau_U = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_U$$

$$\tau_U = \frac{10,77 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,0828 \text{ MPa} < \overline{\tau}_U = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

$\Rightarrow$  Pas de rupture par cisaillement

**a) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement** (BAEL91Article : A.5.1, 321)

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq (T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (10.77 \times 10^{-3} - \frac{4.038 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15}{400} = -0.682 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \geq -0.682 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**b) L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :**

D'après le **BAEL91** / article 5. 13. 2 on a deux types :

➤ **L'influence sur le béton** (BAEL91/ article : A.5.1, 313)

On vérifie que :

$$T_U \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot a \cdot b \quad \text{Avec } a \approx 0,9 \cdot d = 0,9 \times 0,13 \quad a = 0,117 \text{ m}$$

$$T_U \leq 0,4 \cdot \frac{25 \cdot 10^3}{1,5} \cdot 0,117 \cdot 1 \Rightarrow 10,77 \text{ KN} \leq 780 \text{ KN} \quad \text{Vérifié}$$

**L'influence sur les armatures longitudinales** (article : A.5.1, 321)

$$\text{On vérifie que : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \cdot T_{\max}^a = \frac{1.15}{400} \times 10.77 \cdot 10^{-3} = 0.309 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 4.02 \text{ cm}^2 \geq 0.309 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**e) Vérification de l'adhérence des armatures tendues** (BAEL91 Article : A.6.1, 3)

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} \times \frac{A_{sl}}{A_s} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

$\sum \mu_i$  : La somme des périmètres utiles des barres ou des paquets =  $\pi \times n \times \phi$ .

$A_{sl}$  : Section d'armature d'un paquet de barres.

$A_s$  : Section totale d'armature.

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence à l'ELU.

$\bar{\tau}_{se}$  : Contrainte admissible d'adhérence.

$\psi_s$  : Coefficient de scellement des barres.

$\psi_s = 1$  pour les R.L     $\psi_s = 1,5$  pour les H.A

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} \times \frac{A_{SI}}{A_S}, \quad \sum \mu_i = 6 \cdot \pi \cdot 0,8 = 15,07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{10,77 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,13 \cdot 0,1507} \times \frac{0,50}{2,01} = 0,15 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_S \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifier.}$$

**f) Longueur de scellement** (BAEL 91 Article : A.6.1, 221)

$$l_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{0,6 \cdot \psi_S^2 \cdot f_{t28}}$$

Avec :

$l_s$  : Longueur de scellement.

$\phi$  : Diamètre de la barre.

$f_e$  : Limite élastique des aciers.

$\psi_S$  : Coefficient de scellement des barres.

$\psi_S = 1$  pour les R.L

$\psi_S = 1,5$  pour les H.A

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

$$l_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{0,6 \cdot \psi_S^2 \cdot f_{t28}} = \frac{0,8}{4} \times \frac{400}{0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1} = 28,22 \text{ cm}$$

**g) Vérification de l'espacement des armatures** (BAEL 91 Art : A.8.2.41)

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

Armatures longitudinales :  $S_t = 17 \leq \min (3 \times h ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Vérifiée

Armatures secondaires :  $S_t = 25 \leq \min (4 \times h ; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Vérifiée

→ Ces conditions sont vérifiées dans les deux directions.

**Calcul des sollicitations à l'ELS**

$$q_{sv} = 10.36 \text{ KN/ml};$$

Le calcul se fait de la même manière que l'ELU

$$R_A = 7.77 \text{ KN.m}; \quad R_B = 7.77 \text{ KN.m.}$$

$$M_0 = M_{\max} = 2.91 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^{ser} = 0.75 \times M_0 = 0.75 \times 2.91 = 2.18 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^{ser} = 0.5 \times M_0 = 0.5 \times 2.91 = -1.45 \text{ KN.m.}$$

$$T_{\max} = 7.77 \text{ KN.}$$

**Les vérifications à l'ELS**

$$M_t^{ser} = 2.18 \text{ KN.m}, \quad T_{ser} = 7.77 \text{ KN}$$

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

**a) Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures (BAEL91 Art : B.7.3.)**

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, donc la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

**b) Etat- limite de compression du béton (BAEL 91 article : B.6.5, 1)**

On a une fissuration peu nuisible, donc on doit vérifier la contrainte du béton comprimé

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de calcul du béton à l'ELS.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible à l'ELS.

A: section d'armatures tendues;

$M_{Ser}$  : Moment de flexion à l'ELS.

I: moment d'inertie donné par cette équation :  $I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A_s' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2$

Y : racine de l'équation  $\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A_s + A_s') \cdot y - 15 \cdot (A_s \cdot d + A_s' \cdot d') = 0$

En travée :  $M_{ser}^t = 2.18 \text{ KN.m}$  ;  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$  ;  $d = 13 \text{ cm}$  et  $b = 100 \text{ cm}$ .

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot 2.01 \cdot y - 15 \cdot 2.01 \cdot 13 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.11 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} \cdot (3.11)^3 + 15 \cdot 2.01 \cdot (13 - 3.11)^2$$

$$\Rightarrow I = 3951.71 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^t}{I} \cdot y = \frac{2.18 \cdot 10^3}{3951.71} \cdot 3.11 = 1.71 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifier.}$$

En appuis :  $M_{ser}^a = 1.165 \text{ KN.m}$ ,  $d' = 13 \text{ cm}$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s' \cdot y - 15 \cdot A_s' \cdot d = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot 2.01 \cdot y - 15 \cdot 2.01 \cdot 13 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,11 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A_s' \cdot (y - d')^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} \cdot 3.11^3 + 15 \cdot 2.01 \cdot (3.11 - 13)^2$$

$$\Rightarrow I = 3951.71 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^a}{I} \cdot y = \frac{1.165 \cdot 10^3}{3951.71} \cdot 3.11 = 0.916 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow 0 \text{ Vérifier.}$$

### c) Etat limite de déformation (BAEL91 Art : B. 6. 5. 1)

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \text{MAX} \left( \frac{3}{80} ; \frac{M_{ser}^t}{20 \times M_0} \right) \\ 2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\text{MAX} \left( \frac{3}{80} ; \frac{M_{ser}^t}{20 \times M_0} \right) = \text{MAX} \left( \frac{3}{80} ; \frac{2.18}{20 \times 2.91} \right) = 0.0375.$$

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0.1 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

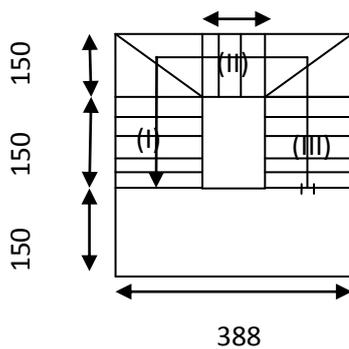
Calcul d'escalier typ  $\hat{103}$ 

Figure II.16 : escalier type 2

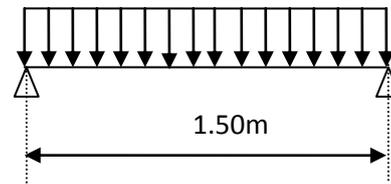


Figure. II.17: Schéma statique avec chargement

## Ferrailage de la volée (I) et (III) :

- Les charges et surcharges (chapitre 2)  
 $G = 8.5 \text{ KN} / \text{m}$   
 $Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}$
- Moments et l'effort tranchant :

## À l'ELU

$$q = 1.35G + 1.5Q = 15.22 \text{ KN/m}$$

$$M_{\max}^u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15.22 \times 1.50^2}{8} = 4.28 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 15.22 \times \frac{1.50}{2} = 11.415 \text{ KN}$$

En travée :

$$M^{\max} = 0.85 \times M_{\max}^u = 3.638 \text{ KN.m}$$

En Appuis :

$$M_a = -0.4 \times M_{\max}^u = -1.71 \text{ KN.m}$$

## À l'ELS

$$q_s = G + Q = 11 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$M^s_{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = 3.09 \text{KN.m}$$

$$V_s = \frac{q_s \times l}{2} = 8.25 \text{KN}.$$

En travée :

$$M_t = 0.85 \times M^s_{\max} = 2.629 \text{KN.m}$$

En appuis :

$$M_a = -0.4 \times M^s_{\max} = -1.236 \text{KN.m}$$

- **Calcul du ferrailage :**

Caractéristique de la section :  $b=100\text{cm}$ ,  $e=15\text{cm}$  et  $d=13\text{cm}$

**En travée :**

-Armatures principales :

$$\mu_{bu} = 0.015$$

$$\alpha = 0.019$$

$$z = 0.129$$

$$A = 0.81 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{on choisit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

-Armatures de répartition :

$$A_s = \frac{A}{4} = 0.5 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{on choisit } 4\text{T}8 = 2.01 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

**En appuis :**

$$\mu_{bu} = 0.0071$$

$$\alpha = 0.089$$

$$z = 0.129$$

$$A = 0.378 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{on choisit } 4\text{T}8 = 2.01 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

**Armatures de répartition :**

$$A_r^t = A_t / 4 = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_r^a = A_a / 4 = 0.50 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures:**

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_r^t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_r^a = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à l'ELU :**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times 2,1 / 400 = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$\text{On a : } A = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition vérifiée.

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{11.415 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0878 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > \left(V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(11.415 \times 10^{-3} - \frac{3.638 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}\right) \times \frac{1.15}{400} = -0.565 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée}.$$

✓ **Ecartement des barres :**

Armatures longitudinales :  $S_t \leq (3 \times e ; 33) \text{ cm} = 25 \text{ cm}$

Armatures transversales :  $S_t \leq (4 \times e ; 45) \text{ cm} = 25 \text{ cm}$

❖ **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 la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 \text{MPa} \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9 \cdot d \cdot \sum U_i$$

$$\sum U_i : \text{Somme des périmètres des barres} = \pi \times n \times \phi$$

$$\sum U_i = n \times \Phi \times \pi = 4 \times 1 \times 3.14 = 12.56 \text{cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{8.25 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 12.56 \times 10^{-2}} = 0.56 \text{MPa}$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \quad \text{tel que : } M_{ser} = 3.09 \text{KN.m}$$

$$y = 3.11 \text{cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = 3.951 \times 10^{-5} \text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y_{ser}}{I} = 2.43 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.43 < 15 \text{MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

✓ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

$$(1) : 0.1 > 0.0625 \quad \text{condition vérifiée.}$$

(2) :  $0.1 > 0.085$  condition vérifiée.

(3) :  $0.0015 < 0.0105$  condition vérifiée.

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

#### Pour la volée (II) :

Elle sera étudiée comme une console encastrée dans la poutre palière

- **Les charges : (chapitre II)**

$$G = 7.75 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

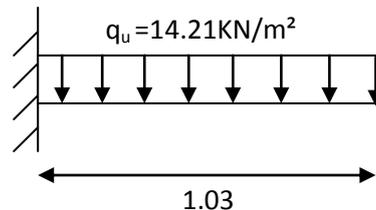


Figure II.18 Schéma statique de la volée (II)

- **Calcul des sollicitations :**

##### A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 14.21 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 7.537 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u l = 14.636 \text{ KN.m}$$

##### A l'ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 7.75 + 2.5 = 10.25 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} = 5.437 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s l = 10.557 \text{ KN}.$$

- **Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m.

$$\mu_{bu} = 0.031$$

$$\alpha = 0.039$$

$$z = 0.1279$$

$$A = 1.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{on choisit } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Calcul des armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.50 \text{ cm}^2. \text{ On choisit des 4T8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérifications**

à l'ELU :

**a) Condition de non fragilité :**On calcule  $A_{\min}$  :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times 2,1 / 400 = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On a :  $A > A_{\min}$  Condition vérifiée.**b) Calcul des espacements :**

$$S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \quad \text{on adopte } S_t = 25 \text{ cm}$$

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \tau_u^- = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{14.636 \times 10^3}{1 \times 0.13} = 0.112 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

**Vérification à l'ELS :****a) la contrainte dans le béton :**

$$A = 2.01 \text{ cm}^2, \quad Y = 3.11 \text{ cm}, \quad I = 3.951 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y_{ser}}{I} = 4.278 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.278 < 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

**b) Vérification de la flèche :**

- $\frac{h}{l} = 0.14 \geq \frac{1}{16}$  vérifiée.
- $\frac{A}{b \times d} = 0.0016 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$  vérifiée.

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

• Schéma de ferrailage de l'escalier type(I) :

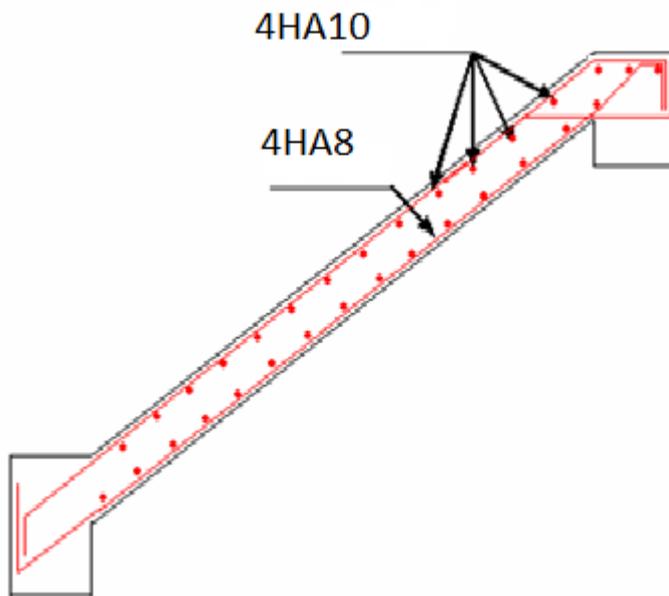


Figure III.19 Schéma de ferrailage de volée

• Schéma de ferrailage de l'escalier type(II) :

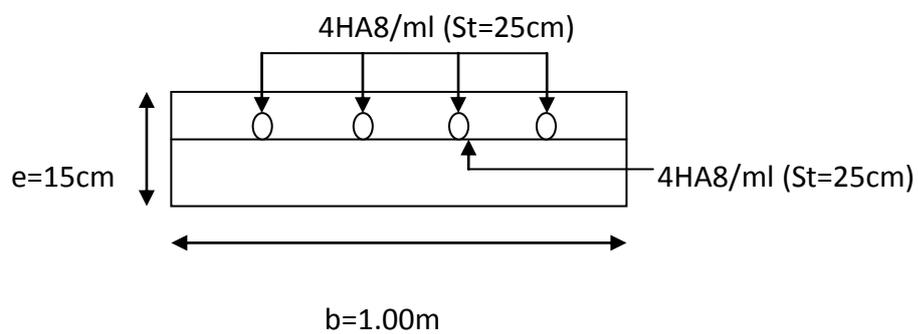


Figure III.20 Schéma de ferrailage de volée (II)

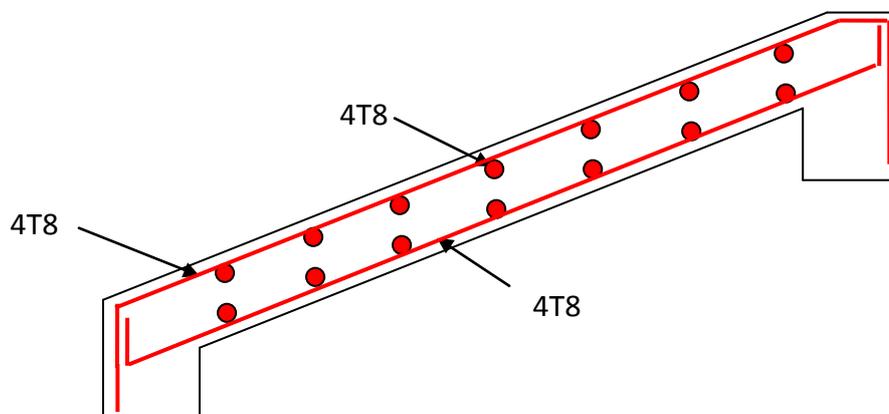
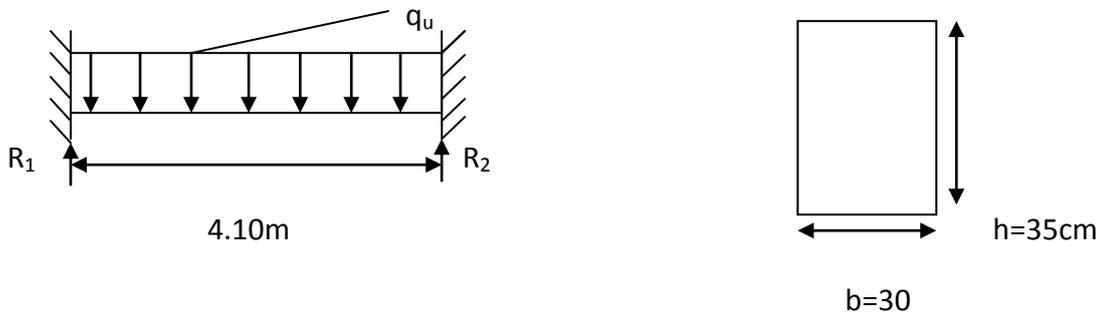


Figure III.21. Schéma de ferrailage des volées (I) et (III)

**Etude de la poutre brisée :**

La poutre brisée est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous tranchants. Elle est calculée à la flexion simple et à la torsion.



**Figure III.22** Schéma de chargement de la poutre brisée

▪ **Le pré dimensionnement :**

On doit vérifier les conditions de la flèche :

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{388}{16} \leq h \leq \frac{388}{10}$$

$$24.25cm \leq h \leq 38.8cm.$$

Donc on prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} b=30 \\ h=35 \end{array} \right.$$

▪ **Vérification des conditions du RPA :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b=30cm \\ h=30cm \\ h/b=1.16 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{vérifiée pour } (b \times h) = (30 \times 35)$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

**Evaluation des sollicitations :**

Pour calculer les sollicitations, on considère la poutre bi encastree a ses deux extremités:

**Tableau III.21:** Evaluation des charges.

Chargement	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )	La charge (KN/ml)
Poids propre de la poutre	25	0.3 x 0.35	$\frac{0.3 \times 0.35 \times 25}{\cos(33.43^\circ)} = 3.14$ KN/ml
Poids de la paille	$\begin{cases} q_v = G_v \times 1.2 \\ Q_v = Q \times 1.2 \end{cases}$	/	$\begin{cases} 8.5$ KN/ml $3$ KN/ml
Poids de mur de la volée	$g_m = G_m \times 1.2$	/	2.55KN/ml

**Calcul à la flexion simple :**

Calcul a l'ELU :

Calcul des sollicitations :

**Tableau III.22:** calcul des sollicitations.

Combinaison de charge	1.35×G+1.5×Q	23.65 KN/ml
Réaction en travée	$R_1=R_2=\frac{q_u \times l}{2}$	45.89 KN
Moment en travée(KN.M)	$M_{tu}=\frac{q_u \times l^2}{24}$	14.83 KN.m
Moment sur appuis	$M_u^a=\frac{q_u \times l^2}{12}$	-29.66 KN.m

Ferraillage de la poutre brisée :

**Tableau.III.23:** Ferraillage de la poutre brisée.

Données		
Géométrie	Largeur de la poutre	b=0.30 m
	Hauteur de la section	h=0.35 m
	Hauteur utile des aciers tendus	d=0.32 m
	Hauteur utile des aciers comprimés	c=0.02 m
Matériau	Contrainte de l'acier utilise	f <sub>e</sub> =400 MPA
	Contrainte de béton à 28 jours	F <sub>c28</sub> =25 MPA
	Condition de fissuration	Peu préjudiciable

Position	Mu(KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	14.83 KN.m	0.0339	0.043	31.44	1.35	1.15
En appui	-29.66 KN.m	0.067	0.088	30.86	2.76	1.15

Calcul de l'effort tranchant :

**Tableau III.24** Vérification de l'effort tranchant

La charge à l'ELU	$Q_u$	23.65
L'effort tranchant	$V_u = \frac{q_u \times l}{2}$	45.88
Contrainte de cisaillement	$\tau = \frac{V_u}{b \times d}$	0.477
Contrainte de cisaillement admissible (FPN)	$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right)$	3.33
Vérification de cisaillement	$\tau < \bar{\tau}_U$	Vérifiée

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

**Influence sur béton :**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28} \quad \text{avec : } a = 0.9 \times d = 0.9 \times 32 = 28.8$$

$$V^{\max} = 0.267 \times 0.288 \times 0.3 \times 25 \times 10^3 = 576.72 \text{ KN} > 35.39.$$

- **Influence sur les armatures inférieures :**

$$V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \leq 0 \quad \Rightarrow \quad 45.88 \times 10^3 - \frac{29.66 \times 10^3}{0.9 \times 0.32} = -57.106 \text{ KN} < 0$$

Les armatures inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Calcul des armatures transversales à la flexion simple :

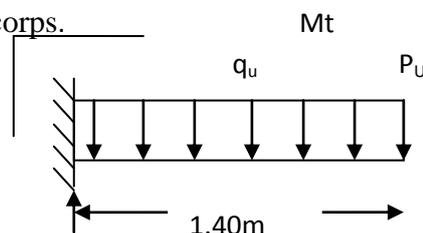
$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \quad \Rightarrow \quad A_t = \frac{0.4 \times 300 \times 200}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} \quad \Rightarrow \quad A_t = \frac{30 \times 20 \times (0.477 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -0.28 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc on prend :  $A_t = 0.6 \text{ cm}^2$

**Calcul à la torsion:** CBA93 (Art A.5.4)

$M_{\text{tor}}$ : calculé par la méthode d'RDM, ce moment engendre par les charges ramenées par la volée et la charge de garde corps.



**Figure III.23** : Schéma de chargement dans le cas de torsion.

$$M_t = \frac{q_v \times l^2}{2} + p \times l \quad \Rightarrow \quad \frac{12.79 \times (1.4)^2}{2} + 1.35 \times 1.4$$

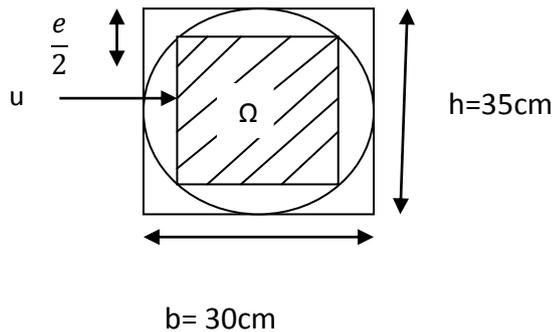
Avec  $p$  : poids de garde corps.

$$p_u = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN}$$

L'expérience montre que pour une section pleine, le noyau de cette dernière ne joue aucun rôle dans l'ELU de la torsion donc on considère une section creuse d'épaisseur fictive.

**Principe :**

La section réelle est remplacée par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.



**Figure III.24 :** section considérée dans le calcul a la torsion.

$$e = \Phi / 6 = 30 / 6 = 5\text{cm}$$

Calcul de  $\Omega$  :

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (35 - 5) \times (30 - 5) = 750\text{cm}^2$$

Calcul de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_{toe} = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{12.79 \times 10^{-3}}{2 \times 5 \times 10^{-2} \times 750 \times 10^{-4}} = 1.70\text{MPa}$$

Calcul de u (périmètre de  $\Omega$ ) :

$$u = 2 \times [(b - e) \times (h - e)] = 2 \times [(35 - 5) + (30 - 5)] = 110\text{cm}$$

- **Le ferrailage :**

La section d'armatures longitudinales et transversales est donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{A_l \times f_e}{u \times \gamma_s} = \frac{M_t}{2 \times \Omega} \dots\dots\dots \text{Article.5.4.4 BAEL91}$$

**Armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} = \frac{12.79 \times 10^{-3} \times 1.1 \times 1.15}{2 \times 400 \times 750 \times 10^{-4}} = 2.69\text{cm}^2$$

**Armatures transversales :**

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{12.79 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 400} = 0.49 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

La section de ferrailage total ( $A_t$ ) est calculée en flexion+torsion et elle est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau III.25 :** résumé des calculs.

Moment (KN.m)	Flexion simple		Torsion
	En travée	En appui	
	14.83	29.66	12.79
Armatures longitudinales(KN.m)	1.35	2.76	2.69
Armatures transversales(KN.m)	0.6	/	0.49
contrainte de cisaillement (MPa)	0.477	0.477	1.70

Le ferrailage opté est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau III.26:** ferrailage opté

Ferrailage	Flexion simple		torsion	$A_{total}$		$A_{opté}$	
	En travée	En appui		En travée	En appui	En travée	En appui
Armatures longitudinales	1.35	2.76	2.69	2.02	2.725	2T12=2.26	2T12+1T10=3.05
Armatures transversales	0.6		0.49	0.6+0.49=1.09		3φ8=1.51 (1cadreφ8,épingleφ8, St=20cm	

**Vérification de La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = 1.7 + 0.477 = 2.177 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

Le pourcentage minimum en travée :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times S_t \times b}{f_e} = \frac{0.4 \times 300 \times 200}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

Avec :  $A_t = 2.26 \text{ cm}^2 \geq 0.6 \text{ cm}^2$  .....vérifiée.

Calcul a l'ELS :

**Tableau III.27:** calcul des sollicitations

Combinaison de charge	$1.35 \times G + 1.5 \times Q$	17.19 KN/ml
Réaction en travée	$R_1 = R_2 = \frac{q_s \times l}{2}$	33.34 KN
Moment en travée(KN.M)	$M_{ts} = \frac{q_s \times l^2}{24}$	10.78 KN.m
Moment sur appuis	$M_s^a = \frac{q_s \times l^2}{12}$	-21.56 KN.m

**Tableau III.28:** Vérification des contraintes

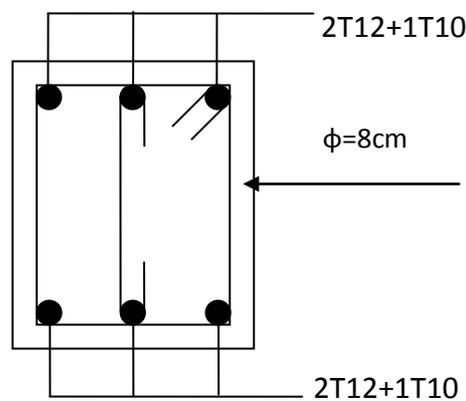
Position	Ms(KN.m)	Y	I	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma = \frac{M_{ser}}{I} \times Y$	$\bar{\sigma}$	observation
Travée	10.78	0.0111	0.025	2.26	4.78	15	Vérifiée
En appui	-21.56	0.01178	0.0322	3.05	7.88	15	vérifiée

**Vérification de la flèche :**

**Tableau III.29:** Vérification de la flèche.

$h/L > 1/16$	0.090	0.0625	Vérifiée
$h/L > Mt/10Mo$	0.090	0.033	Vérifiée
$A_s/bd < 4.2/f_e$	0.00235	0.0105	Vérifiée

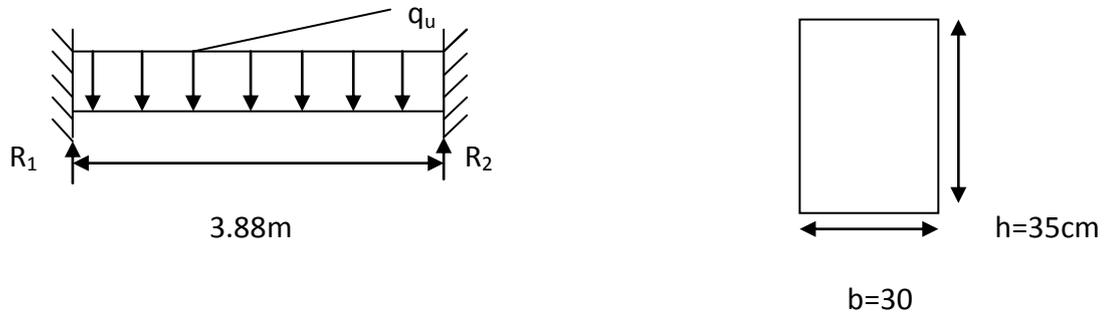
**Le schéma de ferrailage :**



**Figure II.25.** Schéma de ferrailage de la poutre brisée

**Calcul de la poutre palière :**

La poutre brisée est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous tranchants. Elle est calculée à la flexion simple et a la torsion.



**Figure III.26** Schéma de chargement de la poutre palière.

**Le pré dimensionnement :**

On doit vérifier les conditions de la flèche :

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{388}{16} \leq h \leq \frac{388}{10}$$

$$24.25cm \leq h \leq 38.8cm.$$

Donc on prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} b=30 \\ h=35 \end{array} \right.$$

▪ **Vérification des conditions du RPA :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b=30cm \\ h=30cm \\ h/b=1.16 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{vérifiée pour } (b \times h) = (30 \times 35)$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

**Evaluation des sollicitations :**

Pour calculer les sollicitations, on considère la poutre bi encastree a ses deux extremités:

**Tableau III.30:** Evaluation des charges.

Chargement	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )	La charge (KN/ml)
Poids propre de la poutre	25	0.3 x 0.35	2.625KN/ml
Poids de la paillasse	3.75	1.5	5.625KN/ml
Poids propre de la volée	5.1	0.27	1.377KN/ml

- **Calcul à la flexion simple :**

Calcul a l'ELU :

Calcul des sollicitations :

$$G=2.625+5.625+1.377=9.627 \text{ KN/ml}$$

$$Q=(1.5+0.27)\times 2.5=4.425 \text{ KN/ml}$$

**Tableau III.31:** calcul des sollicitations.

Combinaison de charge	$1.35\times G+1.5\times Q$	19.63 KN/ml
Réaction en travée	$R_1=R_2=\frac{q_u \times l}{2}$	38.08 KN
Moment en travée(KN.M)	$M_{tu}=\frac{q_u \times l^2}{24}$	12.31 KN.m
Moment sur appuis	$M_u^a=\frac{q_u \times l^2}{12}$	-24.62 KN.m

Ferraillage de la poutre palière :

**Tableau III.32:**Ferraillage de la poutre palière.

Données		
Géométrie	Largeur de la poutre	b=0.30 m
	Hauteur de la section	h=0.35 m
	Hauteur utile des aciers tendus	d=0.32 m
	Hauteur utile des aciers comprimés	c=0.02 m
Matériau	Contrainte de l'acier utilise	f <sub>e</sub> =400 MPA
	Contrainte de béton à 28 jours	F <sub>c28</sub> =25 MPA
	Condition de fissuration	Peu préjudiciable

Position	Mu(KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	12.31 KN.m	0.0282	0.0357	31.54	1.12	5.25
En appui	-24.62 KN.m	0.056	0.0726	31.06	2.27	5.25

Calcul de l'effort tranchant :

**Tableau III.33:** vérification de l'effort tranchant

La charge a l'ELU	Qu	19.63
L'effort tranchant	$V_u = \frac{q_u \times l}{2}$	38.08
Contrainte de cisaillement	$\tau = \frac{V_u}{b \times d}$	0.396
Contrainte de cisaillement admissible (FPN)	$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right)$	3.33
Vérification de cisaillement	$\tau < \bar{\tau}_U$	Vérifiée

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

Influence sur béton :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28} \quad \text{avec : } a = 0.9 \times d = 0.9 \times 32 = 28.8$$

$$V_u^{\max} = 0.267 \times 0.288 \times 0.3 \times 25 \times 10^3 = 576.72 \text{ KN} > 38.08.$$

- Influence sur les armatures inférieures :

$$V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \leq 0 \implies 38.08 \times 10^3 - \frac{24.62 \times 10^3}{0.9 \times 0.32} = -47.406 \text{ KN} < 0$$

Les armatures inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Calcul des armatures transversales à la flexion simple :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \implies A_t = \frac{0.4 \times 300 \times 200}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} \implies A_t = \frac{30 \times 20 \times (0.396 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -0.438 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc on prend :  $A_t = 0.6 \text{ cm}^2$

- **Calcul a la torsion: CBA93 (Art A.5.4)**

$M_{\text{tor}}$ : calculé par la méthode d'RDM, ce moment engendre par les charges ramenées par la volée et le palière.

$$M_t = M_a = 24.62 \text{ KN.m}$$

L'expérience montre que pour une section pleine, le noyau de cette dernière ne joue aucun rôle dans l'ELU de la torsion donc on considère une section creuse d'épaisseur fictive.

**Principe :**

La section réelle est remplacée par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

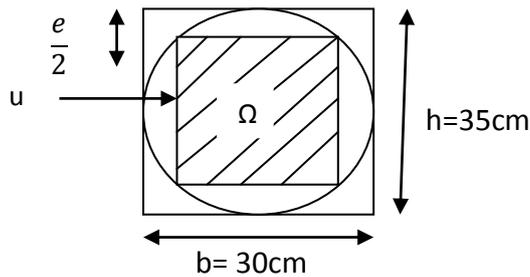


Figure III.27 : section considérée dans le calcul a la torsion.

$$e = \Phi / 6 = 30 / 6 = 5\text{cm}$$

Calcul de  $\Omega$  :

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (35 - 5) \times (30 - 5) = 750\text{cm}^2$$

Calcul de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_{ioe} = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{24.62 \times 10^{-3}}{2 \times 5 \times 10^{-2} \times 750 \times 10^{-4}} = 3.28\text{MPa}$$

Calcul de u (périmètre de  $\Omega$ ) :

$$u = 2 \times [(b - e) \times (h - e)] = 2 \times [(35 - 5) + (30 - 5)] = 110\text{cm}$$

- **Le ferrailage :**

La section d'armatures longitudinales et transversales est donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{A_l \times f_e}{u \times \gamma_s} = \frac{M_t}{2 \times \Omega} \dots\dots\dots\text{Article.5.4.4 BAEL91}$$

**Armatures longitudinales :**

$$A_t = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} = \frac{24.62 \times 10^{-3} \times 1.1 \times 1.15}{2 \times 400 \times 750 \times 10^{-4}} = 5.19\text{cm}^2$$

**Armatures transversales :**

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{24.62 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 400} = 0.94\text{cm}^2$$

**Conclusion :**

La section de ferrailage total( $A_t$ ) est calculée en flexion+torsion et elle est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau III.34:** résumé des calculs.

Moment (KN.m)	Flexion simple		Torsion
	En travée	En appui	
	12.31	24.62	24.62
Armatures longitudinales(KN.m)	1.12	2.27	5.19
Armatures transversales(KN.m)	0.6	/	0.94
contrainte de cisaillement (MPa)	0.396	0.396	3.28

Le ferrailage opté est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau III.35:** ferrailage opté

Ferrailage	Flexion simple		Torsion	$A_{total}$		$A_{dopte}$
	En travée	En appui		En travée	En appui	$A_t=A_{app}$
Armatures longitudinales	5.25	5.25	5.19	5.22	5.22	3T14+2T12=6.88
Armatures transversales	0.6		0.94	0.6+0.94=1.54		3φ8=1.51 (1cadreφ8,épingleφ8, St=20cm

**Vérification de La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \sqrt{3.28^2 + 0.396^2} = 3.30MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa \text{ condition vérifiée.}$$

**Calcul a l'ELS :**

**Tableau III.36:**calcul des sollicitations

Combinaison de charge	G+Q	14.052KN/ml
Réaction en travée	$R_1=R_2=\frac{q_s \times l}{2}$	27.26 KN
Moment en travée(KN.M)	$M_{ts}=\frac{q_s \times l^2}{24}$	8.81 KN.m
Moment sur appuis	$M_s^a=\frac{q_s \times l^2}{12}$	-17.62 KN.m

**Tableau III.37:** Vérification de la contrainte de béton.

Position	Ms(KN.m)	Y	I	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma = \frac{M_{ser}}{I} \times Y$	$\bar{\sigma}$	observation
Travée	8.81 KN.m	0.12	46951.2	6.88	2.25	15	Vérifiée
En appui	-17.62 KN.m	0.12	46951.2	6.88	4.503	15	vérifiée

Vérification de la flèche :

Tableau III.38: Vérification de la flèche.

$h/L > 1/16$	0.0902	0.0625	Vérifiée
$h/L > Mt/10Mo$	0.0902	0.013	Vérifiée
$As/bd < 4.2/fe$	0.00716	0.0105	Vérifiée

Le schéma de ferrailage :

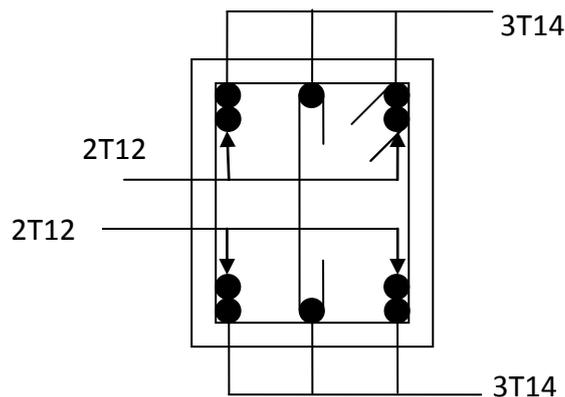


Figure.III.28 Schéma de ferrailage de la poutre brisée

### III.4 ETUDE DE L'ACROTÈRE

Hypothèse de calcul :

- 1-) Le calcul se fait pour une bande de 1 ml
- 2-) Type de fissuration est préjudiciable.
- 3-) Le calcul se fait à la flexion composée.

-Evaluation des charges et surcharges :

Poids propre :  $G = 2.11 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due à la main courant :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due au séisme qui est de  $F_p = 4 A C_p W_p$

$A$  : Coefficient de l'accélération de la zone

$C_p$  : Facteur de la force horizontale

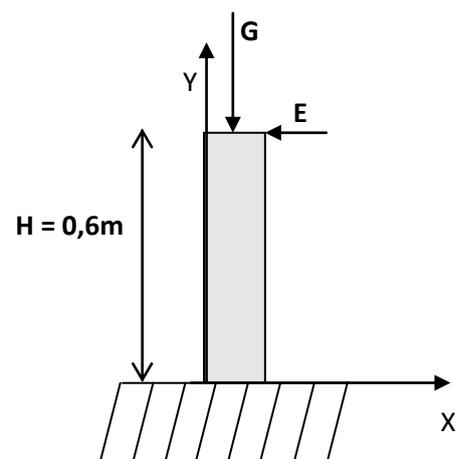


Figure III.29 : Schéma statique de l'acrotère

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère

Avec :  $A = 0.15$  (zone IIa, groupe 2)

$$C_p = 0.8$$

$$W_p = 2.11 \text{ KN/m}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.11 = 1.01 \text{ KN/ml}$$

**-Calcul de centre de gravité de la section :**

le centre de gravité de l'acrotère est donné par :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 5 + (10 \times 7) \times 15 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 13.33]}{60 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 6.20 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 30 + (10 \times 7) \times 53.5 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 58]}{60 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 33.01 \text{ cm}$$

**-Calcul des sollicitations :**

L'acrotère est sollicité par :

Un effort normale dû à son poids propre  $N_G = 2.11 \text{ KN}$

Un effort normal dû à la surcharge  $N_Q = 0$

Un effort dû à l'action sismique  $N_F = 0$

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$M_G = 0$$

$$M_E = E \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

-Combinaison d'action :

**Tableau III.39:** Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composé pour une bande de 1 ml.

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitation	G + Q + E	1.35G + 1.5 Q	G + Q
$N$ (KN)	2.11	2.84	2.11
$M$ (KN .m)	0.936	0.9	0.6

**Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion composée

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.84} = 0.32 \text{ m} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m} \dots\dots\dots(2)$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimé  $\Rightarrow$  le ferraillage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer  $e_1$

Par  $e$  (l'excentricité réelle de calcul).

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec  $e_1$ : excentricité structurelle = 0.32m

$e_a$ = excentricité accidentelle.

$$e_a = \max(2 \text{ cm} , \frac{h}{250}) \Rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm} , \frac{60}{250}) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 0.32 + 0.02 = 0.34 \text{ m}$$

$e_2$  : excentricité du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \phi)$$

Avec :  $l_f$  : Longueur de flambement  $l_f = 2h = 2 \times 0.6 = 1,2$  m

$h_0$  : Hauteur de la section  $h_0 = 10$ cm

$\alpha$  : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

$\phi$  : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2.

La vérification à faire est :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max \left( 15, \frac{20 e_1}{h_0} \right) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{1,2}{0.1} = 12 \leq \max \left( 15, \frac{20 \times 0.32}{0.1} \right) = 64$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité  $e_2$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{0.1 \times 10^4} (2 + 0) = 0.009$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.32 + 0.02 + 0.009 = 0.35 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées sont :  $N_u = 2.84$  m

$$M_u = N_u \times e = 2,84 \times 0.35 = 0.994 \text{ KN.m}$$

**À l'ÉLU :**

$$N_u = 2.84 \text{ KN}$$

$$M_u = 0.994 \text{ KN m}$$

Position du centre de pression :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{0.994}{2.84} = 0.35 \text{ cm}$$

$$e_G = 0.35 \text{ m} > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ cm} \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur}$$

N : Effort de compression et c en dehors de la section  $\Rightarrow$  section partiellement comprimée (spc).

spc  $\Rightarrow$  Calcul par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 1.08 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.012$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.015$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{1.08 \times 10^{-3}}{348 \times 0.079} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.39 - \frac{2.84 \times 10^{-3}}{348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Soit : 4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**-Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ T6} = 1.12 \text{ cm}^2$$

**-L'espacement :**

**-Armature principale :**

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

**-Armature de répartition :**

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

**-À l'ELS :**

La vérification à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier
2. Contrainte limite du béton

**- Contrainte limite de l'acier :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

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

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.11} = 0.28 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.056 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$|c| = e_G - e_y \Rightarrow |c| = 0.28 - 0.05 = 0.23 \text{ m}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow$$

$$P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times 0.23^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.23) = -0.16141 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0.23^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.23)^2 = -0.02474 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.15761 y_c - 0.02440 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.23 \leq y_c \leq -0.13$$

$$y_c = -0.22 \text{ m}$$

$$y = -0.22 + 0.23 = 0.01 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.01^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.01) = -1.61 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3} \times 0.01}{-1.61 \times 10^{-4}} = -0.037 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.11 \times 10^{-3}}{-1.61 \times 10^{-4}} (0.08 - 0.01) = -13.76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

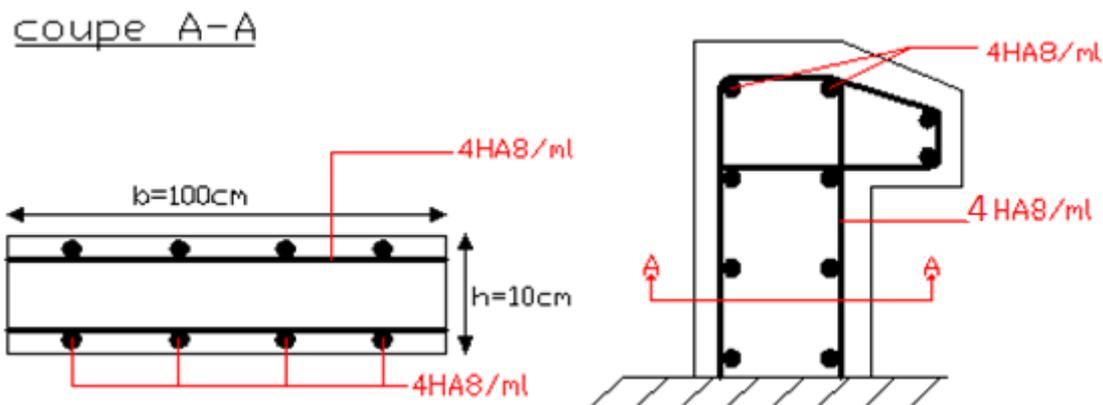


Figure III.30 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

### III.5 ÉTUDE DE L'ACENSEUR

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment. Il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre bâtiment on adopte un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes : (Annexe II)

La course maximale = 29.63 m

DM : La charge due à l'ascenseur = 43 kN

PM : La charge due à la machine = 15 kN

FC : Poids de la cuvette = 50 kN

La vitesse minimale = 0.63 m/s

Les dimensions de la cabine BK × TK × HK = (95 × 130 × 210) cm<sup>3</sup>

Les dimensions de la gaine : BS = l = 160 cm

TS = L = 170 cm

### Étude de la dalle pleine de locale des machines

#### Évaluation des charges et surcharges

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur  $h = 20$  cm

La charge nominale = 5 KN

$$P = PM + DM + \text{charge nominale} = 15 + 43 + 5 = 63 \text{ KN}$$

Poids propre de la dalle et des revêtements

On a un revêtement en béton d'épaisseur ( $e = 5$  cm)

$$G = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.05 = 6.1 \text{ KN}$$

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

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}^2$$

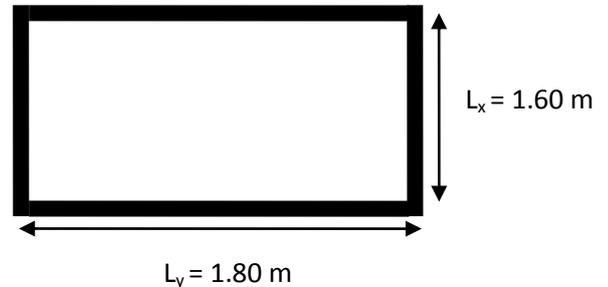


Figure III. 31 : Dalle sur quatre appuis

#### Charges uniformément réparties

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \alpha = \frac{1.80}{1.90} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

#### Les sollicitations

à l'ELU : ( $\nu = 0$ )

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x \Rightarrow M_x = 0.0410 \times 9.73 \times 1.80^2 = 1.30 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.8875 \times 1.30 = 1.15 \text{ KN.m}$$

#### Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 1.30 = 1.10 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 1.15 = 0.97 \text{ KN.m}$$

**Moment en appuis :**

$$M_a^x = -0.3 M_x = -0.3 \times 1.30 = -0.39 \text{ KN.m}$$

**Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

On prend des barres de  $\phi = 14 \text{ mm}$  pour le ferraillage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 20 - \left(\frac{1,4}{2} + 2\right) = 17.3 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 20 - \left(\frac{1,4}{2} + 1.4 + 2\right) = 15.9 \text{ cm}$$

**Tableau III.40 :** Tableau de ferraillage de la dalle de locale des machines.

Localisation	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t$ calculée (cm <sup>2</sup> )	$A_a$ calculée (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ adoptée (cm <sup>2</sup> )	$A_a$ adoptée (cm <sup>2</sup> )
Sens xx	1.10	-0.39	0.18	0.1	4 HA10=3.14	4 HA10=3.14
Sens yy	0.97	-0.39	0.16	0.1	4 HA10=3.14	4 HA10=3.14

**Vérification de condition de non fragilité**

Pour  $h > 12 \text{ cm}$  et  $\alpha \geq 0.4$  :

**En travée :** Sens xx :  $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) b h$

$$A_x = 36.14 \text{ cm}^2 > \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.95}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1.64 \text{ cm}^2$$

Sens yy :  $A_y \geq \rho_0 b h$

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

En appui :  $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) b h$

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) b h = 1.64 \text{ cm}^2$$

### Espacement des armatures

Armatures //  $L_x$  :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures //  $L_y$  :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

### Vérification au cisaillement

$$V_u = \frac{q_u L_x}{2} = \frac{9.73 \times 1.80}{2} = 8.76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{8.76 \times 10^{-3}}{1 \times 0.173} = 0.05 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

### Vérification à l'ELS

#### État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$q_s = G + Q = 7.1 \text{ KN/m}$$

à l'ELS : ( $\nu = 0.2$ )

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases} \quad (\text{Annexel})$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x \Rightarrow M_x = 0.0483 \times 7.1 \times 1.8^2 = 1.11 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.9236 \times 1.11 = 1.01 \text{ kN.m}$$

**Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 1.11 = 0.94 \text{ kN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 1.01 = 0.86 \text{ kN.m}$$

**Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 M_x = -0.3 \times 1.11 = -0.33 \text{ kN.m}$$

**Calcul des contraintes**

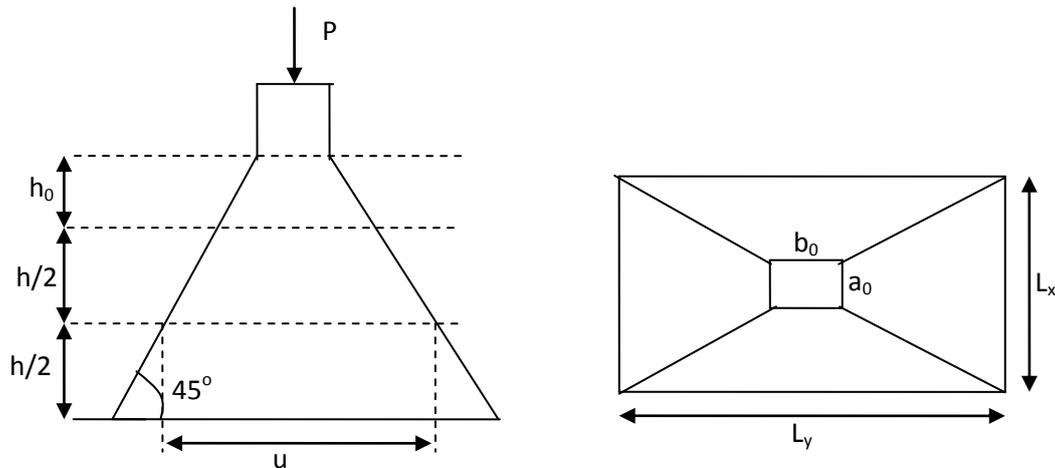
$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.41 : Vérification des contraintes.**

Localisation		M <sub>ser</sub> (kN.m)	A(cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)
<b>travée</b>	<b>Sens xx</b>	0.94	3.14	3.70	0.30
	<b>Sens yy</b>	0.86	3.14	3.70	0.30
<b>appui</b>		-0.33	3.14	3.70	0.10

Figure III.32: *L'ascenseur*

- Cas de charges concentrées

La charge  $P$  qui s'applique sur la dalle est une surcharge d'impacte ( $a_0 \times b_0$ ) agit sur une aire ( $u.v$ ).

On calcul le rectangle d'impact ( $u.v$ ).

$$u = a_0 + h_0 + 2 \xi h$$

$$v = b_0 + h_0 + 2 \xi h$$

Avec :  $a_0$  et  $u$  : dimension // à  $L_x$

$b_0$  et  $v$  : : dimension // à  $L_y$

( $a_0 \times b_0$ ) surface du chargement de la charge concentrée

$h$  : Epaisseur du revêtement

$\xi$  : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé  $\xi = 1$ )

$$(a_0 \times b_0) = (80 \times 80) \text{ cm}^2$$

$$u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm}$$

Calcul les moments selon le BAEL 91

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) q$$

$\nu$  : coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0 \text{ à l' ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l' ELS} \end{cases}$$

$M_1$  et  $M_2$  : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD**

**Â ELU**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \alpha = \frac{1.80}{1.90} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.095 \\ M_2 = 0.067 \end{cases} \quad (\text{AnnexeIII})$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{110}{180} = 0.61$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{110}{190} = 0.57$$

$$G = 63 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35 G = 85.05 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 0.095 \times 85.05 = 8.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 0.067 \times 85.05 = 5.7 \text{ KN.m}$$

**Moment dû aux poids propre de la dalle**

$$M_{x2} = 1.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1.15 \text{ KN.m}$$

**La superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.08 + 1.30 = 9.38 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.70 + 1.15 = 6.85 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec  $h = 20 \text{ cm}$

**Moment en travées**

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 9.38 = 7.97 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 6.85 = 5.82 \text{ KN.m}$$

**Moment en appuis**

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 9.38 = -2.81 \text{ KN.m}$$

Les résultats de ferrillages sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau III.42 : Tableau de ferrillage de la dalle de local des machines**

Localisation	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t$ calculé (cm <sup>2</sup> )	$A_a$ calculé (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> )	$A_a$ adopté (cm <sup>2</sup> )
Sens xx	7.97	2.81	1.28	0.45	4 HA10	4 HA10
Sens yy	5.82	2.81	0.94	0.45	4 HA10	4 HA10

**Vérification de condition de non fragilité**

Pour  $h > 12$  cm et  $\alpha \geq 0.4$  :

**En travée :**

$$\text{Sens xx : } A_x \geq \rho_0 \left( \frac{3-\alpha}{2} \right) b h$$

$$A_x = 36.14 \text{ cm}^2 > \rho_0 \left( \frac{3-\alpha}{2} \right) b h = 0.0008 \times \left( \frac{3-0.95}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens yy : } A_y \geq \rho_0 b h$$

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_x \geq \rho_0 \left( \frac{3-\alpha}{2} \right) b h$$

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > \rho_0 \left( \frac{3-\alpha}{2} \right) b h = 1.64 \text{ cm}^2$$

**Vérification au non poinçonnement**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

$Q_u$  : Charge de calcul à l'ELU

$h$  : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 440 \text{ cm}$$

$$Q_u = 85.05 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 4.40 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 825 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### Vérification de la contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{q_u}{3u} = \frac{85.05}{3 \times 1.1} = 25.77 \text{ KN}$$

$$\text{au milieu de } v : V_u = \frac{q_u}{2v + u} = \frac{q_u}{3v} = \frac{85.05}{3 \times 1.1} = 25.77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{25.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.173} = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Diamètre maximum des barres :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = 2 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm}$$

### Espacement des armatures

Sens xx :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm})$

Sens yy :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm})$

À l'ELS : ( $\nu = 0.2$ )

### 1. Les moments engendrés par le système de levage

$$q_{\text{ser}} = 63 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q_{ser} = (0.095 + 0.2 \times 0.067) \times 63 = 6.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q_{ser} = (0.067 + 0.2 \times 0.095) \times 63 = 5.42 \text{ KN.m}$$

## 2) Les moments dues aux poids propre de la dalle

$$q_{ser} = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0483 \times 7.1 \times 1.8^2 = 1.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.9236 \times 1.11 = 1.01 \text{ KN.m}$$

## 3. La superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.83 + 1.11 = 7.94 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.42 + 1.01 = 6.43 \text{ KN.m}$$

## Vérification de contrainte

### Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 7.94 = 6.75 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 6.43 = 5.46 \text{ KN.m}$$

### Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 7.94 = -2.38 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.43: Vérification de contrainte.

Localisation		$M_{ser}(kN.m)$	$A(cm^2)$	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)
travée	Sens xx	6.75	3.14	3.70	2.20
	Sens yy	5.46	3.14	3.70	1.80
Appui		-2.38	3.14	3.70	0.80

## Schéma de ferrailage de la dalle du locale des machines

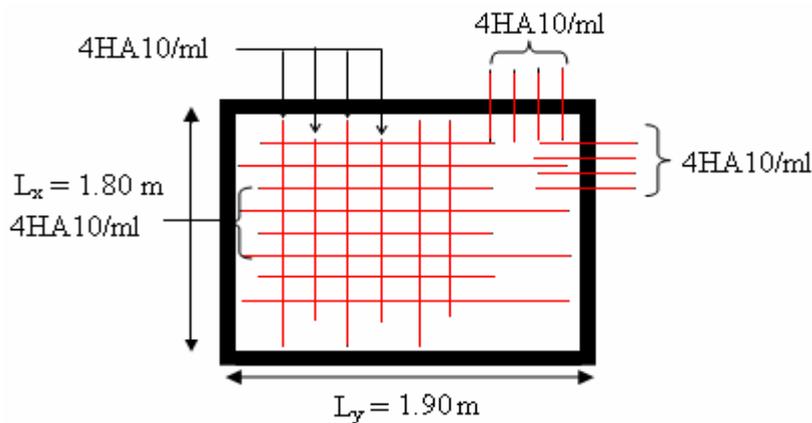


Figure III.33: Schéma de ferrailage de la dalle du locale des machines

## III.2.4. Etude de la poutre de chaînage :

## Définition :

Cette poutre de chaînage est conçue pour reprendre le poids des murs. Elle est, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.

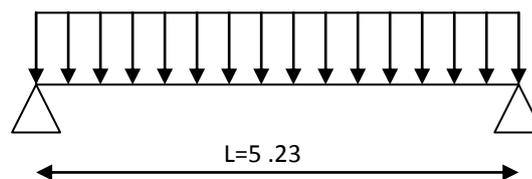


Figure III.34 : Schéma statique de la poutre de chaînage

**Dimensionnement :**

> La hauteur de la poutre de chaînage est supérieure ou égale à **20 cm**. et on doit vérifier la

condition :  $h_{poutre} \geq h_{plancher}$

> La largeur est égale à l'épaisseur totale du mur ;

> La longueur est égale à **5.23 m**.

$$L = 5.63 - 0.40 = 5.23 \text{ m}$$

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

$$\Rightarrow \frac{523}{15} \leq h \leq \frac{523}{10}$$

$$\Rightarrow 34.86 \text{ cm} \leq h \leq 52.3 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Le RPA exige : } \begin{cases} h_t \geq 15 \text{ cm} \\ b > \frac{2h}{3} \text{ cm} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ On adopte : } \begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Les charges sur la poutre de chaînage:**

- poids propre de la poutre :  $G = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.62 \text{ KN/m}$

- poids des murs :

On a :  $G = 2.55 \text{ KN/m}^2$  (Double murette)

$$P_{mur} = 2.55 \times (3.06 - 0.35) = 2.55 \times 2.71 = 6.91 \text{ KN/m}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} Q_U = 1.35(2.62 + 6.91) = 12.86 \text{ KN.m} \\ Q_{ser} = (2.62 + 6.91) = 9.53 \text{ KNm} \end{cases}$$

**Calcul des sollicitations****ELU**

$$M_t^u = 0.85 \times \frac{q_U \times l^2}{8} = 0.85 \times \frac{12.86(5.23)^2}{8} = 37.36 \text{ KN..m}$$

$$M_a^u = 0.5 M_0 = -0.5 \times 43.96 = -21.98 \text{ KN..m}$$

$$V_U = \frac{q_U \times l}{2} = \frac{12.86 \times 5.23}{2} = 33.62 \text{ KN.}$$

**ELS**

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{9.53(5.23)^2}{8} = 32.58 \text{ KN..m}$$

$$M_t^s = 0.85 \times \frac{q_s \times l^2}{8} = 0.85 \times \frac{9.53 \times (5.23)^2}{8} = 27.69 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = 0.5 \times M_0 = 0.5 \times 32.58 = 16.29 \text{ KN.m}$$

$$V_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{9.53 \times 5.23}{2} = 24.92 \text{ KN.}$$

▪ **Ferraillage****Calcul à l'ELU :****a) Calcul des armatures longitudinales :**

En travée  $M_t = 37.36 \text{ KN..m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t \times 10^{-3}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{37.36 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33^2 \times 14.2} = 0.080$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} \leq 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} \alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.105 \\ z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.316 \\ A = \frac{Mt \times 10^{-3}}{z \times f_{st}} = 3.40 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On a :  $A_t = 3.40 \text{ cm}^2$

• **Ferraillage en appui :**

$$M_a^u = 21.98 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.047$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.060 \\ z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.321 \\ A = \frac{M_a \times 10^{-3}}{z \times f_{st}} = 1.96 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On a :  $A_a = 1.96 \text{ cm}^2$

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

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art B. 7. 4 CBA page 143})$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot 0.30 \cdot 0.33 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.195 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 1.195 \text{ cm}^2 < A = 1.96 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**En travée** On adopte :  $A_t = 4.21 \text{ cm}^2$  soit 2 T14+1T12.

**En appui** On a :  $A_{\text{calcul}} \geq A_{\min}$  Donc on ferraille avec :  $A_a = 2.26 \text{ cm}^2$  soit 2T12

**b) Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l.\min}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 10\right) \rightarrow \phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

On adopte :  $\phi_t = 10\text{mm} \rightarrow A_t = 2\phi 10 = 1.57\text{cm}^2$ .

• **Vérification de l'effort tranchant**

- **Vérification du béton de l'âme :** (B.A.E.L.91 article : A.5.1, 211)

Pour une fissuration non préjudiciable,

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{33.62 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.339\text{MPa}$$

$$\text{Et } \tau_{adm} = \min \left( 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.339 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{pas de risque de cisaillement}$$

- **Vérification des armatures transversales :** (BAEL 91 Article :A.5.3)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq 10\text{mm}$$

Soit  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Soit un cadre T8 plus un étrier T8  $\Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$

**Calcul de L'espacement :**

$$1- S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq (0.9 \times 33 ; 40)\text{cm} \text{ donc } S_t = 29.7\text{cm}$$

$$2- S_t \leq \frac{A_t \times 0.8f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.33 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0.71 \text{ (CBA Art A.5.1.2.3)}$$

$$3- S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67\text{cm}$$

$S_t = \min(29.7; 67) \text{ cm} = 29.7\text{cm}$ , on prend :  **$S_t = 20 \text{ cm}$**

$$\Rightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2 \geq \frac{0.30 \times 0.2}{400} \cdot 0.35 = 0.52\text{cm}^2 \rightarrow \text{vérifié}$$

**Calcul à l'ELS :**

$$a) \text{ Vérification de la contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y; \quad M_S = 32.58\text{KNm.}$$

$$M_{ts} = 0.85 \times M_S = 27.69\text{KNm}$$

$$M_{as} = 0.5 \times MS = 16.29 \text{KNm}$$

$$\text{Avec : En travée : } \frac{30 \times y^2}{2} + (15 \times 4.21) \times y - 15 \times 4.21 \times 33 = 0 \Rightarrow y = 14.07 \text{ cm}$$

$$\text{En appui : } \frac{30 \times y^2}{2} + (15 \times 2.26) \times y - 15 \times 2.26 \times 33 = 0 \Rightarrow y = 9.83 \text{ cm}$$

$$\text{En travée : } I = \frac{30 \times 14.07^3}{3} + 15 \times 4.21 \times (33 - 14.07)^2 \Rightarrow I = 50463.19 \text{ cm}^4$$

$$\text{En appui : } I = \frac{30 \times 9.83^3}{3} + 15 \times 2.26 \times (33 - 9.83)^2 \Rightarrow I = 27682.74 \text{ cm}^4$$

$$\text{En travée : } \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{27.69 \times 10^3}{48653.43} \cdot 14.07 = 7.72 \text{ Pa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifier.}$$

$$\text{En appui : } \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{16.29 \times 10^3}{27682.74} \cdot 9.83 = 5.78 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifier.}$$

✓ **Vérification à la flèche :**

$$\Delta f = F_{g_v} - F_{j_i} + F_{p_i} + F_{g_i}$$

La flèche admissible est définie pour portée supérieur à 5 m comme suit :

$$\Delta f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 = \frac{523}{1000} + 0.5 = 1.023 \text{ cm}$$

$$> M_{g_i} = M_{g_0} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.53(5.23)^2}{8} = 32.58 \text{ KN.m}$$

$$> M_{p_i} = 32.58 \text{ KN.m}$$

$$> M_{j_i} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.91(5.23)^2}{8} = 23.62 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{g_i} = \frac{M_{g_i} \times l^2}{10E_i \times I_{f_i}} \\ F_{g_0} = \frac{M_{g_i} \times l^2}{10E_0 \times I_{f_0}} \\ F_{p_i} = \frac{M_{p_i} \times l^2}{10E_i \times I_{f_i}} \\ F_{j_i} = \frac{M_{j_i} \times l^2}{10E_i \times I_{f_{j_i}}} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \Delta f = 0.72 \text{ cm} < \Delta f_{adm} = 1.023 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

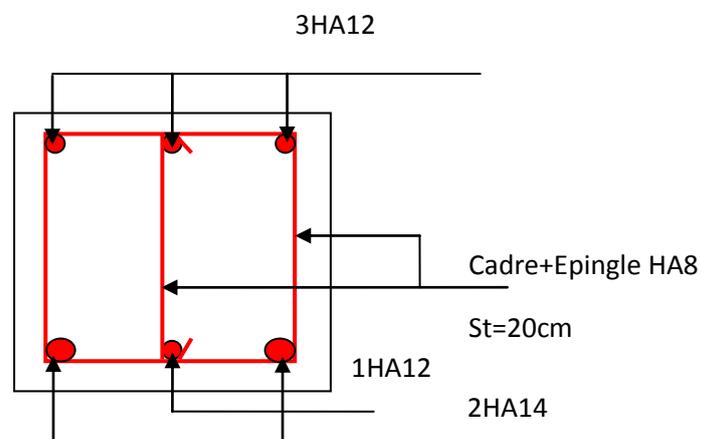
La condition n'est pas vérifiée, D'où la vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats du tableau suivant, établie à l'aide du logiciel SOCOTEC, montrent que les poutres de chaînage ne risquent pas de fléchir.

**Tableau III.43:** Evaluation de la flèche.

$M_j$ (KN)	$M_g$ (KN.m)	$M_p$ (KN.m)	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$f_{gv}$ (mm)	$f_{gq}$ (mm)	$\Delta f_t$ (mm)	$f_{lim}$ (mm)
23.62	32.58	32.58	4.21	10.80	10.80	7.27	10.23

Schéma de ferrailage :



**Figure III.35 :** Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

*Chapitre IV*  
*Etude Dynamique*

## Chapitre : Etude dynamique

### IV .1 Introduction :

L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectuées à l'aide du logiciel SAP 2000 (Structural Analysis Program), qui est un logiciel de calcul des structures par éléments finis.

### IV .2 Calcul sismique :

Le calcul des forces sismiques selon le RPA 99 peut être mené suivant trois méthodes :

1. La méthode statique équivalente ;
2. La méthode d'analyse modale spectrale ;
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### IV .3 Méthode statique équivalente :

#### IV .3.1 Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

#### IV .3.2 Conditions d'application :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisant aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et en zone IIa et 30m en zone III ;
- Le bâtiment étudié présente une configuration régulière tout en respectant les conditions de hauteur énoncée en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le RPA99 (Article 4.1.2).

#### IV .3.3 Calcul de la force sismique totale :

La force sismique à la base de la structure  $V$  doit être calculée dans les deux directions horizontales, orthogonales selon la formule suivante :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA 99 (Article 4.2.3)}$$

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA 99 (Tableau 4.1)**

Le coefficient  $A$  représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa  $\Rightarrow A = 0.15$

- **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, on adopte un système mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc :  $R = 5$

- **Q** : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité  $Q$  exprime le niveau de confiance de la valeur de l'accélération de dommage  $A$  que l'on a pris dans le calcul, car pour une structure donnée la déformation  $\Delta_D$  liée à  $A$  est aléatoire pour un événement sismique donné, et ce facteur  $Q$  est essentiellement fonction des qualités de la structure qui sont :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

$Pq$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

**Tableau IV.1** Valeurs des pénalités  $Pq$ .

" Critère q "	$Pq$	
	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	N	0.05
2- Redondance en plan	N	0.05
3- Régularité en plan	N	0.05
4- Régularité en élévation	N	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	o	0.05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	0	0.10

Donc  $Q = 1,35$

- **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) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \dots\dots\dots \mathbf{RPA99} \text{ (Formule 4.5)}$$

- $W_{Gi}$  : 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, il est donné par le tableau suivant :( RPA)

**Tableau IV.2** Valeurs du coefficient de pondération  $\beta$  .

Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises.	0.30  0.40
3	Entrepôts, hangars, ...	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés.	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Dans notre projet on deux coefficient de pondération :  
Bâtiment à usage d'habitation  $\Rightarrow \beta = 0,2$  ( Etage courant et entre sol )

Bâtiment à usage commercial  $\Rightarrow \beta = 0,6$  ( RDC )

- $D$  : 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 nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ). On comprendra aisément qu'il devrait y en avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure  $T$  (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de  $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \mathbf{RPA99} \text{ (Formule 4-2)}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99** (Tableau 4.7)

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne (D'après les résultats préliminaires de LNHC « Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction »), donc du **RPA 99** (Tableau3-2) de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie  $S_3$ , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \dots\dots\dots \mathbf{RPA 99} \text{ (Tableau 4.7)}$$

T : période fondamentale de la structure est donnée par :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_n^{3/4} \\ \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L}} \end{array} \right. \dots\dots\dots \mathbf{RPA 99} \text{ (formule 4.6)}$$

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

$$h_n = 31.56m$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage

Dans notre cas on a contreventement mixte  $\Rightarrow C_T = 0.05 \dots\dots\dots \mathbf{RPA 99}$  (Tableau 4.6)

$L$ : Distance du bâtiment mesuré à la base dans la direction de calcul considérée.

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \dots\dots\dots \mathbf{RPA 99} \text{ (formule 4.3)}$$

Où  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend :  $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8,5\%$  (tab(4.2) RPA)

Donc  $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.82 > 0.7$

- Dans le sens xx' :  
Calcul de T :

$$L_x = 29.97m \Rightarrow T_x = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.05 \times 31.56^{3/4} = 0.665 \\ \frac{0.09 \times 31.56}{\sqrt{29.97}} \end{array} \right. = 0.519$$

$$\Rightarrow T_x = 0.519s$$

Calcul de  $D_x$

$$D_x = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.82 \times \left( \frac{0.5}{0.519} \right)^{2/3} = 1.99$$

- Dans le sens yy' :

$$L_y = 20.70m \Rightarrow T_y = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.05 \times 31.56^{3/4} = 0.665 \\ \frac{0.09 \times 31.56}{\sqrt{21.74}} = 0.609 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow T_y = 0.609s$$

Calcul  $D_y$

$$D_y = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.82 \times \left( \frac{0.5}{0.609} \right)^{2/3} = 1.79$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est : [article 4.2 de RPA /2003]

$$T_s = 1.3 \times 0.665 = 0.864$$

- Le poids total de la structure:

$$W = G + \beta Q$$

$$W = 49745.665 \text{ KN}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.99 \times 1.20}{5} \times 49745.665 = 3563.77 \text{ KN.} \\ V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.79 \times 1.20}{5} \times 49745.665 = 3205.61 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

## VI.4 Méthode d'analyse dynamique :

### VI.4.1 Principe de la méthode:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représenté par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### IV 4.2 Les hypothèses :

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds maitres ;
2. Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
3. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
4. Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90%.

### IV 4.3 Calcul du spectre de réponse :

Le spectre de réponse est un ensemble de courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à une action sismique qui se produira dans le futur. Cette action sismique est représentée par le spectre suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \quad \dots\dots\dots \text{RPA 99 (formule 4.13)} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Pour notre étude le spectre de repense est donné par le logiciel (*spectre*).  
 Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.3** : Résumé des résultats de calcul.

T <sup>0</sup>	U <sub>x,y</sub>						
0.00	0.188	1.1	0.059	2.2	0.037	3.3	0.026
0.10	0.129	1.2	0.056	2.3	0.036	3.4	0.024
0.20	0.100	1.3	0.053	2.4	0.035	3.5	0.023
0.30	0.100	1.4	0.0500	2.5	0.034	3.6	0.022
0.40	0.100	1.5	0.048	2.6	0.033	3.7	0.021
0.50	0.100	1.6	0.046	2.7	0.032	3.8	0.020
0.60	0.088	1.7	0.044	2.8	0.032	3.9	0.019
0.70	0.080	1.8	0.042	2.9	0.031	4	0.019
0.80	0.073	1.90	0.041	3.00	0.030	4.10	0.018
0.90	0.067	2.00	0.039	3.10	0.029	4.20	0.017
1.00	0.063	2.10	0.038	3.20	0.027	4.30	0.017

## IV.5 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

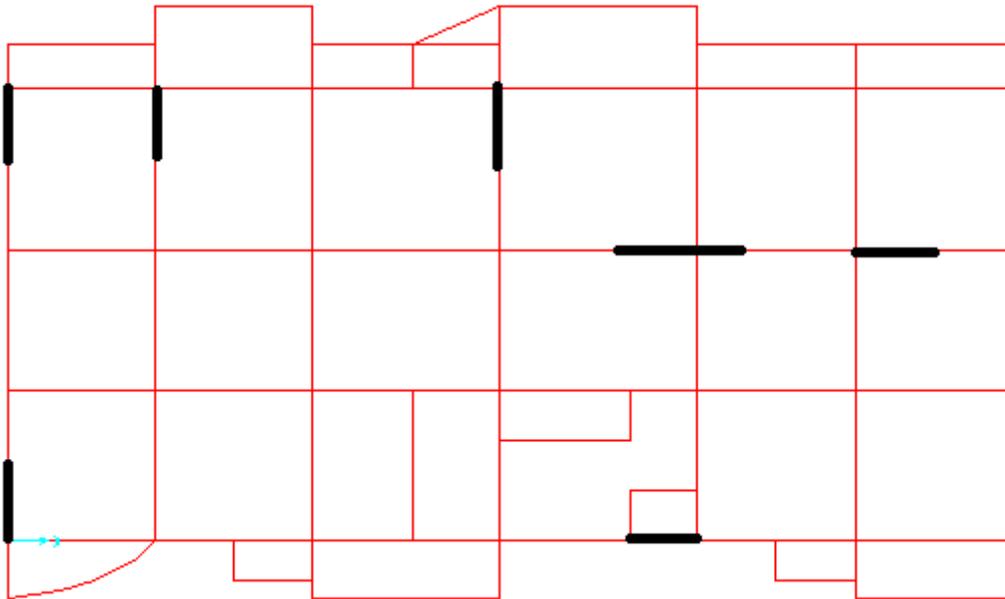


Figure IV.1 la disposition des voiles.

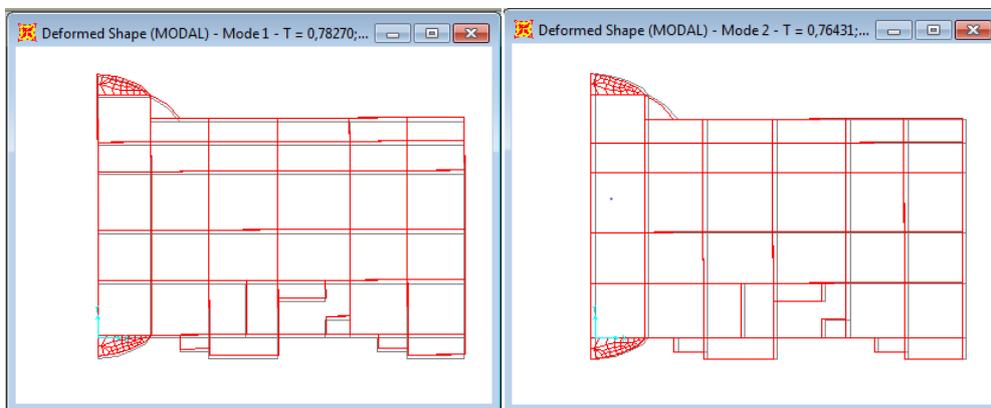
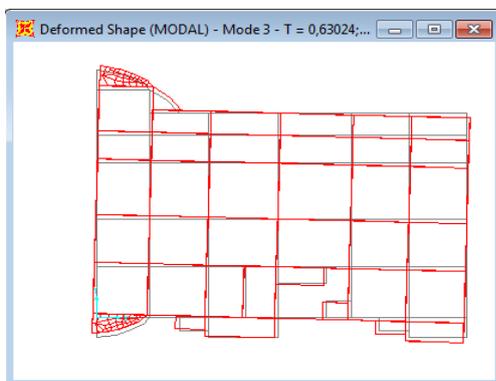
1<sup>er</sup> mode translation suivant Y-Y.2<sup>eme</sup> mode translation suivant X-X.3<sup>eme</sup> mode torsion suivant Z-Z.

Figure IV.2 Comportement dynamique de la structure

## IV.5.1 Période de vibration et taux de participation des masses modales :

Tableau IV.4 : Période de vibration et taux de participation massique

Mode	Période	Individuel mode %			Cumulative Sum %		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,782702	0,00866	0,70053	0,00002318	0,00866	0,70053	0,00002318
2	0,764309	0,71156	0,00709	0,00001152	0,72022	0,70762	0,0000347
3	0,630243	0,01273	0,004	0,00001277	0,73295	0,71162	0,00004747
4	0,25658	0,00009314	0,000009392	0,00029	0,73304	0,71163	0,00034
5	0,236918	0,1395	0,00092	0,00005385	0,87255	0,71255	0,00039
6	0,227762	0,00086	0,15314	0,00003065	0,87341	0,86569	0,00042
7	0,18358	0,00013	0,00132	0,00006912	0,87353	0,86701	0,00049
8	0,123087	0,05299	0,00161	0,00004242	0,92652	0,86862	0,00054
9	0,118173	0,00248	0,04159	0,00075	0,929	0,9102	0,00128
10	0,102043	0,000005045	0,00077	0,17247	0,92901	0,91098	0,17375
11	0,101682	0,00001488	0,00127	0,0686	0,92902	0,91225	0,24236
12	0,098535	4,502E-07	0,00463	0,00173	0,92902	0,91688	0,24409

## a- Justification de l'interaction « voiles-portique » :

## ➤ Sous charges verticales :

Les voiles de contreventement doivent prendre au plus 20% des sollicitations dues aux charge verticales.[l'article (3.4.A.4.a)RPA ]

Tableau IV.5 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Sous- sol	40849,264	6701,351	85,90691	14,09309
RDC	39980,69	7370,499	84,434395	15,565605
1 <sup>er</sup> étage	34778,137	6193,88	84,882658	15,117342
2 <sup>ème</sup> étage	28507,254	4342,673	86,780266	15,233572
3 <sup>ème</sup> étage	24501,484	27574,998	85,049038	14,950962
4 <sup>ème</sup> étage	19718,422	3947,937	83,318359	16,681641
5 <sup>ème</sup> étage	15444,821	3054,51	83,488538	16,511462
6 <sup>ème</sup> étage	11445,791	2242,237	83,618992	16,381008
7 <sup>ème</sup> étage	7293,638	1163,841	86,238914	13,761086
8 <sup>ème</sup> étage	2907,731	496,775	93,09855	14,378658

## ➤ Sous charge horizontales :

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charge verticales, au mois 25% de l'effort tranchant d'étage.

Tableau IV.6 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

Niveaux	x-x'				y-y'			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
Sous-sol	1053,624	1125,38	47,29974	51,64658	806,041	898,072	37,573508	52,70026
RDC	1532,889	907,861	69,2949	37,19598	1112,17	492,811	65,966633	30,7051
1 <sup>er</sup> étage	1636,971	597,132	70,91098	26,72804	1190,323	488,293	79,132368	41,02189
2 <sup>ème</sup> étage	1377,217	530,562	73,94899	27,81045	1024,124	360,782	69,91215	26,05101
3 <sup>ème</sup> étage	1347,015	1827,47	39,09343	57,56749	878,407	1368,53	37,540566	60,90657
4 <sup>ème</sup> étage	1247,758	449,847	65,34291	26,49892	853,432	452,65	62,016821	34,65709
5 <sup>ème</sup> étage	1148,746	312,725	66,85082	21,39796	772,264	382,941	66,519422	33,14918
6 <sup>ème</sup> étage	859,802	317,153	71,9755	26,94691	709,718	276,337	59,259854	28,0245
7 <sup>ème</sup> étage	758,856	110,423	82,67035	12,70283	600,782	125,938	70,810463	17,32965
8 <sup>ème</sup> étage	470,003	147,049	85,07986	23,83089	399,746	70,102	79,541258	14,92014

## a) Analyse des résultats:

## b) Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \text{ tel que :}$$

N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont résumés dans le Tableau V-7

Tableau IV -7 : Vérification de l'effort normal réduit.

Etages	Section (cm <sup>2</sup> )	$N_u$ (KN)	V (KN)	Remarque
Sous- sol	50*60	2219.513	0,295	Vérifiée
RDC	50*60	2180.952	0,29	Vérifiée
1 <sup>er</sup> Etage	50*55	2025.936	0,294	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> Etage	50*55	1994.552	0,290	Vérifiée
3 <sup>er</sup> Etage	45*50	1513.249	0,26	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> Etage	45*50	1437.349	0,25	Vérifiée
5 <sup>er</sup> Etage	45*50	1164.064	0,20	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> Etage	40*45	890.502	0,19	Vérifiée
7 <sup>er</sup> Etage	40*45	619.516	0,13	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> Etage	40*45	327.067	0,072	Vérifiée

-l'effort est vérifier pour tous les niveaux

**c) Vérification de la résultante des forces sismique :**

Selon le RPA (Article 4.3.6), la résultante des forces sismique à la base  $V_{dyn}$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente  $V_{sta} = \frac{V_{dyn}}{V_{sta}}$

**Tableau IV.8:** Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultantes des forces sismiques	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{sta}$ (KN)	$V_{dyn}/V_{sta}$	Remarques
Sens x-x'	3064.84	3563.77	0.859	vérifier
Sens y-y'	2692.71	3205.61	0.842	vérifier

**d) Vérification vis-à-vis des déplacements :**

D'après le RPA (Article 5.10) il faut vérifier  $\Delta_k < 1\% \times h_k$ , tel que :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ .....RPA99 (Article 4.4.3).

et  $\delta_k = R \times \delta_{ek}$ .

avec :

$\delta_k$ : Le déplacement de chaque niveau

$\Delta_k$ :Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de la torsion).

R : Coefficient de comportent (R=5).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-après :

**Tableau IV.9 :** Vérification des déplacements.

Planches	Sens x-x'						Sens y-y'					
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%) $* 10^{-3}$	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%) $* 10^{-3}$	
8	1,7005	7,81	8,802	0,99	306	3,23	1,677	8,35	8,38	0,03	0,09	
7	1,562	7,008	7,81	0,80	306	2,61	1,6717	7,46	8,35	0,89	2,90	
6	1,4017	6,074	7,008	0,93	306	3,03	1,4926	6,45	7,46	1,01	3,30	
5	1,2148	5,045	6,074	1,029	306	3,36	1,291	5,34	6,45	1,11	3,62	
4	1,009	3,929	5,045	1,116	306	3,64	1,0693	4,16	5,34	1,18	3,85	
3	0,7858	2,78	3,929	1,14	306	3,72	0,8328	2,96	4,16	1,2	3,92	
2	0,5569	1,779	2,78	1,00	306	3,26	0,5926	3,19	2,96	0,23	0,75	
1	0,3558	0,847	1,779	0,932	306	3,04	0,3685	0,89	3,19	2,3	7,51	
RDC	0,1695	0,0355	0,847	0,81	408	1,98	0,1791	0,037	0,89	0,85	2,08	
Sous- sol	0,0071	0	0,0355	0,0355	300	0,118	0,0075	0	0,037	0,037	0,12	

**e) Justification vis-à-vis de l'effort P-Δ :**

L'effet P-Δ ou effet du 2° ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 \dots \dots \dots \text{RPA99 (Article 5.29)}$$

Avec :

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » tel que  $P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ .

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : hauteur d'étage « k ».

Si  $0.1 < \theta_k < 0.2$ , l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculées 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 résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.10** : Justification vis-à-vis de l'effort P-Δ.

Planches	$h_k$ (m)	$P_k$ (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$
8	3.06	3080,523	0,99	617,052	0.016	0,03	469,848	0.0006
7	3.06	7474,223	0,80	869,279	0.022	0,89	726,72	0.029
6	3.06	12041,502	0,93	1176,96	0.031	1,01	986,055	0.040
5	3.06	16252,986	1,029	1461,47	0.037	1,11	1155,21	0,051
4	3.06	20763,172	1,116	1697,61	0.044	1,18	1306,08	0,061
3	3.06	45548,488	1,14	3174,49	0.053	1,2	2246,94	0,079
2	3.06	28763,171	1,00	1907,78	0.049	0,23	1384,91	0,015
1	3.06	35985,85	0,932	2234,1	0.049	2,3	1678,62	0,16
RDC	4,08	41753,51	0,81	2440,75	0.033	0,85	1604,98	0,054
Sous- sol	3,00	42324,18	0,0355	2179	0.0022	0,037	1704,11	0,0030

On remarque que les valeurs de  $\theta_k$  inférieure à 0,1 donc l'effet P-Δ n' a pas d'influence sur la structure.

**IV-4 Conclusion:**

L'ingénieur en génie civil doit faire attention, lors de l'étude des structures soumises aux effets de l'action sismique, car les irrégularités de la structure influent considérablement sur le comportement dynamique de cette dernière. Mais une disposition fiable des voiles de contreventement, ainsi que leur bon dimensionnement peuvent agir d'une manière efficace sur le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

*Chapitre V*  
*Etude des Eléments*  
*Structuraux*

## Etude des éléments structuraux

### V.1 Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteau-poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitation

### V.2 Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrillages se font à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ( $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$ )
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ( $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ( $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- 1)  $1.35G+1.5Q$
  - 2)  $G+Q$
  - 3)  $G+Q+E$
  - 4)  $G+Q-E$
  - 5)  $0.8G+E$
  - 6)  $0.8G-E$
- RPA99 version 2003 (Article 5.2)*

#### V.2.1 Recommandations du RPA99

##### a) Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone IIa
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4 % de la section du poteau en zone courante.
  - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1 :

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

$h_e$  : est la hauteur de l'étage

$b_1, h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau

Les valeurs numériques relatives à notre projet conformément aux prescriptions du *RPA99 version 2003* sont apportées dans le tableau suivant :

**Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA.**

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm <sup>2</sup> )	Amax RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol RDC	60×50	24	120	180
1 <sup>ère</sup> et 2 <sup>ème</sup> Etage Courant	50×55	22	110	165
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> Etage courant	45×50	18	90	135
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> Etage courant	40x45	14.4	72	108

**b) Armatures transversales :**

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA99addenda 2003(Art : 7.4.2.2)} \quad \text{Avec :}$$

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante :  $t' \leq 15\phi_l$

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

- La quantité d'armatures transversale minimale :  $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  en pourcentage est donnée comme suit :

-  $A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1)$  si  $\lambda_g \geq 5$

-  $A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1)$  si  $\lambda_g \leq 3$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'elancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$ ; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées  $> 12 \text{ cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### V.2.2 Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau. V.2.** Sollicitations dans les poteaux.

Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N(KN)	M(KN.m)

Sous-sol	50x60	2834.567	5.121	165.755	1039.264	604.382	16.033
RDC							
Etage1, 2	50x55	2278.936	48.193	224.121	816.540	265.788	17.408
Etage3, 4,5	45x50	1713.249	33.859	234.470	725.827	72.924	17.223
Etage6, 7,8	40x45	890.502	38.127	171.743	421.113	83.118	28.372

### V.2.3 Ferrailage des poteaux :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

- **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le poteau le plus sollicité central, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 2834.567\text{KN} \rightarrow M_{cor} = 5.121\text{KN.m}$  (ELU)
- $M_{max} = 165.755\text{KN.m} \rightarrow N_{cor} = 1039.264\text{KN}$  (G + Q + E )
- $N_{min} = 604.382\text{KN} \rightarrow M_{cor} = 16.033\text{KN.m}$  (0.8G + E )

a- Calcul sous  $N_{max}$  et  $M_{cor}$ :

$$d = 0.55\text{m} ; \quad d_0 = 0.05\text{m}$$

$$N = 2834.567\text{KN} \text{ (de compression)}$$

$$M = 5.121\text{KN.m} \quad e_G = M/N = 0.0018\text{m}$$

$$e_G < h/2 = 0.6/2 = 0.30\text{m}$$

→ Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d - d_0) - M_A \geq (0.337h - 0.81d_0)b.h. f_{bu} \quad (I)$$

$$M_A = M + N \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 5.121 + 2834.567(0.55 - 0.6/2)$$

$$\Rightarrow M_A = 713.76$$

$$(I) \Rightarrow 2834.567 \times (10^{-3}) \times (0.55 - 0.05) - (713.76 \times 10^{-3}) \geq (0.337 \times 0.05 \times (0.6 - 0.81) \times 0.5 \times 0.6 \times 14.2)$$

$$(I) \Rightarrow 0.703 \geq 0.68 \quad \text{vérifiée.}$$

→ Donc la section est entièrement comprimée, donc il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$N(d-c') - MA \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_b$$

$$0.703 \geq 1.06 \quad \text{Non vérifiée}$$

→ Donc la section n'a pas besoin d'armatures inférieures

$$A's = \frac{N - (\Psi \times b \times h \times f_{bu})}{\sigma_s}$$

$$A's = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.375 + \frac{N(d-c') - MA}{bh^2 f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$\Psi = 0.688$$

$$A's = -83.75 \text{ cm}^2 < 0 \quad \text{donc} \quad A's = 0$$

b- Calcul sous  $M_{\max}$  et  $N_{\text{cor}}$  :

$$M = 165.755 \text{ KN.m}, \quad N = 1039.264 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.159 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$MA = 529.497 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 0.094 \geq 0.68 \quad \text{non vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0.176 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 0.244 \Rightarrow z = 0.586 \Rightarrow A_1 = 25.94 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 22.95 \text{ cm}^2 < 0 \quad A = 0 \text{ cm}^2$$

c- Calcul sous  $N_{\min}$  et  $M_{\text{cor}}$  :

$$N = 1039.264 \text{ KN}, \quad M = 165.755 \text{ KN.m} \Rightarrow e_G = 0.159 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$MA = 0.425 \text{ MN}$$

$$(I) \Rightarrow 0.094 \geq 0.68 \quad \text{non vérifiée}$$

$$\mu_{bu} = 0.077 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.100 \Rightarrow z = 0.527 \Rightarrow A_1 = 9.022 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -20.84 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2.$$

d- Calcul sou  $N_{\min}$  et  $M_{\text{cor}}$ :

$$N = 604.38 \text{ KN}, \quad M = 16.033 \text{ KN.m} \Rightarrow e_G = 0.026 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$MA = 0.167 \text{ MN}$$

$$(I) \Rightarrow 0.135 \geq 0.68 \quad \text{non vérifiée}$$

$$\mu_{bu} = 0.074 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0093 \Rightarrow z = 0.547 \Rightarrow A_1 = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -16.5 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2.$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

- Sections des armatures longitudinales dans les poteaux

**Tableau V.3 :** Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveaux	sections	M(KN.m)	N(KN)	$A_{sup}$ ( $\text{Cm}^2$ )	$A_{inf}$	$A_{RPA}$	$A_{adop}$	Barres
S-Sol, RDC	60×50	165.755	1039.264	0	0	24	24.13	12T16
Etage 1 et 2	55×50	224.121	816.540	0	3.71	22	22.24	8T16+4T14
Etage 3, 4 et 5	50×45	234.470	725.827	0	8.92	18	18.47	12T14
Etage 6, 7 et 8	45×40	171.743	421.113	0	9.08	14.4	15.21	4T14+8T12

#### V.2.4 Armatures transversales :

Les tableaux ci-après résument les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau. V.4.** Armatures transversales des poteaux.

Niveau x	Section ( $\text{cm}^2$ )	$\phi_l^{\min}$ (cm)	$l_f$ (cm)	$\lambda g$	Vu (KN)	$l_r$	$S_r 1$ (cm)	$S_r 2$ (cm)	$A_r$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_r^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_r$ adopté ( $\text{cm}^2$ )
Sous-Sol	60×50	1.4	210	4.2	207.24	56	10	15	4.85	3.75	8HA8=4.02
RDC	60×50	1.4	285.6	5.71	207.24	56	10	15	3.23	2.25	5HA8=2.51

1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	55×50	1.4	214.2	4.28	176.92	56	10	15	4.52	3.60	8HA8=4.02
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup> étage	50×45	1.2	214.2	4.76	160.79	48	10	15	4.53	2.43	5HA8=2.51
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup> étage	45×40	1.2	214.2	5.35	223.36	48	10	15	4.65	1.80	5HA8=2.51

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la

condition suivante :  $\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons  $\phi_t \geq \frac{25}{3} = 8.33mm$

### V.2.5 Vérification

#### a) Vérification au flambement (effort normal ultime)

Selon le BAEL91 (Article 4. 4. 1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre) et le poteau le plus élancé (au niveau du RDC).

#### Exemple de calcul

$$l_0 = 4.08m \text{ et } N_{\max} = 1685.48KN.$$

$$N_U = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right].$$

Tel que :

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élancement  $\lambda$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots Si \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots Si \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f$  : Longueur de flambement ( $0.7 \times l_0 = 2.856m$ )

$i$  : Rayon de giration

$$i = \left(\frac{I}{A}\right)^{1/2} = \left(\frac{b \times h^3}{12bh}\right)^{1/2} = \left(\frac{h^2}{12}\right)^{1/2} = \left(\frac{0.6^2}{12}\right)^{1/2}$$

$$\Rightarrow i = 0.173m$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{2.856}{0.173} = 16.50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{16.50}{35}\right)^2}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.813$$

$$B_r = (a - 3) \times (b - 3) = (0.6 - 0.03) \times (0.5 - 0.03) = 0.267m^2$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.5** : Justification de l’effort normal ultime et l’effort normal maximum.

Niveau x	Section (cm2)	L0 (m)	Lf (m)	I (m)	$\lambda$	$\alpha$	As (cm2)	Br (cm)	Nmax (KN)	Nu (KN)
Sous-sol	60×50	3.00	2.1	0.173	12.12	0.830	30.29	2679	2834.5	4990.7
RDC	60×50	4.08	2.856	0.173	16.50	0.813	26.51	2679	2278.3	4781.5
1ème , 2ème étag	55×50	3.06	2.142	0.158	13.49	0.825	19.91	2444	1713.2	4303.7
3ème , 4ème 5ème étag	50×45	3.06	2.142	0.144	14.84	0.820	16.84	1974	890.5	3476.7

6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup> étage	45×40	3.06	2.142	0.129	16.48	0.813	30.29	1554	2834.5 6	3195.5 3
--	-------	------	-------	-------	-------	-------	-------	------	-------------	-------------

On voit bien que  $N_{max} < N_u$  pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

$$N_U = 0.835 \times \left[ \frac{0.2679 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 26.51 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right]$$

$$\Rightarrow N_U = 4781.55 \text{ KN}$$

$$N_{max} = 2278.93 \text{ KN} < N_U \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

**b) Vérification des contraintes de compression**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ Et } d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

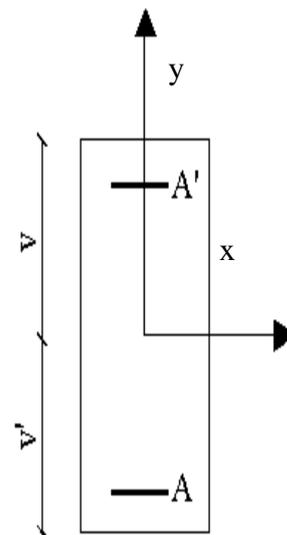


Figure V.2 : Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	v (cm)	v' (cm)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (MN)	M <sub>ser</sub> (MN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
Sous-Sol										
RDC	60×50	54	30.29	33.15	26.85	0.0112	2.068	0.086	6.85	15
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	55×50	49.5	26.51	30.28	24.72	0.0086	1.654	0.076	6.26	15

3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup> étage	50×45	45	19.91	27.34	22.66	0.0057	1.243	0.082	6.28	15
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup> étage	45×40	40.5	16.84	24.71	20.29	0.0037	0.646	0.079	3.88	15

On voit bien que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

**c) Vérification des sollicitations tangentes**

Selon *le RPA99 addenda 2003 (Article 7.4.3.2)*, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad (\text{La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique}).$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

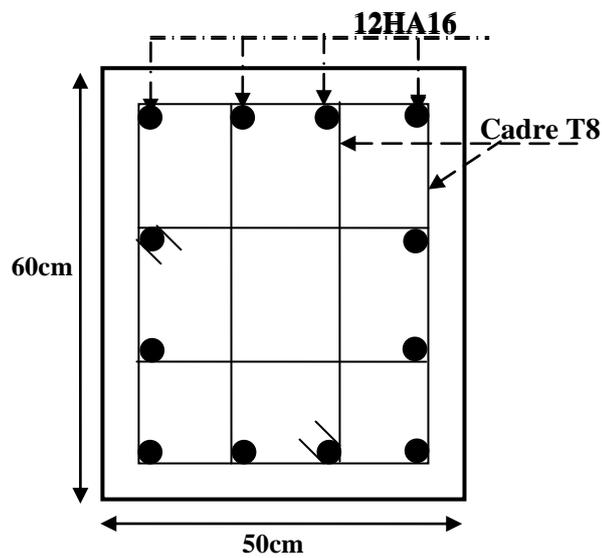
**Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ (MPa)	τ <sub>adm</sub> (MPa)
Sous-Sol	60×50	210	4.2	0.04	55	207.24	0.753	1.00
RDC	60×50	285.6	5.71	0.075	55	207.24	0.753	1.87
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	55×50	214.2	4.28	0.04	50	176.92	0.707	1.00
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×45	214.2	4.76		45	160.79	0.794	

5 <sup>ème</sup> étage				0.04				1.00
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup> étage	45×40	214.2	5.35	0.075	40	223.36	1.396	1.87

Du tableau ci-dessus on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielle est vérifiée pour tous les étages.

**V.2.6 Le schéma de ferrailage des poteaux:**



**Figure.V.3. Ferrailage des poteaux (60x50)**

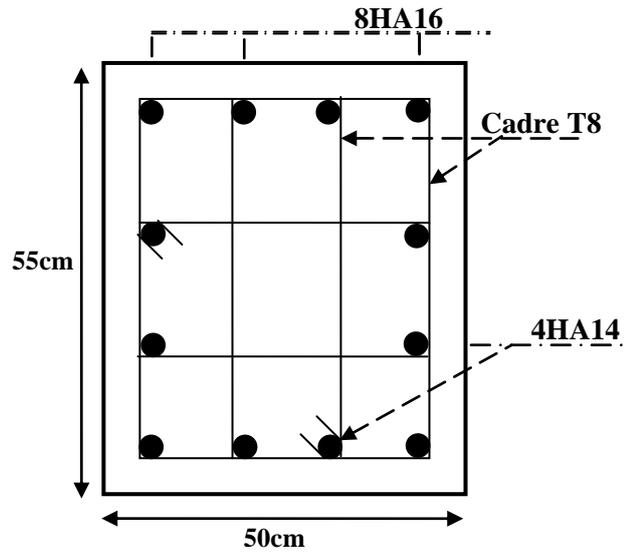


Figure.V.4. Ferrailage des poteaux (55x50)

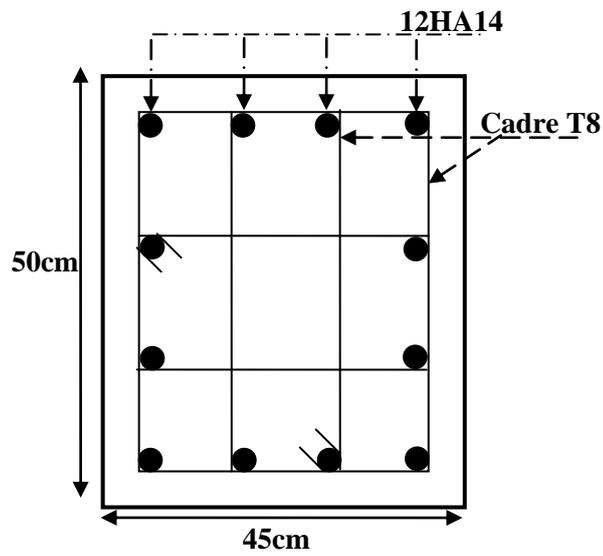


Figure .V.5.Ferrailage des poteaux (50x45)

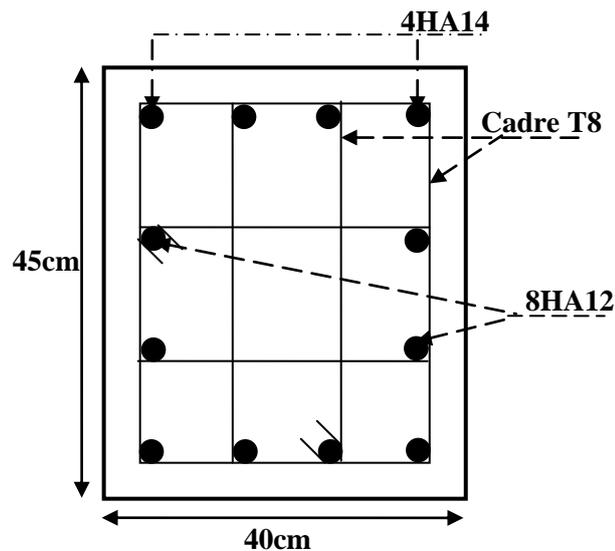


Figure.V.6.Ferrailage des poteaux (45x40)

### V.3 Etude des poutres :

#### V.3.1 Introduction :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000 qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q+E$
- $G+Q-E$
- $0.8G+E$
- $0.8G-E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (45×30),
- poutres secondaires (40×30),

#### V.3.2 Recommandation du RPA99/2003 :

##### A) ARMATURES LONGITUDINALES : RPA99/2003(Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante,

– 6% en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à  $90^\circ$ .

**B) ARMATURES TRANSVERSALES : RPA99 VERSION 2003(Art 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b \quad \text{RPA 99 (Article 7.5.2.2)}$$

Avec :

$b$  : largeur de la poutre.

$S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4; 12\phi_1^{min})$  en zone nodale.
- $S_t \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Avec :  $h$  : hauteur de la poutre

$\phi_1$  : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**V.3.3 Calcul de Ferrailage :**

**A) Méthode de Calcul des Armatures à l'ELU (flexion simple) :**

Calcul du moment réduit ultime :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} \text{ situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} \text{ situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

Si  $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$  alors :

$$A'_s = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour les situations courantes} \\ 1 \text{ pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \quad \longrightarrow \quad z = d \times (1 - 0.04 \times \alpha)$$

Si  $\mu b u \geq \mu l$  alors :

$$A'_s = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A'_s$$

Avec :  $M_l = \mu l \times b \times d \times f_b u$ .

### B) Ferrailage des poutres :

Les sollicitations utilisées pour le ferrailage sont les sollicitations les plus défavorables dans chaque étage.

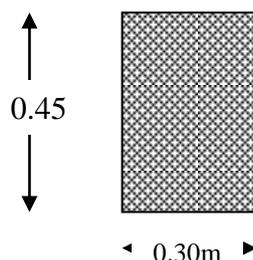


Figure. V.7. Poutre principale

#### ❖ POUTRES PRINCIPALES :

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau (tab.5.1) suivant :

Tableau. V.9 ferrailage des poutres principales

Niveau	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{opt}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> barres en travée	N <sup>bre</sup> barres en appuis	V (KN)
Sous-sol	31.0095	-63.737	2.282	4.818	4.62	6.88	3HA14	3HA14+2HA12	79.443
RDC	38.281	-83.625	2.833	6.434	4.62	6.88	3HA14	3HA14+2HA12	101.015
Etages 1	39.052	-88.397	2.892	6.830	4.62	6.88	3HA14	3HA14+2HA12	103.037
Etages 2	35.085	-85.604	2.590	6.598	4.62	6.88	3HA14	3HA14+2HA12	96.096
Etages 3	35.555	-89.905	2.626	6.957	4.62	7.70	3HA14	5HA14	97.952
Etages 4	35.549	-92.831	2.625	7.203	4.62	7.70	3HA14	5HA14	99.195
Etages 5	35.848	-94.151	2.648	7.314	4.62	7.70	3HA14	5HA14	99.814
Etages 6	35.296	-94.868	2.606	7.375	4.62	7.70	3HA14	5HA14	100.192
Etages 7	37.002	-96.979	2.736	7.554	4.62	7.70	3HA14	5HA14	102.728
Etages 8	34.703	-66.356	2.561	5.028	4.62	6.88	3HA14	3HA14+3HA12	66.89

Avec :  $A_{min}^{RPA} = 0.5\% \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2$  en toute section pour les poutres principales.

#### ❖ POUTRES SECONDAIRES :

Tableau. V.10 ferrailage des poutres secondaires

Niveau	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{opt}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{opt}$ (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> barres en travée	N <sup>bre</sup> barres en appuis	V (KN)
Sous-sol	15.149	20.96	1.265	1.757	6.88	6.88	3 HA14+2HA12	3HA 14+2HA12	24.184

RDC	29.072	44.891	2.458	3.861	6.88	6.88	3 HA14+2HA12	3 HA14+2HA12	55.713
Etages 1	29.01	-44.807	2.453	3.854	6.88	6.88	3 HA14+2HA12	3 HA14+2HA12	55.637
Etages 2	28.883	-44.609	2.442	3.836	6.88	6.88	3 HA14+2HA12	3 HA14+2HA12	55.394
Etages 3	28.737	-44.390	2.429	3.816	6.88	6.88	3 HA14+2HA12	3 HA14+2HA12	55.145
Etages 4	28.678	-44.294	2.424	3.808	6.88	6.88	3 HA14+2HA12	3 HA14+2HA12	55.021
Etages 5	30.372	-44.258	2.572	3.804	6.88	6.88	3 HA14+2HA12	3 HA14+2HA12	54.98
Etages 6	29.995	-44.123	2.539	3.792	6.88	6.88	3 HA14+2HA12	3 HA14+2HA12	55.814
Etages 7	27.679	-45.449	2.337	3.912	6.88	6.88	3 HA14+2HA12	3 HA14+2HA12	66.526
Etages 8	30.52	-66.634	2.585	5.877	6.88	6.88	3 HA14+2HA12	3 HA14+2HA12	64.175

Avec :  $A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.5\% \times 45 \times 30 = 6.00 \text{ cm}^2$  en toute section pour les poutres secondaires.

### V.3.4 Les différentes vérifications :

#### a) Vérification à L'ELU :

##### ❖ Condition de non fragilité :

$$A \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.45 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

##### ❖ Vérification de la contrainte tangentielle maximale :

$$\tau = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

On vérifie les poutres les plus défavorables de chaque type.

#### a- Pour les poutres principales :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{103.037 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.40} = 0.858 \text{ MPa} \leq 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

#### b- Pour les poutres secondaires :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{66.526 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.40} = 0.554 \text{ MPa} \leq 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

##### ❖ Vérification des Armatures transversales :

#### a) Section des armatures transversales (poutres principales et secondaires):

$$\Phi_t \leq \min(\Phi_{1\min}; h/35; b/10) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min(1; 45/35; 30/10) = 1 \text{ cm}$$

Soit :  $\Phi = 8 \text{ mm}$ .

On adopte :  $A_t = 4T8 = 1 \text{ cadre T8} + 1 \text{ étrier T8} = 2.01 \text{ cm}^2$ .

#### a) Espacement des barres:

$$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$$

$$\text{Avec : } S_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b(\tau_u - 0.3 f_{t28})}$$

$$S_t \leq \min(h/4; 12\Phi l^{\min}) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq h/2 \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

RPA99/2003(Art 7.5.2.2)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (tab-5.3) suivant :

**Tableau. V.11** Calcul d'espacements des barres

Espacement	Poutres principales	Poutres secondaires
$S_{t1}$ (cm)	35	30
$S_{t2}$ (cm)	67	67
$S_{t3}$ (cm)	9.403	-28.21 < 0
$S_t$ (RPA en zone nodale)	12	10
$S_t$ (RPA en zone courante)	25	20
$S_t$ (adopté en zone nodale)	10	10
$S_t$ (adopté en zone courante)	15	15

**a) Vérification de la section minimale de  $A_t$  :**

On vérifie que :  $A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$

RPA99/2003(Art 7.5.2.2)

Pour nos poutres (principales et secondaires) nous avons :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$$

Vérifiée.

**❖ Vérification des armatures longitudinal :**

**a) Longueur de recouvrement :**

$$l_r \geq 40 \times \Phi l \quad \text{RPA99/2003(Art 7.5.2.1).}$$

$$\Phi = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm, on adopte: } l_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm, on adopte: } l_r = 50 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 10 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1 = 40 \text{ cm, on adopte: } l_r = 50 \text{ cm.}$$

**a) Cisaillement :**

$$\text{Appuis de rives : } A_l \geq \frac{V \times \gamma_s}{f_e} \quad (1)$$

$$\text{Appuis intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \quad (2)$$

$$\gamma_s = 1.15, \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (tab. V.11) suivant :

**Tableau. V.12** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	Ma(MN.m)	V(MN)	appui de rive (cm <sup>2</sup> )	appui intermédiaire (cm <sup>2</sup> )
Poutres principales	7.92	$-96.97 \times 10^{-3}$	$103.037 \times 10^{-3}$	2.96	-4.78
Poutres secondaires	6.16	$-66.63 \times 10^{-3}$	$66.526 \times 10^{-3}$	1.91	-4.16

(1) : (2) :

$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \leq 0 \Rightarrow$  aucune vérification pour les armatures longitudinales à l'effort tranchant.

#### b) Vérification à l'ELS :

##### ❖ État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

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

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$

y est la racine de solution de l'équation :

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

Le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe neutre est donné par :

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (tab5.5) suivant :

**Tableau V.13** état limite de compression du béton :

Poutres	Zone	$M_{ser}$ (KN.m)	y (m)	$I$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
Poutres principales	Appuis	69.758	0.2219	0.0014	11.056	Vérifiée
	Travées	34.703	0.1346	0.0006	7.785	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	47.97	0.1808	0.00085	10.20	Vérifiée
	Travées	35.279	0.1196	0.00041	10.29	Vérifiée

$M_{ser}$  : est le moment le plus défavorable utilisé pour la vérification de toutes les poutres.

❖ **État limite de déformation (flèche):**

Selon le BAEL99, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \quad (3) \end{array} \right.$$

**Tableau V.14** Vérification des conditions de la flèche.

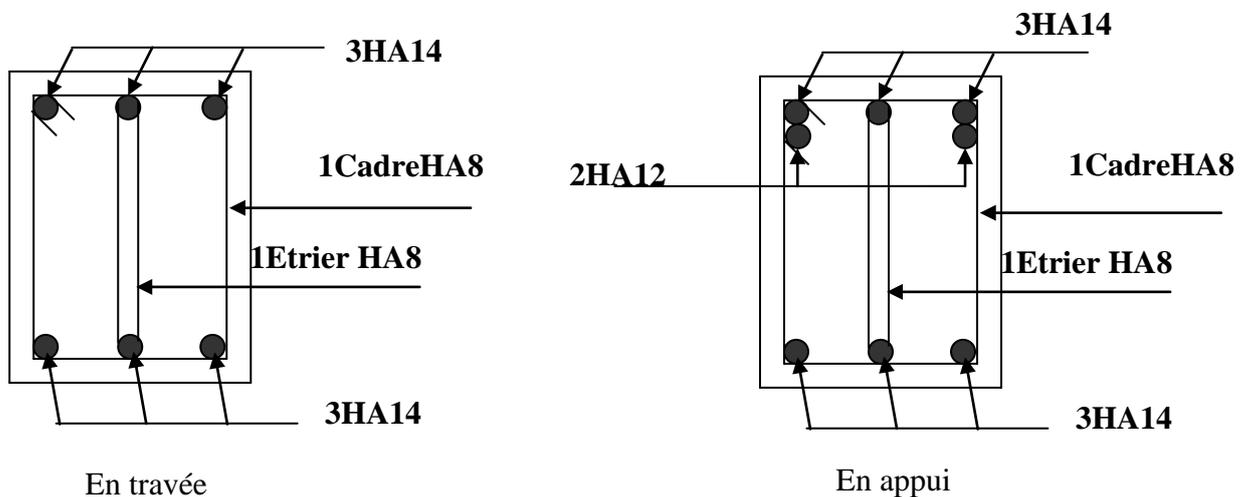
Poutres	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
Poutres principales	vérifiée	vérifiée	Vérifiée
Poutres secondaires	vérifiée	vérifiée	Vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul des flèches est inutile

**V.3.5 Schéma de ferrailage**

**V.3.5.1 Poutres principales**

➤ **Sous-sol :**



➤ Le 3<sup>ème</sup> étage :

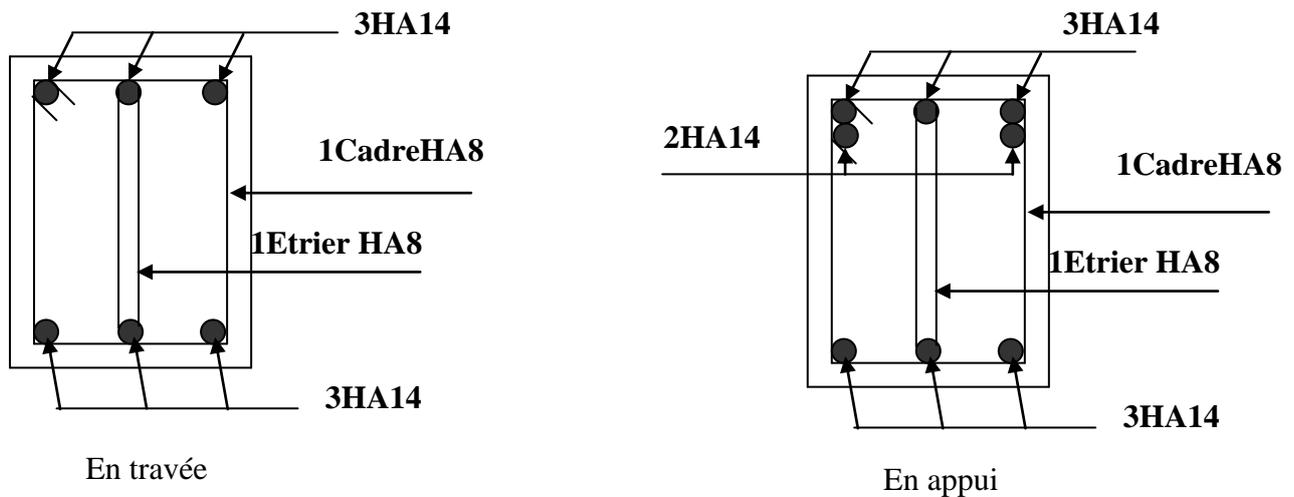


Figure.V.8. ferrailage des poutres principales.

### V.3.5.2 Poutres secondaires :

C'est le même schéma pour tous les étages

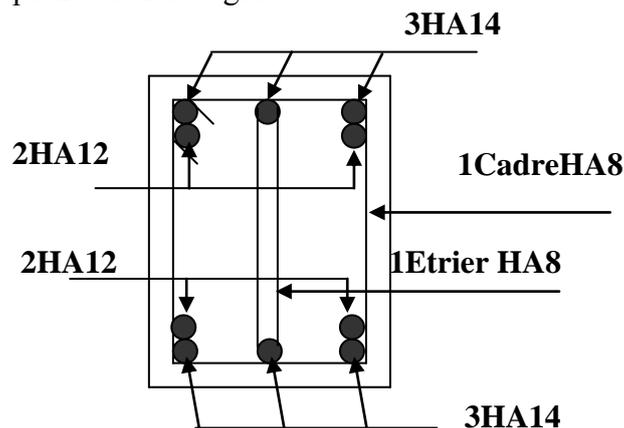


Figure.V.9. ferrailage des poutres secondaires.

### V.3.5.2 Poutres secondaire :

### V.3.6 Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

$M_w$  : moment résistant à gauche du nœud considéré.

$M_e$  : moment résistant à droite du nœud considéré.

$M_n$  : moment résistant supérieur du nœud considéré.

$M_s$  : moment résistant inférieur du nœud considéré.

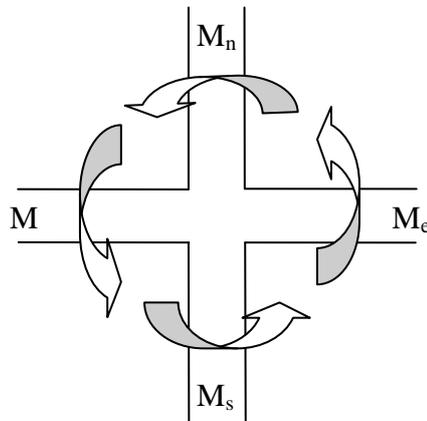


Figure.V.10. Zone nodale

**a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton,
- De la quantité d'armatures dans la section,
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{avec : } z = 0.9 h \quad \text{et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux (tab5.14) suivants :

**Tableau V.15** Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
Sous-sol, RDC	60×50	54	30.29	569.209
Étage 1,2	50×55	49.5	26.51	456.66
Étage 3,4,5	45×50	45	19.91	311.79
Étage 6,7,8	40×45	40.5	16.84	237.34

**b) Détermination des moments résistants dans les poutres :**

**Tableau V.16.** Les moments résistants dans les poutres

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)
Sous-sol, RDC	30×45	9.04	127.409	127.409
Étage 1,2	30×45	10.18	143.47	143.47

Étage 3,4,5	30×45	11.31	159.40	159.40
Étage 6,7,8	30×45	11.31	159.40	159.40

### c) vérification des zones nodales

**Tableau V.17.** vérification des zones nodales

Niveau	$M_n + M_s$	$1.25(M_e + M_w)$	$M_e$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)
Sous-sol, RDC	1138.418	318.52	127.409	Vérifiée
Étage 1,2	913.32	358.67	143.47	Vérifiée
Étage 3,4,5	623.58	398.5	159.40	Vérifiée
Étage 6,7,8	474.68	398.5	159.40	Vérifiée

### V.3.7 Conclusion :

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

## V. 4 Etude des voiles :

D'après le **RPA99 version 2003 (Article 3. 4. a1)**, chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou **14 m** de hauteur dans la zone **II** (moyenne sismicité) doit être contreventée par des voiles.

### V. 4. 1 Définition :

Les voiles sont des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les charges horizontales (au plus 75%) .

Les voiles présentent une section rectangulaire dont l'épaisseur est faible devant la longueur donc ils ont une faible rigidité (inertie) dans la direction perpendiculaire à la l'épaisseur, ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile est considéré comme une console encadrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- Voiles élancés avec :  $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$
- Voiles courts avec :  $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à 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.
- ✓ Ecrasement ou traction de béton.

Leurs ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons d'actions les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$  *RPA99 (Article 5.2)*
- $0.8 \times G + E$
- $0.8 \times G - E$

#### V 4. 2 Recommandation du RPA99 /version 2003 :

##### a) Armatures verticales :

Sont destinés à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

##### a) Les armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$   
 $L_t$  : longueur de la zone tendue.  
 $e$  : épaisseur du voile
- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{l}{10}$  de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

##### b) Les armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent respecter les recommandations suivantes :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  avec une longueur  $10 \times \phi$

##### c) les règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :

- ✓  $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$  dans la zone extrême de voile.
- ✓  $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$  dans la zone courante du voile.

- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile
- L'espacement  $S_t = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$  avec  $a$  : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par  $\text{m}^2$ .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à
  - $40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
  - $20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

#### b. Armatures horizontales :

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  de longueur  $10\phi$ .

#### c. Armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement.

Elles sont en nombre de 4 épingles par  $1\text{m}^2$  au moins.

#### d. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$$

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 :
  - $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ .....zone extrême de voile.
  - $A_{\min} = 0.10\%$ ..... Zone courante du voile.
- L'espacement des barres  $S_t = \min(1.5a, 30\text{cm})$  avec  $a$  : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par  $\text{m}^2$ .
- Les Longueurs de recouvrement :

- $L_r = 40\emptyset$  en zone qui peut être tendue.
- $L_r = 20\emptyset$  en zone comprimé sous toutes les combinaisons.

### V. 4. 3 Le ferrailage :

#### ➤ Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous ( $M$  et  $N$ ) pour une section ( $b \times h$ ) comme indiquée sur la figure Selon la sollicitation la plus défavorable des sollicitations Suivantes :

- ✓  $N_{\max} \rightarrow M$  correspondant.
- ✓  $N_{\min} \rightarrow M$  correspondant.
- ✓  $M_{\max} \rightarrow N$  correspondant.

La section trouvée ( $A$ ) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations du **RPA 99**.

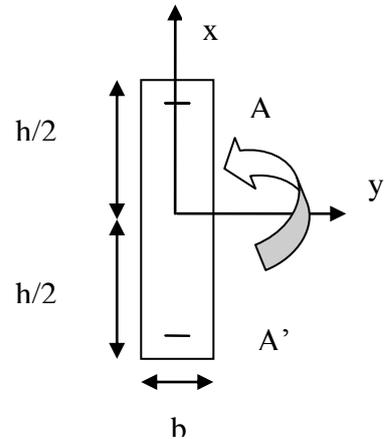


Figure V. 11. Section de ferrailage.

#### ➤ Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 \times f_{ij} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)} ; \text{ Avec vérification des conditions du RPA99.}$$

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous  $M$  et  $N$  pour une section  $b \times h$ .(épaisseur  $\times$ longueur).

#### On note par :

- $A_v^{\min}$  : section d'armatures verticales minimale dans le voile.
- $A_{\min}^t$  : section d'armatures verticales minimale dans la zone tendue du voile.
- $A_{\min}^c$  : section d'armatures verticales minimale dans la zone comprimée du voile.
- $A_v^{cal}$  : section d'armature calculée dans l'élément.
- $A_v^{adop}$  : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- $S_t$  : espacement.
- $A_h^{\min}$  : section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- $A_h^{calc}$  : section d'armature calculée
- $A_h^{adop}$  : section d'armature adoptée.
- $N^{bre}$  : nombre de barre adoptée.
- $L_t$  : longueur de la zone tendue

$$L_t = \frac{h}{2} \left(1 - \frac{h}{6 \times e_0}\right) \quad e_0 = \frac{M}{N}$$

- $L_c$  : longueur de la zone comprimée  
 $L_c = h - 2L_t$

**V.4.4 Sollicitation de calcul :****V.4.4.1 // à x-x' :****a) Voile Vx1(L=2.5m) :****Tableau V.18.** Sollicitation de calcul dans les trumeaux// à x-x'

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
S-Sol	2113.71	0.377	4.251	560.05	641.28	0.679	300.75
RDC	1732.47	0.536	5.482	536.13	937.99	0.664	317.81
Etage 1,2	1238.14	0.141	2.369	412.38	484.19	0.254	364.59
Etage 3,4,5	952.78	0.257	3.744	166	230.05	0.320	385.56
Etage 6,7,8	740.32	0.232	6.47	14.46	250.97	0.189	313.51

**b) Voile Vx2(L=1.5m) :****Tableau.V.19.** Sollicitation de calcul dans les trumeaux// à x-x'

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
S-Sol	1905.02	0.581	4.171	577.4	576.74	0.817	308.42
RDC	1602.95	0.812	5.380	553.4	915.23	0.937	311.71
Etage 1,2	1082.68	0.142	2.295	406.88	477.06	0.349	425.73
Etage 3,4,5	908.54	0.08	2.736	303.45	334.4	0.381	457.5
Etage 6,7,8	848	0.09	2.365	181.55	279.93	0.111	405.57

**V.4.4.2 // à y-y' :****a) Voile Vy1(L=2.7m) :****Tableau. V.20** Sollicitation de calcul dans les trumeaux// à y-y'

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
S-Sol	2951.89	1.688	8.995	952.36	1543.82	0.701	837.45
RDC	813.7	1.540	6.714	600.28	558	0.589	285.03
Etage 1,2	652.82	1.056	3.378	416.99	357.35	0.397	346.59

Etage 3,4,5	554.92	0.309	4.430	152.87	209.78	0.045	349.78
Etage 6,7,8	438.31	0.386	6.555	50.21	188.11	2.522	278.83

b) Voile Vy2(L=2.5m) :

**Tableau V.21.** Sollicitation de calcul dans les trumeaux// à y-y'

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
S-Sol	1685.12	2.625	9.602	758.79	1079.06	0.909	275.72
RDC	843.63	1.911	10.01	671.45	459.84	0.811	297.58
Etage 1,2	674.45	1.365	5.496	471.8	298.3	0.475	352.32
Etage 3,4,5	645.93	0.516	6.724	176.53	213.39	0.059	356.23
Etage 6,7,8	475.52	0.758	6.341	55.42	186.55	2.834	283.73

**V.4.5 Ferrailage des voiles:**

➤ **Armatures verticales:**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (exL) selon la sollicitation la plus défavorable des sollicitations suivantes :

- $N_{max} \longrightarrow M_{correspondant}$ .
- $N_{min} \longrightarrow M_{correspondant}$ .
- $M_{max} \longrightarrow N_{correspondant}$ .

La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations du **RPA99**.

$$A_v^{min} = 0.15 \% b \times L$$

➤ **Armatures horizontales :**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times b \times S_t$$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

**Tableau V.22.** Résultats de ferrailage du voile V<sub>x1</sub> :

Niveau	S-Sol	RDC	Étage 1,2	Étage 3,4,5	Étage 6,7,8
Section (a×L)	20×250	20×250	20×250	20×250	20×250
M (KN.m)	0.377	0.536	0.141	0.257	0.232
N (KN)	2113.71	1732.47	1238.14	952.78	740.32
V(KN)	300.75	317.81	364.59	385.56	313.51
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )	29.34	23.65	16.56	12.60	9.71

Av min/face (cm <sup>2</sup> )	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
Av adop/face (cm <sup>2</sup> )	31.7	24.13	18.47	13.76	10.62
N <sup>barre</sup> /face	4T25+6T16	12T16	12T14	8T12+6T10	8T12+2T10
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20
Ah cal/face (cm <sup>2</sup> )	0.835	0.882	1.012	1.071	0.870
Ah min/face(cm <sup>2</sup> )	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N <sup>barre</sup> /face	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20

**Tableau V.23.** Résultats de ferrailage du voile V<sub>x2</sub> :

Niveau	S-Sol	RDC	Étage 1,2	Étage 3,4,5	Étage 6,7,8
Section (a×L)	20×150	20×150	20×150	20×150	20×150
M (KN.m)	0.581	0.812	0.142	0.876	0.952
N (KN)	1905.02	1602.95	1082.68	908.54	848
V(KN)	308.42	311.71	425.73	457.5	405.57
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )	27.86	22.86	14.82	12.30	11.44
Av min/face (cm <sup>2</sup> )	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
Av adop/face (cm <sup>2</sup> )	28.65	23.19	15.21	13.76	12.19
N <sup>barre</sup> /face	4T20+8T16	10T16+2T14	4T14+8T12	8T12+6T10	8T12+4T10
S <sub>t</sub> (cm)	15	15	15	15	15
Ah cal/face (cm <sup>2</sup> )	1.42	1.44	1.97	2.11	1.87
Ah min/face(cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26
N <sup>barre</sup> /face	2T12	2T12	2T12	2T12	2T12
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20

**Tableau V.24.** Résultats de ferrailage du voile V<sub>y1</sub> :

Niveau	S-Sol	RDC	Étage 1,2	Étage 3,4,5	Étage 6,7,8
Section (a×L)	20×270	20×270	20×270	20×270	20×270
M (KN.m)	1.688	1.540	1.056	0.309	0.386
N (KN)	2951.89	813.7	652.82	554.92	438.31
V(KN)	837.45	285.03	346.59	349.78	278.83
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )	42.21	10.69	8.533	7.22	5.68
Av min/face (cm <sup>2</sup> )	8.1	8.1	8.1	8.1	8.1
Av adop/face (cm <sup>2</sup> )	43.48	11.12	9.87	9.87	9.87
N <sup>barre</sup> /face	10T20+6T16	4T16+2T14	2T14+6T12	2T14+6T12	2T14+6T12
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20
Ah cal/face (cm <sup>2</sup> )	2.15	0.733	0.891	0.899	0.717
Ah min/face(cm <sup>2</sup> )	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26
N <sup>barre</sup> /face	2T12	2T12	2T12	2T12	2T12
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20

**Tableau V.25.** Résultats de ferrailage du voile Vy2 :

Niveau	S-Sol	RDC	Étage 1,2	Étage 3,4,5	Étage 6,7,8
Section (a×L)	20×250	20×250	20×250	20×250	20×250
M (KN.m)	2.625	1.911	1.365	0.516	0.758
N (KN)	1685.12	843.63	674.45	645.93	475.52
V(KN)	275.72	297.58	352.32	356.23	283.73
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )	22.99	11.13	8.84	8.45	6.18
Av min/face (cm <sup>2</sup> )	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
Av adop/face (cm <sup>2</sup> )	24.63	12.06	9.87	9.87	9.87
N <sup>barre</sup> /face	4T20+6T16	6T16	2T14+6T12	2T14+6T12	2T14+6T12
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20
Ah cal/face (cm <sup>2</sup> )	0.765	0.826	0.978	0.989	0.788
Ah min/face(cm <sup>2</sup> )	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N <sup>barre</sup> /face	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20

**V.4.6 Vérification au cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limité selon le **RPA99** (Article 7.7.2) à :

$$\tau_{adm} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

D'après les résultats obtenues des analyses on a  $V_{max}=482.04 \text{ KN.}$

$$\tau = \frac{1.4 \times V}{b \times d} \quad \text{avec : } b \text{ : épaisseur du voile et } d \text{ : hauteur utile } = 0.9 \times h$$

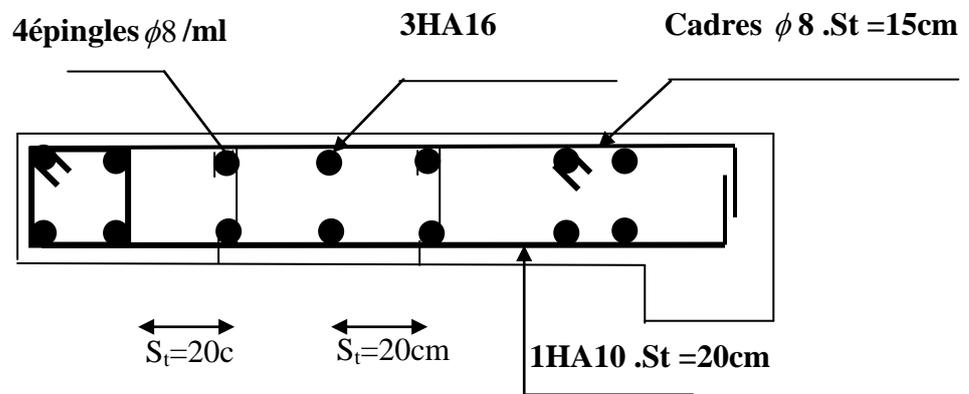
$$\tau = 0.54$$

$$\tau < \tau_{adm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

**V.4.7 Exemples de schémas de ferrailage (au RDC) :**

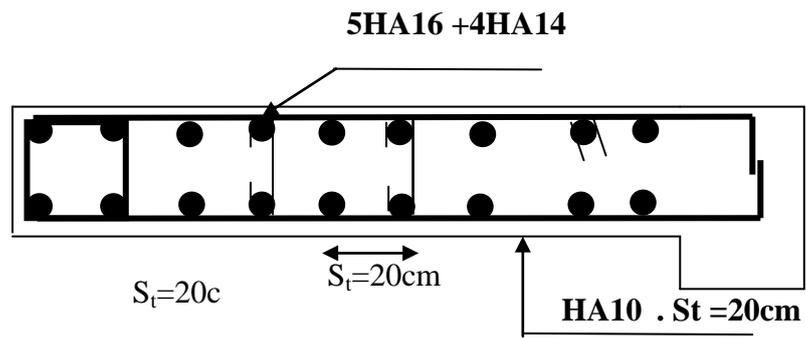
**Schéma de ferrailage des voiles à la base:**

**Voile //ox (L= 2.5m)**



**Figure V.12** Schéma ci-dessous présente le ferrailage du voile Vx1(RDC)

Voile // oy ( $L = 2.7\text{m}$ ):



**Figure V.13** Schémas de ferrailage du panneau longitudinal  $V_{y1}$  (RDC)

# *Chapitre VI*

## *Etude des Fondations*

## Chapitre VI : Etude des Fondations

### VI.1 Introduction :

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise. Elle reprend les charges de la structure et les transmet au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage. On distingue les fondations superficielles (semelles et radiers) et les fondations profondes (pieux et puits).

### VI.2 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Les charges transmises par la structure.
- La distance entre axe des poteaux.
- L'importance de l'ouvrage.

### Caractéristique du sol :

- Le terrain étudié pour recevoir notre structure a une capacité moyenne de 1.08 bars. Le sol est constitué de limons marneux sablonneuse graveleux, à marneuse sablonneuse mélangé parfois de vases, en profondeur.
- Le type de fondation suggéré est superficielles, encrée a au moins 3.20m de la surface du sol.
- Les tassements compris entre 1.43 et 2.71cm

### VI.3 Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le RPA (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8 \cdot G \pm E$

Pour le choix du type de fondation, d'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : La capacité portante du sol.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux vérifications ne sont pas satisfaites, on passera au radier général.

**VI.4 Vérifications :****1. Semelle isolée :**

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

$N$  : L'effort normal agissant sur la semelle, obtenue par le logiciel SAP2000.

$S$  : Surface d'appui de la semelle.

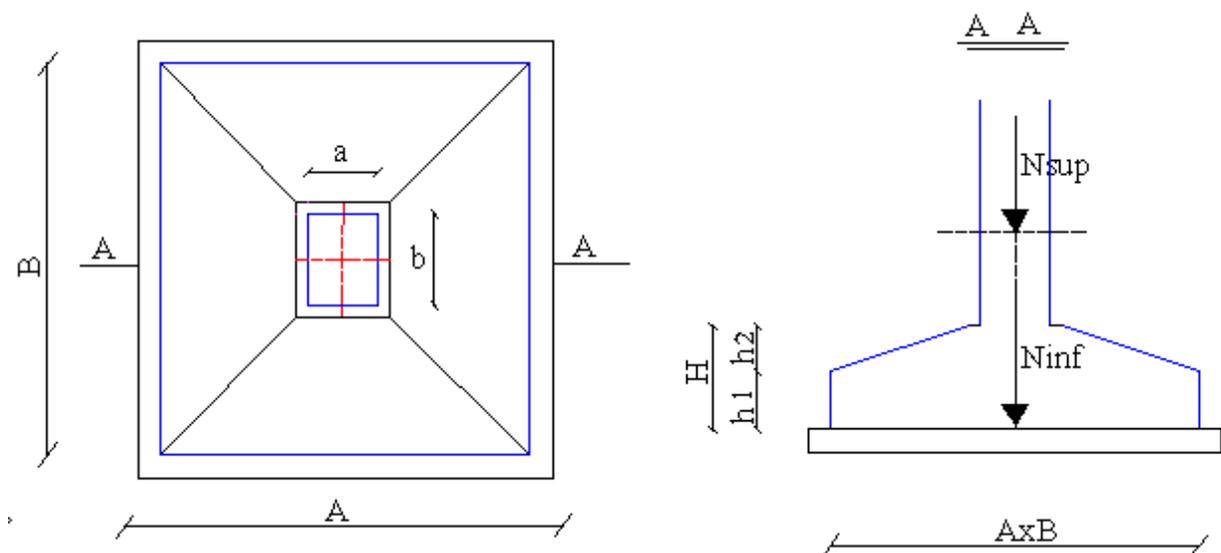
$\bar{\sigma}$  : Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité une section rectangulaire ( $a \times b$ ).

$N = 2382.8 \text{ KN}$ .

$A$  et  $B$  sont les dimensions de la semelle.

$$\frac{b \times N}{A^2} \leq a \times \bar{\sigma} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \bar{\sigma}}} = \sqrt{\frac{0.6 \times 2382.8}{0.5 \times 200}} = 3.78 \text{ m}$$



**Figure VI.1 :** Schéma de la semelle isolée

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

**2. semelles filantes :**

Choisissons une semelle filante, de largeur  $b$  et de longueur  $L$  situé sous un portique formé de poteaux.

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau «  $i$  ».

$$N_1 = -2315.48 \text{ KN}, N_2 = -1286.55 \text{ KN}, N_3 = -434.06 \text{ KN}, N_4 = -1339.90 \text{ KN},$$

$$N_5 = -1389.64 \text{ KN}, N_6 = -1324.56 \text{ KN}$$

$$\sum N_i = 8090.19 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{b * L} \leq \bar{\sigma} \Rightarrow b \geq \frac{N}{\bar{\sigma} \times L} \Rightarrow b \geq \frac{88090.19}{200 \times 19.88} = 2.03 \text{ m}$$

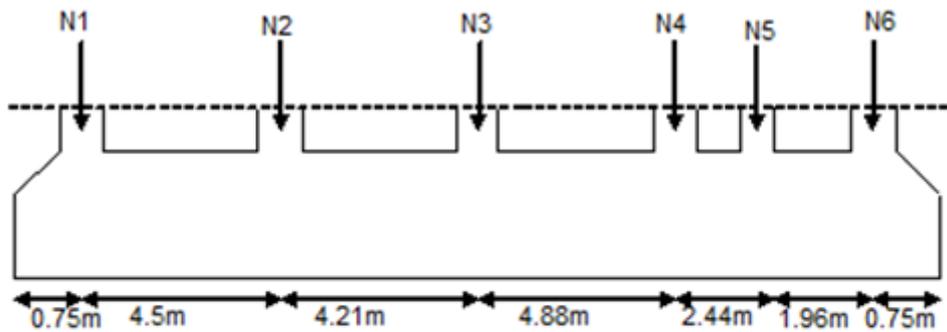


Figure VI.2: Semelle filante

Vu la distances existantes entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Donc on doit passer à un radier général.

### 3. Radier général :

**3.1 Définition :** Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, La dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

#### 3.2 Pré dimensionnement :

- Condition de coffrage

##### La Nervure

$$L_{max} = 5.28 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{528}{10} = 52.8 \text{ cm} \text{ Soit } h = 60 \text{ cm.}$$

$L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

##### La dalle

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{528}{20} = 26.4 \text{ cm}$$

$\Rightarrow h_r \geq 26.4 \text{ cm}$  on prend  $h_r = 40 \text{ cm}$

- **Vérification de condition de rigidité**

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton  $E = 3.216 * 10^4$  MPa.

I : inertie de la section du radier  $I = \frac{b * h_t^3}{12}$ .

K : module de résistance du sol (pour un sol moyenne  $K=4 * 10^4$  Kn/m<sup>3</sup>).

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

b : largeur de radier, on prend une bande de 1m.

$$\text{De (1) et (2)} \geq h = \sqrt[3]{\frac{48 * L_{\max}^4 * K}{\pi^4 * E}} \approx 0.78 \text{ m}$$

A partir des deux conditions on prend :  $h_t = 90 \text{ cm}$ .

### La surface du radier:

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_s \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{51522.18}{108} = 477.05 \text{ m}^2$$

Avec :  $N_{ser}$  est charge totale transmise par la superstructure tirer a partir de **SAP2000**.

La surface du bâtiment est :  $S_{bat} = 619.24 \text{ m}^2 \Rightarrow$  donc on adopte :

$$S_{rad} = S_{bat} = 619.24 \text{ m}^2 \quad (\text{Le radier comporte pas de débord})$$

### 3.3 Vérifications nécessaires :

#### a) Vérification au poinçonnement :

Une force est localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier) ; sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

D'après le CBA93( article, A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante.

$$N_u \leq Q_u = 0.045 * \mu_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u$ : Effort normal de calcul,

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : Hauteur de radier.

➤ **Sous poteaux :**

Cette vérification se fera pour le poteau le plus sollicité.

$$\mu_c = (a' + b') \times 2$$

$$\begin{cases} a' = a + h = 0.5 + 0.9 \\ b' = b + h = 0.6 + 0.9 \end{cases} \Rightarrow \mu_c = 5.8m$$

$$\Rightarrow N_u = 2834.567KN \leq Q_u = 0.045 \times 5.8 \times 0.9 \times \frac{25}{1.5} = 3915KN \text{ la condition vérifiée}$$

➤ **Sous voiles :**

Cette vérification se fera pour le voile le plus sollicité.

$$\mu_c = 5.8m$$

$$\Rightarrow N_u = 3374.52KN \leq Q_u = 0.045 \times 5.8 \times 0.9 \times \frac{25}{1.5} = 3915KN \text{ la condition vérifiée}$$

**b) Vérification de la contrainte du sol :**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

A partir du programme *socotec* on a :

$$I_y = 25181.329 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 8.99m.$$

$$I_x = 12425.727 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 17.16m.$$

Avec  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

▪ **Sens X-X**

$$N = 51522.18KN \text{ et } M_x = 1560.97KN.m.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} * y_G = 108.9 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KPa}.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} * y_G = 106.64 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 108.335 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KPa} \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

▪ **Sens Y-Y**

$$N = 51522.18KN \text{ et } M_y = 1592.90 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = 108.858 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KPa}.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 106.687 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 108.315 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KPa} \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

**NB:** N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$  : Moments sismiques à la base.

**c) Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le RPA, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ **Dans le sens X-X**

$$e = \frac{1592.90}{51522.18} = 0.031 \text{ m} < \frac{26.01}{4} = 6.5 \text{ m} \quad (\text{condition vérifiée})$$

✓ **Dans le sens Y-Y**

$$e = \frac{1560.97}{51522.18} = 0.03 \text{ m} < \frac{18.38}{4} = 4.5 \text{ m} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

**d) Vérification de la poussée hydrostatique**

Il faut s'assurer que :  $N \geq F_s \cdot H \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w$

Avec :

$N = 51522.18 \text{ KN}$  (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 3.20 \text{ m}$ , la hauteur de la parie encrée du bâtiment).

$F_s = 1.5$  (coefficient de sécurité).

$S_{rad} = 619.24 \text{ m}^2$  (surface du radier).

$$S_{rad} = S_{bat} = 619.24 \text{ m}^2$$

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique)

On trouve:

$N = 51522.18 \geq 1.5 \cdot 3.20 \cdot 619.24 \cdot 10 = 29723.52 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$

**e) Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

On considère une bonde de  $1 \text{ m}$  de largeur, et de  $5.63 \text{ m}$  de longueur,  $d = 0.9 \times h_r = 0.36 \text{ m}$ .

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S} \times b = \frac{(51522.18 \times 5.28)}{2 \times 619.24} \times 1 = 219.65 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{219.65 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 0.61 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa.}$$

### 3.4 Ferrailage du radier :

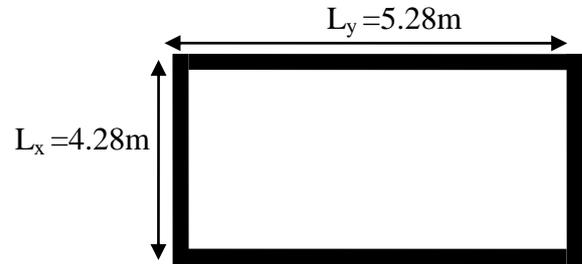
Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension

$$l_x = 4.28 \text{ m et } l_y = 5.28 \text{ m.}$$

- **Calcul des sollicitations :**

$N_u$  ;  $N_{ser}$  : effort ultime et service

$$S_{rad} = S_{bat} = 619.24 \text{ m}^2$$



**Figure VI. 3 :** Dalle sur quatre appuis

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.4 = 22.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (avec } G_0 \text{ le poids du dalle de radier)}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{59482.697}{619.24} + 1.35 \times 22.5 = 126.43 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{40914.615}{619.24} + 22.5 = 88.572 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.81 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0550 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 127.37 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 78.14 \text{ KN.m.}$$

➤ *En travée :*

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 108.26 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 66.42 \text{ KN.m}$$

➤ *En appui :*

$$M_a^x = 0.3 \times M_0^x = 38.21 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^y = 0.3 \times M_0^y = 23.44 \text{ KN.m.}$$

Le ferrailage se fera pour une section  $b \times h_r = 1 \times 0.4 \text{ m}^2$ .

- **Condition de non fragilité :**

On calcule  $A_{min}$  :

$$\text{On a des HA } F_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$h_r = e = 40 \text{ cm, } b = 100 \text{ cm, } \rho = 0.81$$

$$d = 36 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 3.50 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 3.20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

On vérifie que  $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 3.20 \text{ cm}^2 > 0.875 \text{ cm}^2$  c'est vérifiée

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

**Tableau VI.1:** Ferrailage du radier.

Localisation		M (KNm)	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
Sens x-x	Travée	108.26	8.91	3.5	6T14=9.24	15
	Appui	38.21	3.08	3.5	3T14=4.62	33
Sens y-y	Travée	66.42	5.40	3.20	4T14=6.16	25
	Appui	23.44	1.88	3.20	3T14=4.62	33

Pour les espacements des armatures :

$$\begin{cases} \text{Armatures} // l_x : & st \leq \min (3 \times h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}. \\ \text{Armatures} // l_y : & st \leq \min (4 \times h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}. \end{cases}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}.$$

- $V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 192.56 \text{ KN}.$

$$\tau_u = \frac{192.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 0.534 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}. \quad \text{c'est vérifiée}$$

- $V_x = \frac{q_u \times l_y}{3} = 222.51 \text{ KN}.$

$$\tau_u = \frac{222.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 0.618 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}. \quad \text{c'est vérifiée}$$

- **Vérfications à l'ELS :**

- État limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton**

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	A(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	σ <sub>b</sub> (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	85.08	9.24	8.69	5.90	Vérifiée
	En appuis	30.03	4.62	6.40	2.72	Vérifiée
Sens yy	En travée	61.65	6.16	7.28	5.03	Vérifiée
	En appuis	21.75	4.62	6.40	2.00	Vérifiée

**b. Les contraintes dans l'acier**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

**Tableau VI.3 : Vérification des contraintes dans l'acier**

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	A(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	85.08	9.24	8.69	278.17	Non Vérifiée
	En appuis	30.03	4.62	6.40	191.93	Vérifiée
Sens yy	En travée	61.65	6.16	7.28	279.91	Non Vérifiée
	En appuis	21.75	4.62	6.40	139.01	Vérifiée

▪ **Remarque**

On remarque que la contrainte de l'acier en travée dans le sens x-x et dans le sens y-y n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section de l'acier .

**Tableau VI.4: Ferrailage du radier**

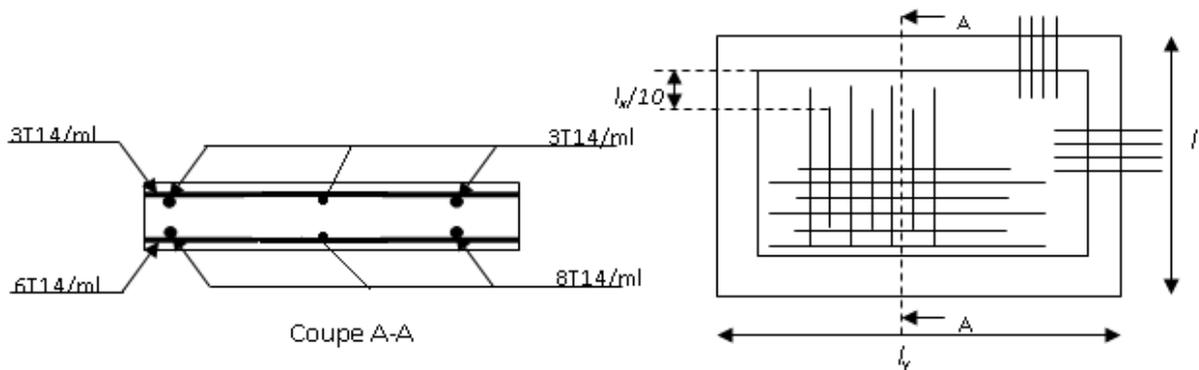
Localisation		A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>f</sub> (cm)
Sens x-x	Travée	8T14=12.32	10
Sens y-y	Travée	6T14=9.24	15

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau VI.5 : Vérification des contraintes**

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	A(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	85.08	12.32	9.83	211.04	Vérifiée
Sens yy	En travée	61.62	9.24	8.69	201.44	Vérifiée

• **Schéma de ferrailage :**



**Figure VI.4 :** Schéma de ferrailage du radier.

**3.5 Ferrailage de nervure :**

**a- Les sollicitations sur les nervures :**

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier servant d'appuis pour la dalle du radier. Elles sont calculées à la flexion simple. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties. Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

**\* Charge triangulaire :**

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$$

Avec  $P$  charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.

**\* Charge trapézoïdale :**

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

Avec  $P$  charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$q_u = 126.43 \text{ KN/m}^2, \quad q_s = 88.57 \text{ KN/m}^2$$

**b- Calcul des sollicitations :**

- Moments aux appuis :

Avec :

$$\text{Les longueurs fictives : } l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :  $M_a = 0.15 \times M_0$  avec  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

• Moment en travée :  $M_t(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{l}) + M_d(\frac{x}{l})$

$M_0(x) = \frac{q \times x}{2}(1-x)$  ;  $x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

• Sens longitudinal (x-x):

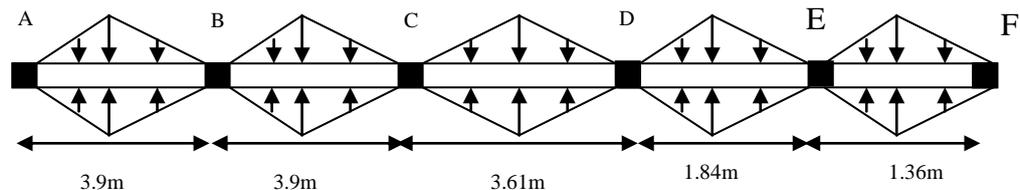


Figure VI.5 : Sollicitations sur les nervures longitudinales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	$M_a$ (KNm)		X (m)	$M_t(KNm)$	$V^{max}$ (KN)
				$M_g$	$M_d$			
A-B	3.9	3.9	328.71	93.74	464.98	1.66	359.39	736.18
B-C	3.61	3.61	304.27	464.98	406.51	1.85	60.35	782.89
C-D	4.28	4.28	360.74	406.51	359.85	2.17	443.01	782.89
D-E	1.84	1.84	155.08	359.85	32.52	2.06	-28.52	761.09
E-F	1.36	1.36	114.62	32,52	3.97	0.88	12.73	101.86

• Sens transversal (y-y):

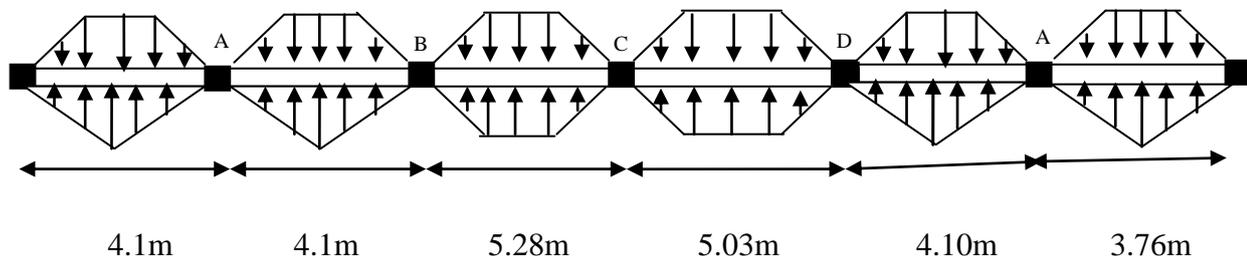


Figure VI.6 : Sollicitations sur les nervures transversales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.7 :** Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal

Travée	l <sub>x</sub> (m)	l' <sub>x</sub> (m)	P (KN/m)	M <sub>a</sub> (KNm)		X (m)	M <sub>t</sub> (KNm)	V <sup>max</sup> (KN)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>			
A-B	4.10	4.10	222.03	69.98	368.84	1,722	259,097	528.05
B-C	4.10	4.10	222.03	368.84	453.16	1,957	56,494	748.20
C-D	5.28	5.28	279.56	453.16	510.40	2,601	492,651	748.89
D-E	5.03	5.03	225.82	510.40	434.68	2,645	279,272	748.89
E-F	4.10	4.10	222.03	434.68	69.98	2,449	302,615	561.18
F-G	3.76	3.76	167.86	69.98	44.49	1,81	274,811	349.14

**d-Ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$H = 0.90 \text{ m} ; \quad h_0 = 0.40 \text{ m}$$

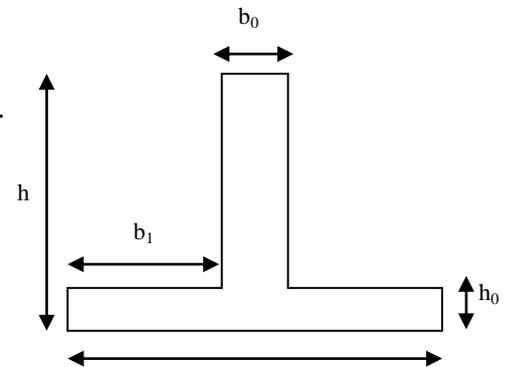
$$b_0 = 0.50 \text{ m} ; \quad d = 0.8 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min \left( \frac{l_y}{10} ; \frac{l_x}{2} \right) \Rightarrow b_1 \leq \min \left( \frac{5.28}{10} ; \frac{4.28}{2} \right)$$

$$b_1 \leq \min (0.528 ; 2.14)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.528 \text{ m}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.56 \text{ m}$$



**Figure VI.7 :** Section à ferrailer.

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.8 :** ferrailage des nervures.

Sens	Localisation	M <sub>u</sub> (KNm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
X-X	Travée	443.01	15.96	15.25	8T16=16.08
	Appui	406.51	14.63	15.25	8T16=16.08
Y-Y	Travée	492.51	17.78	15.25	10T16=20.11
	Appui	510.40	18.44	15.25	10T16=20.11

➤ **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa.}$$

$$\text{Soit } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Soit } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d)^2]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.9 :** Vérification des contraintes dans les nervures.

Sens	Localisation	$M_{ser}(KNm)$	$\sigma_b (MPa)$	$\bar{\sigma}_b (MPa)$	$\sigma_b (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$
X-X	Travée	443.01	5.19	15	360.48	240
	Appui	406.51	4.76	15	331.700	240
Y-Y	Travée	492.51	5.25	15	323.48	240
	Appui	510.40	5.44	15	335.23	240

**Remarque**

On remarque que la contrainte de l’acier en travée et en appui dans le sens x-x et dans le sens y-y n’est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section de l’acier .

**Tableau VI.10 :** Résumé des résultats (ferraillage de la nervure).

Sens	Localisation	$A_{adopté}(cm^2)$
X-X	Travée	8T20=25.13 cm <sup>2</sup>
	Appui	8T20=25.13 cm <sup>2</sup>
Y-Y	Travée	10T20=31.42 cm <sup>2</sup>
	Appui	10T20=31.42 cm <sup>2</sup>

Les nouveaux résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.11:** Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Localisation	$M_{ser}(KNm)$	$\sigma_b (MPa)$	$\bar{\sigma}_b (MPa)$	$\sigma_b (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$
X-X	Travée	443.01	4.31	15	234.54	240
	Appui	406.51	3.94	15	215.22	240
Y-Y	Travée	492.51	4.32	15	210.22	240
	Appui	510.40	4.54	15	217.85	240

➤ **Vérification de l’effort tranchant**

$$V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 0.619 \text{ MN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0.619 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa.}$$

Pas de risque de cisaillement.

**Armatures transversales :**

➤  $\phi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l) = \min(25.71; 50; 20)$  soit  $\phi_t = 10mm$ .

➤ **Espacement des aciers transversaux :**

$$S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12; \phi_{lmin}) \Rightarrow S_t = \min(22.5; 12; 20) = 10cm \text{ soit } S_t = 10cm.$$

## e-Schéma de ferrailage des nervures :

Sens x-x' :

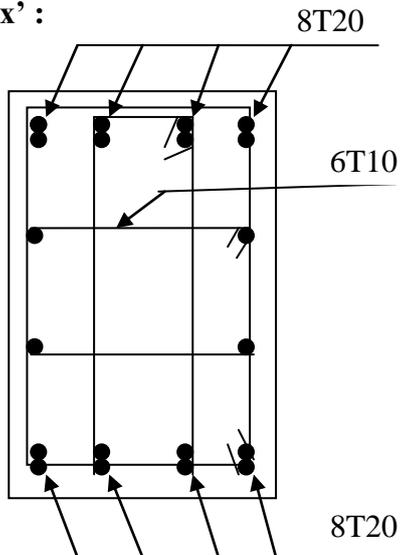


Figure.VI.8 : Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens x-x'.

Sens y-y' :

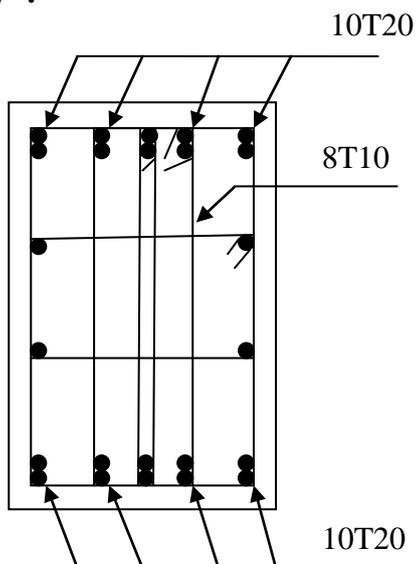


Figure.VI.9 : Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens y-y'.

**VI.5 Conclusion :**

Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoiqu'il nous avons un sol qui a un taux de travail de 1.08 bar à une profondeur de 3.20 m. on a remarqué que les fondations superficielles isolées et filantes ne peuvent être utilisées vu l'importance du poids de la structure pour cela on a opté pour des fondations sur radier afin d'assurer la stabilité de notre structure.

# *Conclusion Générale*

## Conclusion Générale

---

### Conclusion Générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ✓ L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- ✓ Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- ✓ Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoique nous avons un sol qui a un taux de travail de 1.08 bar à une profondeur de 3.20 m. on a remarqué que les fondations superficielles ne peuvent être utilisées vu l'importance du poids de la structure et la faible surface du projet, et cela nous a conduit à opter pour des fondations sur pieux qui peuvent assurer la stabilité de notre structure.

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire.

Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- respect de réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée de la construction.

# Bibliographie

---

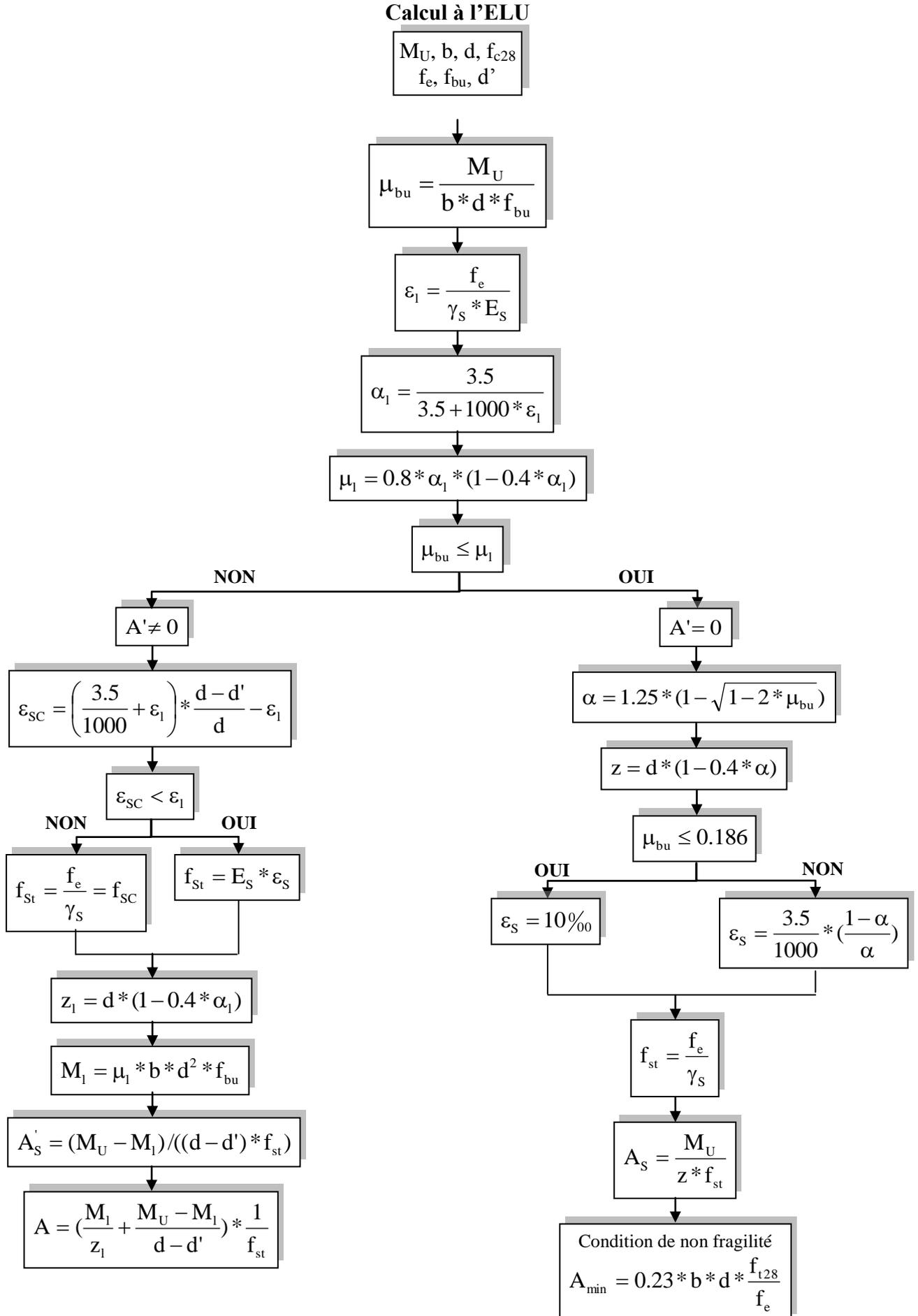
## Bibliographie

- CBA93: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- B.A.E.L 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- RPA 99/ version 2003 : Règles parasismiques algériennes.
- (D.T.R) : Document technique réglementaire, charges et surcharges d'exploitations.
- Mr. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).

# *Annexes*

## Annexe 1

## Flexion simple : Section rectangulaire



# Annexe

## Annexe 2

### Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.0110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

## Annexe

### Annexe 3

**Table de PIGEAUD**

**M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u * v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension  $Lx * Ly$**

**Avec  $Lx < Ly$ .**

**$\rho = 0.5$**

		u/lx v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
<b>Valeur de M<sub>1</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092	
	<b>0.1</b>	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090	
	<b>0.2</b>	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088	
	<b>0.3</b>	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085	
	<b>0.4</b>	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080	
	<b>0.5</b>	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075	
	<b>0.6</b>	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068	
	<b>0.7</b>	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064	
	<b>0.8</b>	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058	
	<b>0.9</b>	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053	
	<b>1.0</b>	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093	
	<b>0.1</b>	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073	
	<b>0.2</b>	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055	
	<b>0.3</b>	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040	
	<b>0.4</b>	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031	
	<b>0.5</b>	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024	
	<b>0.6</b>	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019	
	<b>0.7</b>	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015	
	<b>0.8</b>	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013	
	<b>0.9</b>	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	
	<b>1.0</b>	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

# Annexe

## Annexe 4

### 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

Annexe 5

**Caractéristiques générales**

- Type de service : en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31) simple accès  
 - Distance min entre niveaux : 255 cm  
 - Accès : à l'abaissement  
 - Portes : automatiques  
 - Collecte : collective, descente sélective, à analyse permanente de trafic à ouverture centrale trafic intense

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines		Passage libre	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée en kVA	Réaction maxi en daN				
	largeur BO	prof. TO		hauteur HO	TRI 220 V		TRI 380 V		FC	local des machines			
					In	Id	In			Id	DM	PM	
355 390	180	360	200	120	x 100	36	84	21	54	26	10200	8200	1500
355 390	180	360	200	120	x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 390	180	420	200	120	x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200	140	x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120	x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140	x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120	x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120	x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140	x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140	x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	460	210	180	x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220	150	x 100	□	□	□	□	□	28000	11000	2000
490	240	500	240	140	x 120	□	□	□	□	□	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	140	x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400 440	260	400	200	120	x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	160	x 100	□	□	□	□	□	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	140	x 100	59	148	34	85	62	30000	11000	1500
435 540	260	480	220	200	x 120	141	451	82	262	111	30000	11000	1500
465 540	260	460	220	150	x 120	□	□	□	□	□	31000	12000	2000
530	260	500	240	160	x 120	□	□	□	□	□	32000	12500	2500
400 440	260	430	200	140	x 100	59	142	34	82	40	33000	14000	3000
400 440	260	430	200	120	x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	170	x 100	□	□	□	□	□	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	140	x 100	65	165	38	95	62	33500	12500	1500
460 540	260	520	210	210	x 120	166	530	96	307	46	33500	12500	1500
470 540	260	520	220	150	x 120	□	□	□	□	□	36000	13500	2500
540	260	520	240	200	x 120	□	□	□	□	□	36000	14000	3000
590	260	520	280	230	x 140	□	□	□	□	□	38000	18000	5000
590	260	520	280	230	x 140	□	□	□	□	□	38000	19500	7000

Symbole attribué par le Comité National de Lutte contre le Handicap (CNLH) pour les personnes handicapées.  
 Les appareils sont conformes à la Norme NF P 81201 et...  
 Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le cadre d'un document général.  
 S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schindler suisse.

# Performances & Raffinement

## Table dimensionnelle T30

Ligne Building

ascenseurs de personnes  
machinerie supérieure  
entraînement électrique

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre réveaux max	Course max en m	Dimensions de cabine	Passage libre de port	Dimensions de gaine	Profondeur de cuvette (2)	
					BK x TK x HC	BT x HT	BS x TS	HSG	HSG
<b>630</b> 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1,50	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
<b>800</b> 10 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1,50	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
<b>1000</b> 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
	1,50	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
<b>1250</b> 16 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
		ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
	1,50	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
2,50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220	
	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220	
<b>1600</b> 21 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
	1,50	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	

Merci d'indiquer les cases sont exprimées en centimètres aux indications données. (1) Les profondeurs de cuvette et hauteur sont données en mètres. (2) Les valeurs de la table de documentation P 30-308.  
 (1) Entrainement à 2 vitesses, Dy S = Dynames à vitesse constante de vitesse. (2) La puissance est calculée avec le nombre C 15-100 H C 15-100.  
 ACVF = variation continue de fréquence. TD 2 = transmission de traction. Dy MV = Dynames à vitesse variable. TD 2 = transmission de traction.  
 Dy MV = Dynames à vitesse variable. TD 2 = transmission de traction.  
 TD 2 = transmission de traction.