



جامعة بجاية  
Tasdawit n'Bgayet  
Université de Béjaïa

*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**

*En Vue de l'obtention du Diplôme Master en génie civil*  
*Option : Matériaux et Structures (M.S)*

### **Thème**

*Etude d'un bâtiment (R+9+Entre sol)*  
*Contreventé par un système mixte*  
*(voiles-portiques)*

**Réalisé par :**

*Mr. BENSALAH Adel*

*Mr. TABTA Ridha*

**Encadré par :**

*M<sup>me</sup> ATTIL. S*

**Jury:**

*Mr. Bouzroua. M*

*Mr. Bourouba. A*

**Juin 2014**

## **REMERCIEMENTS**

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

*Nous tenons aussi à remercier nos familles qui nous ont encouragé et soutenu durant notre parcours d'études.*

*Nous adressons nos remerciements à madame Atil .S, pour son encadrement, ses conseils, sa disponibilité.*

*Nous adressons nos remerciements à Mr Mahtout Nacim , pour son aide, ses conseils, sa disponibilité.*

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

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

*En fin, à tous nous amis et ceux qui ont aidé à terminer ce modeste travail.*

**ADEL et RIDHA**

# *Dédicaces*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.*

*Je le dédie aussi à :*

*Mes frères et mes sœurs qui m'ont soutenus et crus en moi lors de mon parcours ainsi que ma chère amie Zohra.*

*A mes tantes et à mes oncles.*

*Chaque cousins et cousines.*

*Ceux qu'ont partagé ce travail avec moi.*

*A tous mes amis (es) de génie civil.*

*A mes meilleurs amis (es) et à tous ceux qui me sont chère en particulier Zakaria, Hakim, Faouzi, Kahina, Zahoua et Fariel*

*A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation.*

***B. Adel***

# *Dédicaces*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.*

*Je le dédie aussi à :*

*Avant tout à la mémoire de mon très cher grand père*

*Mes frères et ma sœurs qui m'ont soutenus et crus en moi lors de mon parcours.*

*A mes tantes et à mes oncles.*

*Chaque cousins et cousines.*

*Ceux qu'ont partagé ce travail avec moi.*

*A tous mes amis (es) de génie civil.*

*A mes meilleurs amis (es) et à tous ceux qui me sont chère en particulier Fatiha.*

*A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation.*

***T. Ridha***

## Symboles et Notations

$A_r$  : Aire d'une section d'acier de répartition

$A_t$  : Aire d'une section d'acier transversal

$A_s$  : Aire d'une section d'acier

$B$  : la largeur (m).

$B_r$  : Section réduite du béton

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier

$E_{vj}$  : Module de déformation différée du béton à l'âge de  $j$  jour

$E_{ij}$  : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de  $j$  jour

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique de compression à  $j$  jour

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique de traction à  $j$  jour

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

$G$  : Charges permanente

$Q$  : Charges d'exploitation

$E$  : Actions accidentelles

$q_u$  : Charges réparties ultime

$q_s$  : Charges réparties de service

$I$  : Moment d'inertie

$M_u$  : Moment de calcul ultime

$M_s$  : Moment de calcul de service

$N_u$  : Effort normal ultime

$N_s$  : Effort normal de service.

$V$  : Effort tranchant

$S$  : Surface plane de la structure

$d$  : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

$e$  : Epaisseur

$L$  : Longueur

$L_r$  : Longueur de recouvrement

$l_f$  : Longueur de flambement

$I$  : Rayon de giration

$\Lambda$  : Elancement

$\mu$  : Coefficient de frottement

$\mu_{bu}$  : Moment ultime réduit

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\sigma_{bc}$  : Contrainte du béton à la compression

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier à la traction

$\phi_t$  : Diamètre des armatures transversales

$S_t$  : Espacement des armatures

$\zeta$  : Contrainte tangentielle de cisaillement

$\zeta_{se}$  : Contrainte d'adhérence

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement

$l_s$  : Longueur de scellement

$\xi_{bc}$  : Raccourcissement relatif du béton

$\xi_s$  : Allongement relatif de l'acier tendu

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de béton

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

$\gamma$  : Poids spécifique déjaugé

$A$  : Coefficient d'accélération de zone

$C_T$  : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

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

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

$F_s$  : Coefficient de sécurité = 1.5

$Q$  : Facteur de qualité

$R$  : coefficient de comportement global

$P$  : Poids du radier (KN).

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

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

$S_{bat}$  : Surface totale du bâtiment ( $m^2$ ).

$St$  : Espacement des armatures.

$W$  : poids propre de la structure.

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

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

$Z$  : bras de levier

$f$  : Flèche

$f_e$  : Limite d'élasticité

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

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

$\sigma$  : Contrainte normale.

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

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

$k_c$  : Coefficient de portance.

$q_0$  : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

$\sigma_f$  : Contrainte effective finale (bars).

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

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

$\eta$  : Facteur d'amortissement.

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

$h_0$  : épaisseur de la dalle de radier (cm)

$h_t$  : hauteur de la nervure (cm)

# ***SOMMAIRE***

<b>Liste des figures</b>	
<b>Liste des tableaux</b>	
<b>Introduction</b>	<b>1</b>

## **CHAPITRE I : Généralités**

<b>I.1.Introduction</b>	<b>2</b>
<b>I.2.Présentation de l'ouvrage</b>	<b>2</b>
<b>I.3.Règlements et normes utilisés</b>	<b>3</b>
<b>I.4.Les états limites</b>	<b>3</b>
<b>I.5.Règle des trois pivots</b>	<b>4</b>
<b>I.6.Les actions</b>	<b>5</b>
<b>I.7.Les matériaux</b>	<b>7</b>

## **CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments**

<b>II.1.Introduction</b>	<b>15</b>
<b>II.2.Les planchers</b>	<b>15</b>
<b>II.3.Pré dimensionnement des poutres</b>	<b>18</b>
<b>II.4.Pré dimensionnement des voiles</b>	<b>20</b>
<b>II.5.Pré dimensionnement de l'acrotère</b>	<b>20</b>
<b>II.6. Pré dimensionnement des escaliers</b>	<b>20</b>
<b>II.7 .Evaluation sur des charges et des surcharges</b>	<b>24</b>
<b>II.8.Les Poteaux</b>	<b>26</b>
<b>II.9.Vérification des poteaux</b>	<b>36</b>
<b>II.10.Conclusion</b>	<b>40</b>

## **CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires**

<b>III.1.Calcul des planchers</b>	<b>41</b>
<b>III.2. Etude des dalles pleines</b>	<b>72</b>
<b>III.3.Les Escaliers</b>	<b>96</b>
<b>III.4.Etude de l'acrotère</b>	<b>112</b>
<b>III.5.Etude de l'ascenseur</b>	<b>118</b>

## **CHAPITRE IV : Etude dynamique**

<b>IV.1. Introduction</b>	<b>128</b>
<b>IV.2. Méthodes de calcul</b>	<b>128</b>
<b>IV.3. Description du logiciel SAP 2000.14</b>	<b>133</b>
<b>IV.4. Disposition des voiles</b>	<b>133</b>
<b>IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP 2000.14</b>	<b>134</b>
<b>IV.6. Conclusion</b>	<b>140</b>

## **CHAPITRE V : Etude des éléments structurants**

<b>V.1. Introduction</b>	<b>141</b>
<b>V.2. Étude des poteaux</b>	<b>141</b>
<b>V.3. Etude des poutres</b>	<b>153</b>
<b>V.4. Vérification des zones nodales</b>	<b>168</b>
<b>V.5. Étude des voiles</b>	<b>170</b>

## **CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure**

<b>VI.1. Introduction</b>	<b>181</b>
<b>VI.2. Choix de type de fondations</b>	<b>181</b>
<b>VI.3. Combinaisons d'actions à considérer</b>	<b>181</b>
<b>VI.4. Etude des fondations</b>	<b>181</b>
<b>VI.5. Ferrailage du débord</b>	<b>197</b>
<b>VI.6. Etude du mur de soutènement</b>	<b>198</b>
<b>VI.7. Conclusion</b>	<b>202</b>

**Conclusion**

**Bibliographique**

**Annexes**

## Liste des figures

<b>Fig. I.1</b> : Diagramme des déformations limites de la section	5
<b>Fig. I.2</b> : Evaluation de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton	8
<b>Fig. I.3</b> : Diagramme contraintes déformations à L'E.L.U	10
<b>Fig. I.4</b> : Diagrammes des contraintes du béton à l'E.L.U (compression - flexion)	11
<b>Fig. I.5</b> : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers	13
<b>Fig. II.1</b> : Coupe transversale sur un plancher à corps creux	16
<b>Fig. II.2</b> : Coupe transversale d'une poutrelle	16
<b>Fig. II.3</b> : Dalle sur un seul appui	17
<b>Fig. II.4</b> : Dalles sur trois appuis	17
<b>Fig. II.5</b> : Coupe de l'acrotère	20
<b>Fig. II.6</b> : Schéma d'escaliers	21
<b>Fig. II.7</b> : Vue en plan de la structure	28
<b>Fig. II.8</b> : Schéma statique de la descente de charge	29
<b>Fig. II.9</b> : Surface afférente revenante au poteau P1	30
<b>Fig. II.10</b> : Surface afférente revenante au poteau P2	32
<b>Fig. II.11</b> : Les Surfaces afférentes revenantes au poteau P3	34
<b>Fig. II.12</b> : La section réduite de béton	37
<b>Fig. III.1</b> : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées	42
<b>Fig. III.2</b> : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées	42
<b>Fig. III.3</b> : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées	42
<b>Fig. III.4</b> : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées	43
<b>Fig. III.5</b> : Schéma statique de la poutrelle (Type 4)	46
<b>Fig. III.6</b> : Diagramme des moments de la poutrelle terrasse inaccessible (Type 4)	46
<b>Fig. III.7</b> : Diagramme de l'effort tranchant aux appuis (Type 4)	47
<b>Fig. III.8</b> : Schéma statique de poutrelle (Type 1)	47
<b>Fig. III.9</b> : Diagramme des moments de la poutrelle du plancher terrasse accessible (type1)	50
<b>Fig. III.10</b> : Diagramme des efforts tranchants aux appuis du plancher terrasse accessible T1	50
<b>Fig. III.11</b> : Schéma statique de poutrelle (Type 2)	51
<b>Fig. III.12</b> : Schéma statique de poutrelle (Type 3)	51
<b>Fig. III.13</b> : Schéma statique de la poutrelle (Type 5)	51
<b>Fig. III.14</b> : Schéma statique de la poutrelle (Type 1)	52
<b>Fig. III.15</b> : Diagramme des moments de la poutrelle du plancher étagecourant (type1)	54
<b>Fig. III.16</b> : Diagramme des efforts tranchants aux appuis du plancher étage courant (type1)	55
<b>Fig. III.17</b> : Schéma statique de poutrelle (Type 2)	55
<b>Fig. III.18</b> : Schéma statique de poutrelle (Type 3)	56
<b>Fig. III.19</b> : Schéma statique de la poutrelle (Type 5)	56
<b>Fig. III.20</b> : Schéma statique de la poutrelle (Type 6)	56
<b>Fig. III.21</b> : Schéma statique de la poutrelle (Type 1)	57
<b>Fig. III.22</b> : Schéma statique de poutrelle (Type 2)	57
<b>Fig. III.23</b> : Schéma statique de poutrelle (Type 7)	58
<b>Fig. III.24</b> : Schéma de la section de la poutrelle	59
<b>Fig. III.25</b> : Dalle plane type 1	72
<b>Fig. III.26</b> : Schéma de ferrailages de la dalle sur 3 appuis type1 RDC+1 <sup>er</sup> étage	77

<b>Fig. III.27</b> : Dalle plane type2	77
<b>Fig. III.28</b> : Schéma de ferrailages de la dalle sur 3appuis type2	81
<b>Fig. III.29</b> : Dalle plane type 3	81
<b>Fig. III.30</b> : Schéma de ferrailages de la dalle sur 3appuis type 3	85
<b>Fig. III.31</b> : Dalle plane type 4	85
<b>Fig. III.32</b> : Schéma de ferrailages de la dalle sur 3appuis type 4	89
<b>Fig. III.33</b> : Dalle plane type 5	89
<b>Fig. III.34</b> : Schéma de ferrailages de la dalle sur 3appuis type 5	93
<b>Fig. III.35</b> : Dalle plane étage 2, 3, 4 et 5	93
<b>Fig. III.36</b> : Schéma de ferrailage de la dalle en console étage 2, 3, 4 et 5	94
<b>Fig. III.37</b> : Dalle plane toiture de l'escalier	94
<b>Fig. III.38</b> : Schéma de ferrailage de la dalle en console toiture de l'escalier	96
<b>Fig. III.39</b> : Vue en plan de l'escalier	96
<b>Fig. III.40</b> : Schéma statique	97
<b>Fig. III.41</b> : Diagramme des sollicitations	97
<b>Fig. III.42</b> : Palier sur trois appuis	101
<b>Fig. III.43</b> : Schéma statique	104
<b>Fig. III.44</b> : Schéma statique avec chargement	104
<b>Fig. III.45</b> : Schéma de ferrailage d'escalier type 1	107
<b>Fig. III.46</b> : Schéma de ferrailage du palier	107
<b>Fig. III.47</b> : Schéma de ferrailage d'escalier type 2	107
<b>Fig. III.48</b> : Schéma statique de la poutre palière	108
<b>Fig. III.49</b> : Schéma de ferrailage de la poutre palière	111
<b>Fig. III.50</b> : Coupe transversale de l'acrotère	112
<b>Fig. III.51</b> : Schéma de ferrailage de l'acrotère (terrasse accessible)	117
<b>Fig. III.52</b> : Cage d'ascenseur	118
<b>Fig. III.53</b> : Surface d'impacte de l'ascenseur	122
<b>Fig. III.54</b> : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur	126
<b>Fig. IV.1</b> : Vue en 3D de la structure	127
<b>Fig. IV.2</b> : Spectre de calcul	133
<b>Fig. IV.3</b> : Disposition des voiles	134
<b>Fig. IV.4</b> : 1 <sup>er</sup> mode de déformation	135
<b>Fig. IV.5</b> : 2 <sup>ème</sup> mode de déformation	135
<b>Fig. IV.6</b> : 3 <sup>ème</sup> mode de déformation	136
<b>Fig. V.1</b> : La zone nodale	142
<b>Fig. V.2</b> : Section du poteaux	149
<b>Fig. V.3</b> : Schéma de la disposition constructive des poteaux	151
<b>Fig. V.4</b> : Schéma de ferrailage des poteaux Entre sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	152
<b>Fig. V.5</b> : Schéma de ferrailage des poteaux 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	152
<b>Fig. V.6</b> : Schéma de ferrailage des poteaux 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	152
<b>Fig. V.7</b> : Schéma de ferrailage des poteaux 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	152
<b>Fig. V.8</b> : Schéma de ferrailage des poteaux 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	152
<b>Fig. V.9</b> : Schéma de ferrailage des poteaux Terrasse inaccessible	152
<b>Fig. V.10</b> : Schéma de ferrailage des poteaux cage d'ascenseur	153
<b>Fig. V.11</b> : Dispositions constructives des portiques	154
<b>Fig. V.12</b> : 2U superposés	155
<b>Fig. V.13</b> : Disposition constructive des poutres	162
<b>Fig. V.14</b> : Schéma de ferrailage des poutres principales	163

<b>Fig. V.15</b> : Schéma de ferrailage des poutres secondaire	163
<b>Fig. V.16</b> : Schéma de ferrailage des poutres principales	164
<b>Fig. V.17</b> : Schéma de ferrailage des poutres secondaires	164
<b>Fig. V.18</b> : Schéma de ferrailage des poutres principales	165
<b>Fig. V.19</b> : Schéma de ferrailage des poutres secondaires	165
<b>Fig. V.20</b> : Schéma de ferrailage des poutres principales	166
<b>Fig. V.21</b> : Schéma de ferrailage des poutres secondaires	166
<b>Fig. V.22</b> : Schéma de ferrailage des poutres principales	167
<b>Fig. V.23</b> : Schéma de ferrailage des poutres secondaires	167
<b>Fig. V.24</b> : Schéma de la zone nodale	168
<b>Fig. V.25</b> : Schéma de ferrailage du voile Vx3 au niveau du RDC	180
<b>Fig. VI.1</b> : Schéma de semelle isolée	182
<b>Fig. VI.2</b> : Schéma de semelle filante	182
<b>Fig. VI.3</b> : Présentation de zone d'impact de la charge concentrée	184
<b>Fig. VI.4</b> : Panneau de dalle sur quatre appuis	188
<b>Fig. VI.5</b> : Schéma de ferrailage de la dalle de radier	191
<b>Fig. VI.6</b> : Charges transmises aux nervures sens x-x	193
<b>Fig. VI.7</b> : Charges transmises aux nervures sens y-y	193
<b>Fig. VI.8</b> : Section à ferrailer	194
<b>Fig. VI.9</b> : Schéma de ferrailage des nervures	196
<b>Fig. VI.10</b> : Schéma statique du débord	197
<b>Fig. VI.11</b> : Schéma de ferrailage du débord	197
<b>Fig. VI.12</b> : Schéma du mur	198
<b>Fig. VI.13</b> : Diagramme des contraintes	199
<b>Fig. VI.14</b> : Le panneau le plus sollicité	199
<b>Fig. VI.15</b> : Répartition des contraintes sur le mur a l'ELS	200
<b>Fig. VI.16</b> : Schéma de ferrailage de mur de soutènement	201

# Liste des tableaux

<b>Tableau. I.1</b> : $f_c$ en fonction du type d'acier	12
<b>Tableau. I.2</b> : Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser	14
<b>Tableau. II.1</b> : Evaluation des charges de l'acrotère	20
<b>Tableau. II.2</b> : Charges et surcharges sur le plancher terrasse inaccessible.	24
<b>Tableau. II.3</b> : Evaluation des charges du mur séparation.	24
<b>Tableau. II.4</b> : Charges et surcharges sur le plancher terrasse accessible.	24
<b>Tableau. II.5</b> : Charges et surcharges sur les planchers étages courant	25
<b>Tableau. II.6</b> : Evaluation des charges de la dalle pleine.	25
<b>Tableau. II.7</b> : Evaluation des charges du mur extérieur	25
<b>Tableau. II.8</b> : Evaluation des charges et surcharges sur la volée ( $e=15\text{cm}, \alpha=32.520$ ).	26
<b>Tableau. II.9</b> : Evaluation des charges sur le palier ( $e=15$ ).	26
<b>Tableau. II.10</b> : La dégression des surcharges	29
<b>Tableau. II.11</b> : La descente de charge revenante au poteau P1	30
<b>Tableau. II.12</b> : La descente de charge revenante au poteau P2	32
<b>Tableau. II.13</b> : La descente de charge revenante au poteau P3	34
<b>Tableau. II.14</b> : Vérification des poteaux à la compression simple	37
<b>Tableau. II.15</b> : Vérification au flambement des poteaux.	39
<b>Tableau. II.16</b> : Vérification des conditions de RPA99/version 2003	39
<b>Tableau. II.17</b> : Pré vérification de l'effort normal réduit	40
<b>Tableau. III.1</b> : Les Types de poutrelles	44
<b>Tableau. III.2</b> : Combinaisons d'action	45
<b>Tableau. III.3</b> : Sollicitation de la poutrelle du plancher terrasse inaccessible type (4)	47
<b>Tableau. III.4</b> : Sollicitations des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 1)	51
<b>Tableau. III.5</b> : Sollicitations des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 2)	51
<b>Tableau. III.6</b> : Sollicitations des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 3)	51
<b>Tableau. III.7</b> : Sollicitations des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 5)	52
<b>Tableau. III.8</b> : Sollicitations des poutrelles du plancher étage courant type (1)	55
<b>Tableau. III.9</b> : Sollicitations des poutrelles du plancher étage courant type (2)	55
<b>Tableau. III.10</b> : Sollicitations des poutrelles du plancher étage courant type (3)	56
<b>Tableau. III.11</b> : Sollicitations des poutrelles du plancher étage courant type (5)	56
<b>Tableau. III.12</b> : Sollicitations des poutrelles du plancher étage courant type (6)	57
<b>Tableau. III.13</b> : Sollicitations des poutrelles du plancher étage RDC type (1)	57
<b>Tableau. III.14</b> : Sollicitations des poutrelles du plancher étage RDC type (2)	58

<b>Tableau. III.15</b> : Sollicitations des poutrelles du plancher étage RDC type (7)	58
<b>Tableau. III.16</b> : Tableau récapitulatif des sollicitations max des différents planchers	58
<b>Tableau. III.17</b> : Calcul des armatures du plancher terrasse inaccessible	62
<b>Tableau. III.18</b> : Calcul des armatures du plancher terrasse accessible	63
<b>Tableau. III.19</b> : Calcul des armatures du plancher étage courant	63
<b>Tableau. III.20</b> : Calcul des armatures du plancher RDC	63
<b>Tableau. III.21</b> : Calcul des moments à l'ELS	64
<b>Tableau. III.22</b> : Vérification à la compression du béton	66
<b>Tableau. III.23</b> : Vérification des états limite de déformation	70
<b>Tableau. III.24</b> : Schéma de ferrailage des poutrelles	71
<b>Tableau. III.25</b> : Le ferrailage de la dalle pleine sur type 1	75
<b>Tableau. III.26</b> : Vérification de la contrainte dans le béton	76
<b>Tableau. III.27</b> : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis type 2	79
<b>Tableau. III.28</b> : Vérification de la contrainte dans le béton	80
<b>Tableau. III.29</b> : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis	83
<b>Tableau. III.30</b> : Vérification de la contrainte dans le béton	84
<b>Tableau. III.31</b> : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis	87
<b>Tableau. III.32</b> : Vérification de la contrainte dans le béton	88
<b>Tableau. III.33</b> : Le ferrailage de la dalle pleine type5	91
<b>Tableau. III.34</b> : Vérification de la contrainte dans le béton	92
<b>Tableau. III.35</b> : Ferrailage de la dalle en console	93
<b>Tableau. III.36</b> : Ferrailage de la dalle en console	95
<b>Tableau. III.37</b> : Résumé des résultats de ferrailage	98
<b>Tableau. III.38</b> : Résumé des résultats de ferrailage	102
<b>Tableau. III.39</b> : Vérification de la contrainte dans le béton	102
<b>Tableau. III.40</b> : Résumé des résultats de ferrailage	105
<b>Tableau. III.41</b> : Ferrailage de la poutre palière	109
<b>Tableau. III.42</b> : Vérification de l'état limite de compression du béton	109
<b>Tableau. III.43</b> : Combinaison d'action de l'acrotère	113
<b>Tableau. III.44</b> : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur	120
<b>Tableau. III.45</b> : ferrailage de la dalle d'ascenseur	120
<b>Tableau. III.46</b> : ferrailage de la dalle de la salle des machines	124
<b>Tableau. IV. 1</b> : Valeurs des pénalités (Pq)	129
<b>Tableau. IV.2</b> : Période et taux de participation.	134

<b>Tableau. IV.3 :</b> Charges verticales reprises par les portiques et voiles.	137
<b>Tableau. V.4 :</b> Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.	137
<b>Tableau. IV.5 :</b> Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.	138
<b>Tableau. IV.6 :</b> Vérification de la résultante des forces.	138
<b>Tableau. IV.7 :</b> Vérification des déplacements	139
<b>Tableau. IV.8 :</b> Vérification à l'effet P- $\Delta$ .	140
<b>Tableau. V.1 :</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	142
<b>Tableau. V.2 :</b> Résumé des sollicitations minimales et maximales dans les poteaux	144
<b>Tableau. V.3 :</b> Ferrailages adoptés pour les poteaux longitudinaux	146
<b>Tableau. V.4 :</b> Armatures transversales	147
<b>Tableau. V.5 :</b> Justification de l'effort normal réduit	148
<b>Tableau. V.6 :</b> Justification des contraintes dans le béton	149
<b>Tableau. V.7 :</b> Vérification des contraintes tangentielles	150
<b>Tableau. V.8 :</b> Les sollicitations les plus défavorables	156
<b>Tableau. V.9 :</b> Ferrailage longitudinal dans les poutres	157
<b>Tableau. V.10 :</b> Vérification des contraintes tangentielles	160
<b>Tableau. V.11 :</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	160
<b>Tableau. V.12 :</b> Vérification de la contrainte limite de béton	161
<b>Tableau. V.13 :</b> Les moments résistant dans les poteaux	168
<b>Tableau. V.14 :</b> Les moments résistant dans les poutres	169
<b>Tableau. V.15 :</b> Vérification de la zone nodale dans différent étage	169
<b>Tableau. V.16 :</b> Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x1}$ // à x-x'	171
<b>Tableau. V.17 :</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x1}$ dans tous les niveaux	175
<b>Tableau. V.18 :</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x2}$ dans tous les niveaux	176
<b>Tableau. V.19 :</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x3}$ dans tous les niveaux	177
<b>Tableau. V.20 :</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y3}$ dans tous les niveaux	178
<b>Tableau. V.21 :</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y1}$ dans tous les niveaux	179
<b>Tableau. VI.1:</b> Résumé des résultats de ferrailage de radier	189
<b>Tableau. VI.2 :</b> Vérification des contraintes de radier	190
<b>Tableau. VI.3:</b> Résumé des résultats de ferrailage à ELS de radier	191
<b>Tableau. VI.4 :</b> Sollicitation à l'ELU de la nervure suivant le sens x-x	193
<b>Tableau. VI.5 :</b> Sollicitation à l'ELU de la nervure suivant le sens y-y	194
<b>Tableau. VI.6 :</b> section des armatures de ferrailage des nervures de radier	194
<b>Tableau. VI.7 :</b> Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier	195
<b>Tableau. VI.8 :</b> Résultats de ferrailage à ELS des nervures	196

<b>Tableau. VI.9 :</b> Section d'armatures du débord et vérification des contraintes	197
<b>Tableau. VI.10 :</b> Section des armatures du mur de soutènement...	200
<b>Tableau. VI.11 :</b> Vérification des contraintes dans le béton et l'acier	201
<b>Tableau. VI.12 :</b> Section des armatures à ELS	201

# ***INTRODUCTION***

# *Introduction*

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grande 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 fiabilité de l'ouvrage.

Toute fois 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 porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (commerces + habitations) en R+9+Entre sol, il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ.

On se base sur le plan de travail suivant :

- ✚ Le premier chapitre, est consacré pour les généralités.
- ✚ Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- ✚ Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- ✚ Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- ✚ Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments structuraux.
- ✚ Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

# ***CHAPITRE I***

## ***Généralités***

**I.1.Introduction**

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

**I.2.Présentation de l'ouvrage**

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+9+Entre sol, cette structure est destinée à l'usage multiple (habitation et commerces), est classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe d'usage **2**, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de Bouira, qui est représentée, d'après le zoning sismique établi selon le Règlement Parasismique Algérien de 1999 version 2003. La wilaya, est géographiquement située dans la **zone IIa** (zone moyenne sismicité).

Le projet est situé à gauche de RN05 en allant vers Alger. Ces limites sont les suivantes :

Au nord : Propriété RABRAB.

Au sud : Terrain Vague.

A l'est : Station NAFTAL.

A l'ouest : Talus.

**I.2.1.Description architecturale**

- Hauteur totale du bâtiment ..... **38.68m**
- Hauteur de l'ENTRE SOL ..... **4.93 m**
- Hauteur du RDC ..... **3.06m**
- Hauteur des étages courants..... **3.06m**
- La longueur totale du bâtiment... **30 m**
- La largeur totale du bâtiment..... **24.30 m**

## I.2.2. Description structurale

❖ **L'ossature :** La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassent 4 niveaux ou une hauteur de 14m en zone **IIa**, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

❖ **Les planchers :** constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissants dans son plan aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux et voiles).

❖ **Les escaliers :** Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

❖ **Maçonnerie utilisés:** les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses séparées par une âme d'air de 5cm. les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm

❖ **L'acrotère :** c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est accessible, son rôle est la protection des eaux pluviales et pour accrocher les échafaudages.

❖ **L'infrastructure**  
Elle assure les fonctions suivantes :

- transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- limitation des tassements différentie.

## I.3. Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ DTR BC2.33.2.

## I.4. Les états limites [2]

### I.4.1. Définition

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

**a) Etat limite ultime :** Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure, ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

**b) Etat limite de service :** Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

## I.4.2. Les hypothèses de calcul

### I.4.2.1. Etat limite de service (ELS)

[3] (article A.4.3.2)

1- conservation des sections planes.

2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.

3- la résistance à la traction du béton est négligeable.

4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.

5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

6- le diagramme contrainte déformation ( $\sigma; \varepsilon$ ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas

7- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

### I.4.2.2. Etat limite ultime (ELU)

[2] (Article IV.1)

1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.

2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )

3-  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  avec :  $E_s$  : module de Young de l'acier.

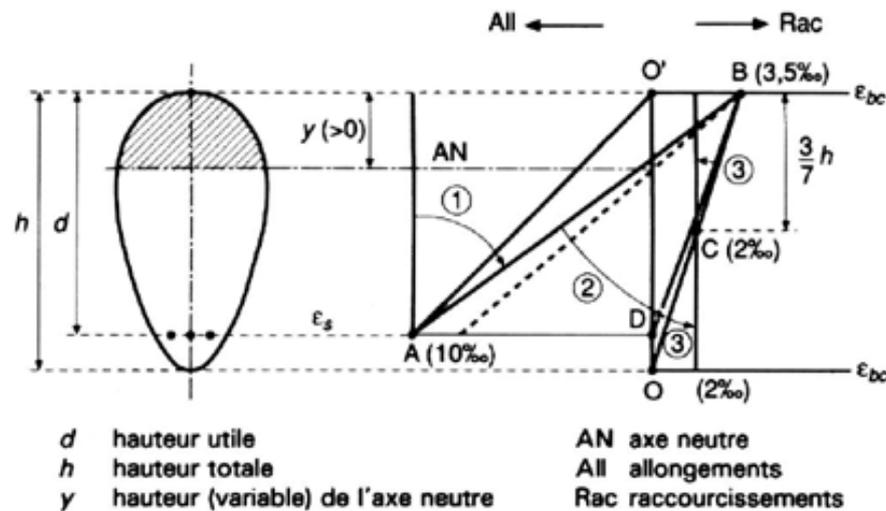
n : coefficient d'équivalence acier- béton.

4- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé

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

## 1.5. Règle des trois pivots

Les diagrammes possibles résultent des déformations limites fixées pour les matériaux, d'où les trois domaines de la figure suivante :



**Figure I.1 :** Diagramme des déformations limites de la section

Les diagrammes sont utiles pour le dimensionnement des sections, il ne faut cependant pas les confondre avec ceux qui correspondent aux déformations réelles de la section sous sollicitation donnée.

- **Pivot A :** Il est conditionné par l'allongement de l'acier et celui de la flexion sans une perte importante de la résistance du béton, donc on est dans le cas de la traction de faible excentricité.
- **Pivot B :** Il est conditionné par le raccourcissement du béton, et de la flexion avec épaissement de la résistance du béton sur la fibre la plus comprimée, ou celle qui est partiellement comprimée.
- **Pivot C :** Définit les caractéristiques de la section entièrement comprimée.

## I.6. Les actions

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

- **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :
  - Le poids propre de la structure.
  - Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
  - Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides.
  - Les déformations imposées à la structure.

- **Les actions variables (Q)**

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

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

- Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (FA)**

Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l’ouvrage, on peut citer :

-Les chocs.

-Les séismes.

-Les explosions.

-Les feux.

**I.6.2.Valeurs de calcul des actions**

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable

**a) Combinaison d’actions à l’ELU**

[3] (article A.3.3.2)

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

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.5Q_1 + \sum 1,3 \Psi_{0i} Q_i$$

$\Psi_{0i} = 0.77$  pour les bâtiments à usage courant.

$\Psi_{0i}$ : Coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles**

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

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

$\Psi_{1i} Q_i$  : Valeur fréquente d’une action variable.

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

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

**b) Combinaison d'action à l'E L S**

[3] (article A.3.3.3)

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

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

Avec :

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

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

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

**c) Combinaisons de calcul [1]**

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

$$\text{Situations durables} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Situations accidentelles} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{array} \right.$$

**I.7. Les matériaux****I.7.1. Béton**

Est un mélange de ciment, de sable, de granulat et d'eau et éventuellement des adjuvants. Le dosage de ciment le plus couramment utilisé par mètre cube de béton est de 350kg.

Le béton doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé.

I.7.1.1. Caractéristiques mécaniques du béton

a) résistance à la compression  $f_{cj}$

Cette résistance ( $f_{cj}$  en Mpa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées (16\*32) cm<sup>2</sup> dans le laboratoire. Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28}$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad [3] \text{ (article A.2.1.1)}$$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} & \text{Si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28j \end{cases} \quad [3] \text{ (article A.2.1.1)}$$

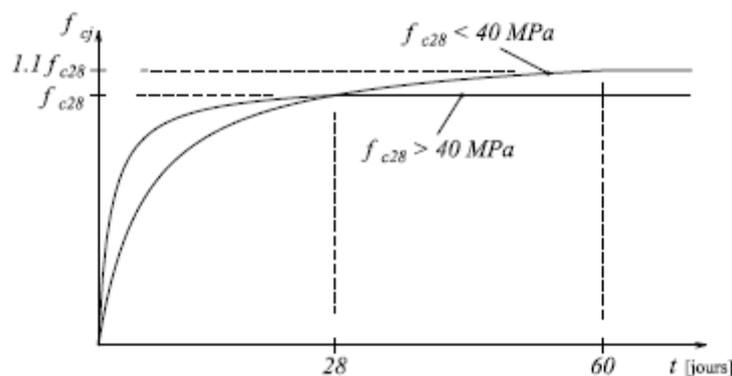


Figure I.2 : Evaluation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

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

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

**b) Résistance à la traction  $f_{tj}$**

La résistance à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est donnée par :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad [3] \text{ (article A.2.1.1.2)}$$

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

**c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton)**

[2] (article A.5.1.211)

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

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

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

**d) Module déformation longitudinale du béton**

On distingue les modules de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ , Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24 heures, le module instantané est pris égal.

$$E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3} \quad [2]$$

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

$$E_{ij} = 3 * E_{vj} \quad [2]$$

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

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

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

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

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

e) Module déformation transversale du béton

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

Avec : E : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson

[3] (article A.2.1.3)

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

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

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

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

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

f) Diagramme contraintes déformations

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

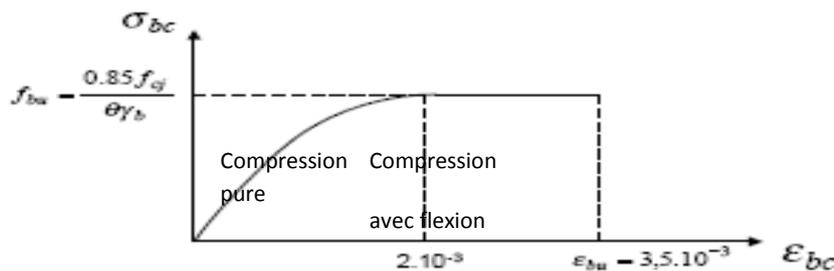


Figure I.3 : Diagramme contraintes déformations à L'ELU

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

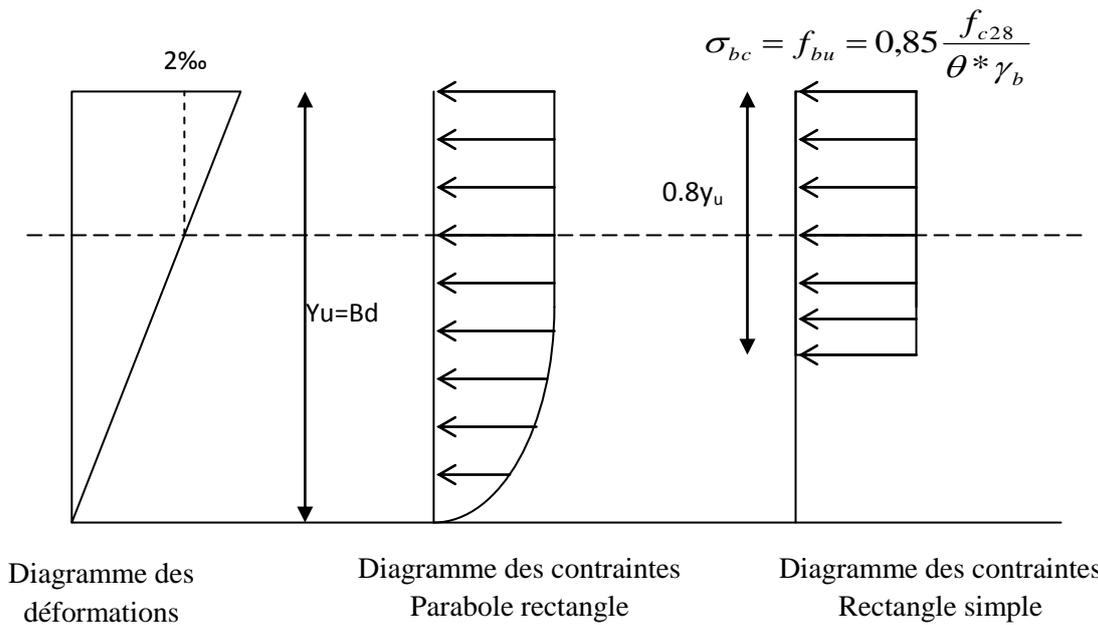
$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \epsilon_{bc}) & \text{Si } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2^0/00 \\ 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b & \text{Si } 2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5^0/00 \end{cases}$$

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

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

-  $\gamma_b$  est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 (cas\ courants) \\ 1.15 (combinaisons\ accidentelles) \end{cases}$$



**Figure I.4 :** Diagrammes des contraintes du béton à l'E.L.U (compression - flexion)

**I.7.2.L'acier**

Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec  $f_e \leq 500$  MPA et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

**I.7.2.1. Résistance caractéristique de l'acier**

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

**Contraintes limites  $\sigma_s$**

✓ **ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tel que} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas courant} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité

✓ **ELS**

[2] (article A.4.5.32)

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

**Cas 1** : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

**Cas 2** : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s = \min (2/3 * f_e, \max (240, 110(\eta * f_{tj})^{1/2})) \text{ [MPa]}$$

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

**Cas 3** : fissuration très préjudiciable (FP-milieux agressifs):

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]}.$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta=1 : \text{pour les ronds lisses, treillis soudés.} \\ \eta=1.6 : \text{pour les hautes adhérences.} \end{array} \right.$$

**I.7.2.2. Principales armatures utilisées**

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

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudés à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
$f_e$ [MPa]	215	235	400	500	500	500

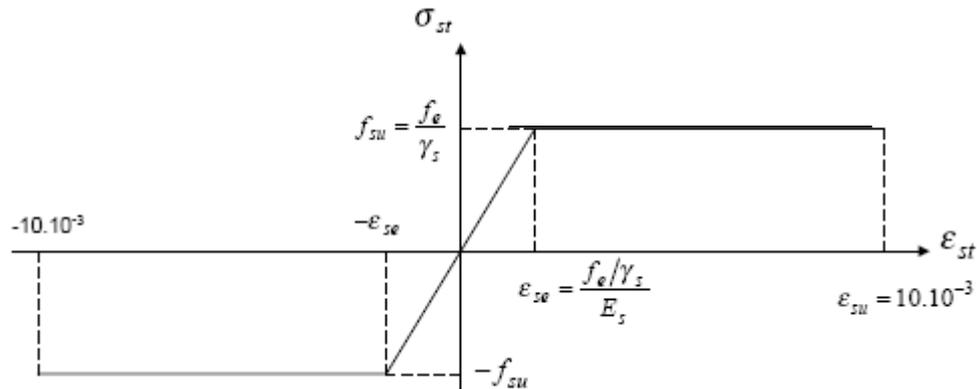
Le module d'élasticité longitudinal de l'acier  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ .

## I.7.2.3. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers

Le diagramme se compose de deux parties :

[3] (article A.2.2.2)

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



**Figure I.5 :** Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

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

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

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

-  $\gamma_s$  est le coefficient de sécurité :

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

I.7.3. Matériaux à utiliser

Tableau. I.2 : Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser

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

# ***CHAPITRE II***

***Pré dimensionnement des éléments***

**II.1.Introduction**

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

Les sollicitations, la transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondation → sol.

**II.2.Les planchers****II.2.1.Introduction**

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

**II.2.2.Planchers à corps creux**

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

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad [3] \text{ (Article B.6.8.4.2)}$$

Avec :

$L_{\max}$  : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = (510 - 30) = 480\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{480}{22.5} = 21.33\text{cm}.$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ( $h_t = h_{cc} + h_{dce} = 20 + 4$ ) = 24cm.

Avec :

$h_{cc} = 20\text{cm}$  : Hauteur du corps creux.

$h_{ddc} = 4cm$  : Hauteur de la dalle de compression.

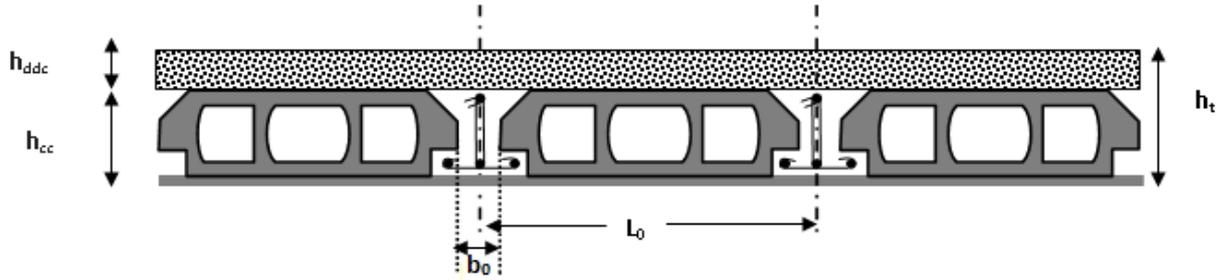


Fig. II.1 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

### II.2.2.1. Pré dimensionnement des poutrelles

#### Définition

Les poutrelles sont des éléments du plancher en béton armé reposant sur les poutres principales pour transmettre les charges et les surcharges à ces dernières.

#### II.2.2.2. Critères de disposition

Le choix du sens porteur est dicté par les deux critères suivants :

- \* Le critère de la petite portée (afin de diminuer la flèche).
- \* Le critère de la continuité (là où il y a plus d'appuis).

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

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

Avec :  $l_x$  : représente la distance entre poutrelles ( $l_x = 55cm$ ).

$l_y$  : représente la distance maximale entre nus d'appuis des poutres secondaires ( $l_y = 480 cm$ ).

Donc

$$b1 \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{480}{10}\right)$$

$$b1 = 27.5cm$$

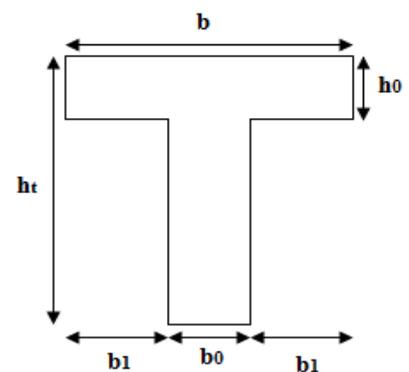


Fig. II.2 : Coupe transversale d'une poutrelle.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t \Rightarrow b_0 = (9.6 \text{ à } 14.4)cm \Rightarrow b_0 = 10cm ; b1 = 27.5 cm$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

### II.2.3. Pré dimensionnement des dalles pleines

\* **Critère résistance à la flexion**

[3]

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

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

- Dalle reposant sur un seul appui:  $e \geq \frac{L_x}{20}$

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

\* **Résistance au feu**

[3]

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

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

➤ **Dalle sur un seul appui**

\* **Type 1** (étages 2 à 5)

On a :  $L_x = 1,30 \text{ m}$  ;  $L_y = 2,90 \text{ m}$ .

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Leftrightarrow e \geq 6,5 \text{ cm}.$$

\* **Type 2** (toiture de la cage d'escalier)

On a :  $L_x = 1,10 \text{ m}$  ;  $L_y = 2,10 \text{ m}$ .

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Leftrightarrow e \geq 5,5 \text{ cm}.$$

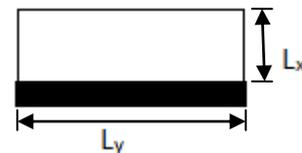


Fig. II.3 : Dalle sur un seul appui

➤ **dalles sur trois appuis**

\* **Type 1** (RDC et 1<sup>er</sup> étage)

$L_x = 1,35 \text{ m}$  ;  $L_y = 3,50 \text{ m}$ .

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{135}{50} \leq e \leq \frac{135}{40}$$

$$\Rightarrow 2,7 \text{ cm} \leq e \leq 3,37 \text{ cm}.$$

\* **Type 2** (RDC et étage 6 et 7)

$L_x = 1,20 \text{ m}$  ;  $L_y = 3,90 \text{ m}$ .

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{120}{50} \leq e \leq \frac{120}{40}$$

$$\Rightarrow 2,4 \text{ cm} \leq e \leq 3 \text{ cm}.$$



Fig. II.4 : Dalles sur trois appuis

\* **Type 3** (étage 1, 2, 3, 4 et 5)

$$L_x=1,20\text{m} ; \quad L_y=3.96\text{m}.$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \Rightarrow \frac{120}{50} \leq e \leq \frac{120}{40}$$

$$\Rightarrow 2.4\text{cm} \leq e \leq 3\text{cm}.$$

\* **Type 4** (étage 8 et 9)

$$L_x=1,40\text{m} ; \quad L_y=3.45\text{m}.$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \Rightarrow \frac{140}{50} \leq e \leq \frac{140}{40}$$

$$\Rightarrow 2.8\text{cm} \leq e \leq 3.5\text{cm}.$$

\* **Type 5** (étage 8 et 9)

$$L_x=1,40\text{m} ; \quad L_y=3.96\text{m}.$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \Rightarrow \frac{140}{50} \leq e \leq \frac{140}{40}$$

$$\Rightarrow 2.8\text{cm} \leq e \leq 3.5\text{cm}.$$

\* **Type 6** (RDC et les étages 1 à 9 + la terrasse)

$$L_x=1,20\text{m} ; \quad L_y=4.80\text{m}.$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \Rightarrow \frac{120}{50} \leq e \leq \frac{120}{40}$$

$$\Rightarrow 2.4\text{cm} \leq e \leq 3\text{cm}.$$

\* **Type 7** (toiture de la cage d'escalier)

$$L_x=1,45\text{m} ; \quad L_y=1.80\text{m}.$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \Rightarrow \frac{145}{50} \leq e \leq \frac{145}{40}$$

$$\Rightarrow 2.9\text{cm} \leq e \leq 3.625\text{cm}.$$

Finalement l'épaisseur à retenir pour les trois types de dalle est : **e = 14 cm**

### II.3. Pré dimensionnement des poutres

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place et qui permettent de transmettre les charges et surcharges des efforts émanant des planches aux éléments de contreventement. On distingue deux types de poutres (principales et secondaires).

Pour pouvoir pré dimensionner les poutres, il faut vérifier les conditions suivants:

\* Critère de flèche [2]

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Avec: } h: \text{ hauteur de la poutre.}$$

$L_{\max}$ : distance maximale entre nu d'appuis des poutres.

\* Exigences du RPA99/version 2003

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \end{cases}$$

### II.3.1. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche:

$$L_{\max} = 550 - 50 \Rightarrow L_{\max} = 500\text{cm} \Rightarrow 33.33\text{cm} \leq h \leq 50\text{cm}.$$

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

Pour la largeur ( $b$ ):  $0.3h \leq b \leq 0.7h$  [2]

$$13.5 \leq b \leq 31.5 \quad \text{on prend} \quad b = 30\text{cm}.$$

On adopte pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (30×45) cm<sup>2</sup>

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ 1/4 \leq h/b = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{cases}$$

### II.3.2. Les poutres secondaires

$$L_{\max} = 510 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 480\text{cm} \Rightarrow 32\text{cm} \leq h \leq 48\text{cm}.$$

On adopte pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (30 × 40) cm<sup>2</sup>

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ 1/4 \leq h/b = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{cases} \quad [1] \text{ (Article 7.5.1)}$$

II.4. Pré dimensionnement des voiles

$$e \geq \max \left[ \frac{h_e}{22}; 15cm \right]. \quad [1] \text{ (Article 7.7.1)}$$

$h_e$  : C'est la hauteur libre d'étage

Pour les étages courants et RDC :  $h_e = 2.82m \Rightarrow e \geq 15cm$ ;  
 pour l'entre sol:  $h_e = 3.33m \Rightarrow e \geq 15.13cm$ ;  
 On adopte : **e = 20cm.**

II.5. Pré dimensionnement de l'acrotère

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

Tableau. II.1 : Evaluation des charges de l'acrotère.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	15	0.1135	25	2.84
Enduit de ciment intérieur	2	0.014	20	0.28
Enduit de ciment extérieur	2	0.0105	20	0.21
Charge permanente totale	G=3.33KN/ml			
Charge d'exploitation	Q=1KN/ml			

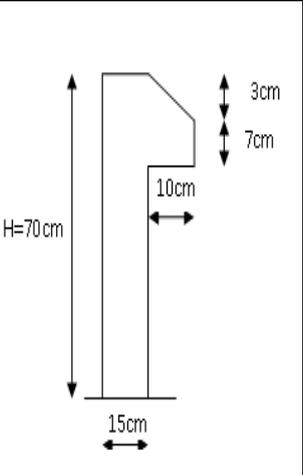


Figure II.5 : Coupe de l'Acrotère

II.6. Pré dimensionnement des escaliers

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

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
  - (2) : L<sub>0</sub> (projection horizontale de paillasse)
  - (3) : g (Giron)
  - (4) : (Hauteur de la contre marche) h
  - (5) : (Hauteur de la volée) H
  - (6) : (Inclinaison de la paillasse)
  - (7) : (Emmarchement)
- H : Hauteur d'étage

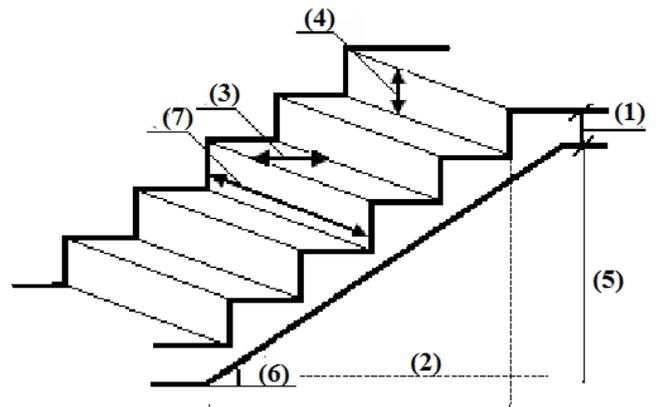


Fig. II.6 Schéma d'escaliers

Notre projet présente deux types d'escalier :

- \* Le 1er type : Escalier a un volée pour aller de niveau + 0.00 à +1.36
- \* Le 2ème type: Escalier a deux volées avec un palier intermédiaire du RDC à la terrasse.

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

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

Avec:  $g = \frac{l_0}{n-1}$  tel que :

$h = \frac{H_0}{n}$	}	n: Nombre de contremarches ;
	}	n-1: Nombre de marches.

Remplaçant dans (1) on trouve :

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

**II.6.1. Escalier type 1 escalier à une volée**

H<sub>0</sub> = 136cm;

L<sub>p</sub> = 139cm.

L<sub>0</sub> = 210cm;

En remplaçant dans l'équation (2):

$$(2) = 0,64*n^2 - 5.46*n + 2.72 = 0$$

Après résolution de l'équation (2) on trouve

$n=8$  (nombre de contre marche).

$n-1=7$ (nombre de marche).

Donc :

$$h = \frac{136}{8} = 17 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.36}{2.10} \rightarrow \alpha = 32.52^\circ.$$

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \rightarrow L = \frac{2.10}{\cos(32.92^\circ)} \rightarrow L = 2.50m.$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{210+139}{30} \leq e \leq \frac{210+139}{20} \rightarrow e = 15cm.$$

### II.6.2.Escalier type 2 escaliers à deux volées :

\* Pour la première volée :

$L_0 = 240\text{cm}$ ;

$H_0 = 153\text{cm}$ ;

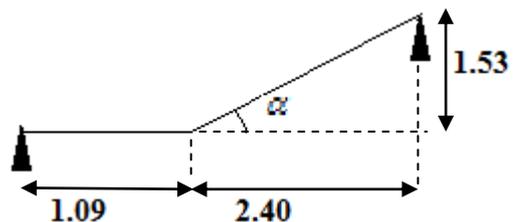
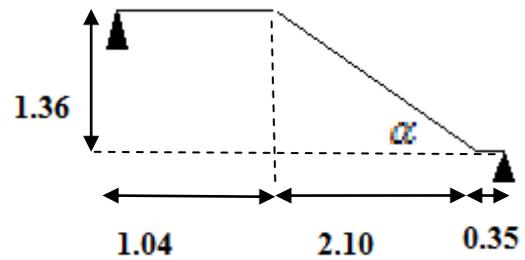
$L_p = 109\text{cm}$ .

En remplaçant dans l'équation (2):

$$(2) = 0,64*n^2 - 6.10*n + 3.06 = 0$$

Après résolution de l'équation (2) on trouve :  $n=9$  (nombre de contre marche).

$n-1=8$  (nombre de marche).



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

Donc :

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

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.53}{2.40} \rightarrow \alpha = 32.52^\circ.$$

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \rightarrow L = \frac{2.4}{\cos(32.52^\circ)} \rightarrow L = 2.84m.$$

Epaisseur de la paille :

$$\frac{240+109}{30} \leq e \leq \frac{240+109}{20} \rightarrow e = 15cm.$$

\* Pour la deuxième volée

$$L_0 = 240cm;$$

$$H_0 = 153cm;$$

$$L_p = 109cm.$$

En remplaçant dans l'équation (2):

$$(2) = 0,64 * n^2 - 6.10 * n + 3.06 = 0$$

Après résolution de l'équation (2) on trouve : n=9 (nombre de contre marche).

$$n-1=8 \text{ (nombre de marche).}$$

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

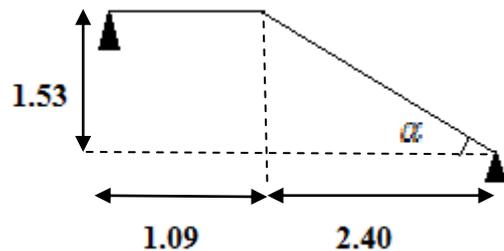
Donc :

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

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.53}{2.40} \rightarrow \alpha = 32.52^\circ.$$

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \rightarrow L = \frac{2.4}{\cos(32.52^\circ)} \rightarrow L = 2.84m.$$

Epaisseur de la paille :



$$\frac{240+109}{30} \leq e \leq \frac{240+109}{20} \rightarrow e = 15\text{cm.}$$

II.7 .Evaluation sur des charges et des surcharges

A) Plancher terrasses inaccessibles

Tableau. II.2 : Charges et surcharges sur le plancher terrasse inaccessible.

Désignation	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillons de protection	20	0.05	1
Multicouche d'étanchéité	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.10	2.2
Plancher à corps creux (20+4)	/	0.24	3.30
Enduit de ciment	20	0.01	0.20
Charge permanente totale	G = 6.82 KN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation	Q = 1 KN/m <sup>2</sup>		

B) Evaluation des charges du mur de séparation

Tableau. II.3 : Evaluation des charges du mur séparation.

Désignation	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Brique creuse	/	0.10	0.90
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente totale	G=1.3 KN/m <sup>2</sup>		

C) Plancher terrasses accessibles :

Tableau. II.4 : Charges et surcharges sur le plancher terrasse accessible.

Désignation	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Forme de pente	/	0.10	2.12
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Plancher à corps creux (20+4)	/	0.24	3.30
Enduit de ciment	20	0.01	0.20
Charge permanente totale	G = 6.98 KN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation	Q = 1.5 KN/m <sup>2</sup>		

D) Planchers étages courant

Tableau. II.5 : Charges et surcharges sur les planchers étages courant.

Désignation	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Plancher en corps creux (20+4)	/	0.24	3.30
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Cloison de séparation	10	0.10	1
Charge permanente totale	<b>G=5.86 KN/m<sup>2</sup></b>		
Charge d'exploitation	<b>Q=1.50 KN/m<sup>2</sup></b>		

E) Dalles plaines

Tableau. II.6 : Evaluation des charges de la dalle pleine.

Désignation	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.14	3.50
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Charge permanente totale	<b>G=5.06 KN/m<sup>2</sup></b>		
Charge d'exploitation	<b>Q=1.50 KN/m<sup>2</sup></b> <b>Q= 3,5 KN/m<sup>2</sup> pour les balcons.</b> <b>Q= 1 KN/m<sup>2</sup> pour la cage d'escalier.</b>		

F) Mur extérieur

Tableau. II.7 : Evaluation des charges du mur extérieur.

Désignation	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Brique creuse	/	0.10	0.90
Lame d'air	/	0.05	/
Brique creuse	/	0.10	0.90
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Charge permanente totale	<b>G=2.36 KN/m<sup>2</sup></b>		

G) Escalier

- \* Evaluation des charges et surcharges sur la volée ( $e = 15\text{cm}$  et  $\alpha = 32.52^\circ$ )

Tableau. II.8 : Evaluation des charges et surcharges sur la volée ( $e = 15\text{cm}$  et  $\alpha = 32.52^\circ$ ).

Désignation	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement du sol en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Paillasse	25	$0.15/\cos 32.52^\circ$	4.45
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
Revêtement du sol en carrelage	22	0.02	0.44
Marche	25	0.17/2	2.12
Charge permanente totale	$G = 8 \text{ KN/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$		

H) Evaluation des charges sur le palier ( $e = 15$ )

Tableau. II.9 : Evaluation des charges sur le palier ( $e = 15$ ).

Désignation	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle plane	25	0.15	3.75
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Charge permanente totale	$G = 5.31 \text{ KN/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$		

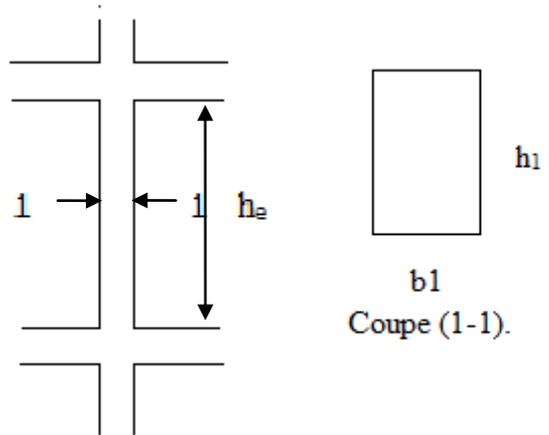
II.8. Les Poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

- \* **Stabilité de forme (flambement)**
- \* **Résistance à la compression** : Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le (RPA99 Art.7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la **zone IIa**:

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25cm; \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}; \\ 0.25 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4. \end{cases}$$



Tel que :

$h_e$ : Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$h_e=3.57m$  pour l'entre sol.

$h_e=3.06$  pour le RDC et les étages 1à9

Coupe transversale d'un poteau

On adopte préalablement aux sections des poteaux comme suit:

Etages	Entre sol	RDC et 1 <sup>er</sup> étages	2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>	Couverture d'escalier
Section (bxh) (cm <sup>2</sup> )	55 x 55	55 x 55	55 x 50	50 x 45	40x40	35x35
Poids proper (KN)	27	23.14	21.03	17.21	12.24	9.37

### 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.

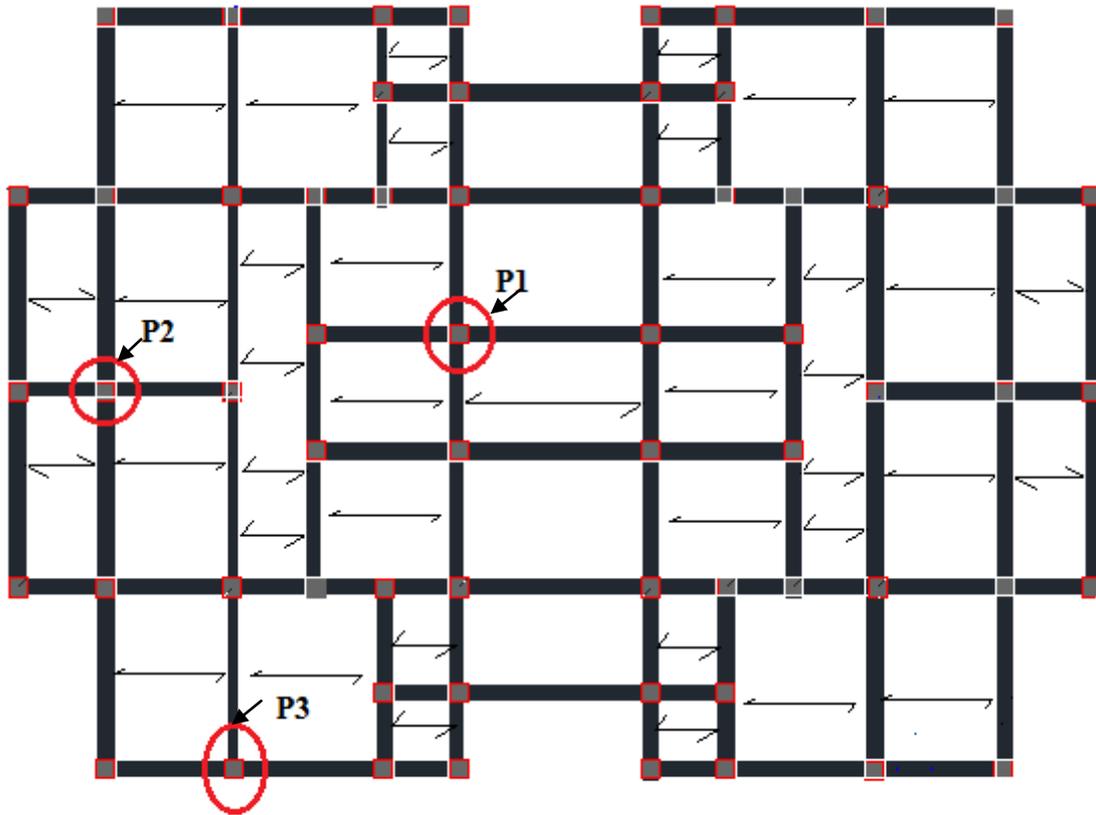


Fig. II. 7 : Vue en plan de la structure

\* **Loi de dégression des surcharges d'exploitations**

On applique la loi de dégression des surcharges. On suppose dans les bâtiments à usage d'habitation que toutes les surcharges ne s'appliquent pas simultanément sur tous les planchers, et on détermine la surcharge  $\sum Q$  sur les éléments porteurs de niveau  $n$  en fonction des surcharges  $Q_i$  appliquées sur les différents niveaux.

$$\sum Q = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad [4] \text{ (BC.2.2.)}$$

Tableau. II.10 : La dégression des surcharges

Etage	n	Loi de dégression de sur charge
Terrasse	0	$\sum Q = Q_0$
Etage 9	1	$\sum Q = Q_0 + Q_1$
Etage 8	2	$\sum Q = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
Etage 7	3	$\sum Q = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Etage 6	4	$\sum Q = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
Etage 5	5	$\sum Q = Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
Etage 4	6	$\sum Q = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_6)$
Etage 3	7	$\sum Q = Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_7)$
Etage 2	8	$\sum Q = Q_0 + 0.69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_8)$
Etage 1	9	$\sum Q = Q_0 + 0.67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_9)$
RDC	10	$\sum Q = Q_0 + 0.65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_{10})$
Entre sol	11	$\sum Q = Q_0 + 0.64(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_{11})$

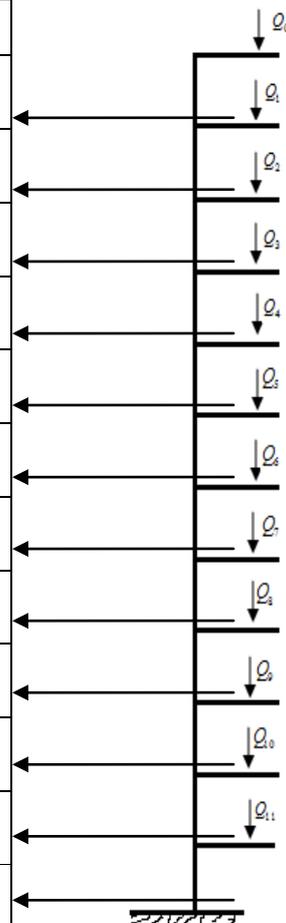


Fig. II.8 : Schéma statique de la descente de charge

**Remarque :** La loi de dégression ne s’applique pas pour les planchers à usage commerce. Les surcharges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans réduction).

**Avec :** Plancher de la cage d’escalier :  $Q_0=1.5KN/m^2$

Plancher terrasse :  $Q_1=1KN/m^2$

Plancher étage d’habitation :  $Q_2 = Q_3 = \dots = Q_{11} = Q = 1.5KN/m^2$

**\* Choix du poteau le plus sollicité**

Vue la symétrie de la structure le poteau le plus sollicité est probablement l’un des trois poteaux suivants :

- \* Poteau de rive **P3** :(présence du balcon)
- \* Poteau central **P1** :(présence de la cage d’escalier)
- \* Poteau central **P2**:(présence de longues trames)

Les trois poteaux sont présentés sur le plan de repérage des poteaux et des poutres (Fig. II. 7)

1) Poteau central P1

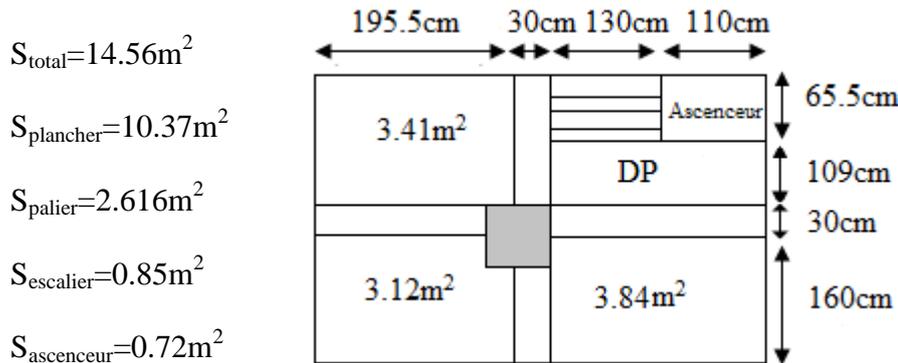


Fig. II.9 : Surface afférente revenante au poteau P1.

Tableau. II.11 : La descente de charge revenante au poteau P1

Niveau	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N12	Plancher de la cage d'escalier	60.42	8.86
	Poutres	17.65	/
	Poteau	9.37	/
N11	Venant de N12	87.44	8.86
	Plancher terrasse	72.38	13.29
	Escalier	6.82	2.13
	Palier	13.89	6.54
	Poutres	22.75	/
	Poteau	12.24	/
	Murs extérieurs	21.77	/
N10	Venant de N11	237.29	30.82
	Plancher étage courant	60.77	13.29
	Escalier	6.82	2.13
	Palier	13.89	6.54
	Poutres	22.75	/
	Poteau	12.24	/
	Murs extérieurs	21.86	/
N9	Venant de N10	375.62	50.58
	Plancher étage courant	60.77	13.29
	Escalier	6.82	2.13
	Palier	13.89	6.54
	Poutres	22.75	/
	Poteau	17.21	/
	Murs extérieurs	21.86	/
N8	Venant de N9	518.92	68.15
	Plancher étage courant	60.77	13.29
	Escalier	6.82	2.13
	Palier	13.89	6.54
	Poutres	22.75	/
	Poteau	17.21	/
	Murs extérieurs	21.86	/

<b>N7</b>	Venant de N8	662.22	83.52
	Plancher étage courant	60.77	13.29
	Escalier	6.82	2.13
	Palier	13.89	6.54
	Poutres	22.75	/
	Poteau	17.21	/
	Murs extérieurs	21.86	/
<b>N6</b>	Venant de N7	805.52	96.7
	Plancher étage courant	60.77	13.29
	Escalier	6.82	2.13
	Palier	13.89	6.54
	Poutres	22.75	/
	Poteau	21.03	/
	Murs extérieurs	21.86	/
<b>N5</b>	Venant de N6	952.64	107.68
	Plancher étage courant	60.77	13.29
	Escalier	6.82	2.13
	Palier	13.89	6.54
	Poutres	22.75	/
	Poteau	21.03	/
	Murs extérieurs	21.86	/
<b>N4</b>	Venant de N5	1099.76	118.00
	Plancher étage courant	60.77	13.29
	Escalier	6.82	2.13
	Palier	13.89	6.54
	Poutres	22.75	/
	Poteau	21.03	/
	Murs extérieurs	21.86	/
<b>N3</b>	Venant de N4	1246.88	130.07
	Plancher étage courant	60.77	13.29
	Escalier	6.82	2.13
	Palier	13.89	6.54
	Poutres	22.75	/
	Poteau	23.14	/
	Murs extérieurs	21.86	/
<b>N2</b>	Venant de N3	1396.11	141.28
	Plancher étage courant	60.77	13.29
	Escalier	6.82	2.13
	Palier	13.89	6.54
	Poutres	22.75	/
	Poteau	23.14	/
	Murs extérieurs	21.86	/
<b>N1</b>	Venant de N2	1545.34	151.6
	Plancher étage courant	38.27	13.29
	escalier	7.33	2.29
	Palier	13.25	6.24
	Poutres	22.75	/
	poteau	27	/
Murs extérieurs	21.86	/	
<b>Total</b>		<b>1698.43</b>	<b>163.37</b>

\* Calcul de  $N_u$

$$N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 2537.93 \text{ KN}$$

2) Poteau central P2

$$S_{\text{total}} = 14.84 \text{ m}^2$$

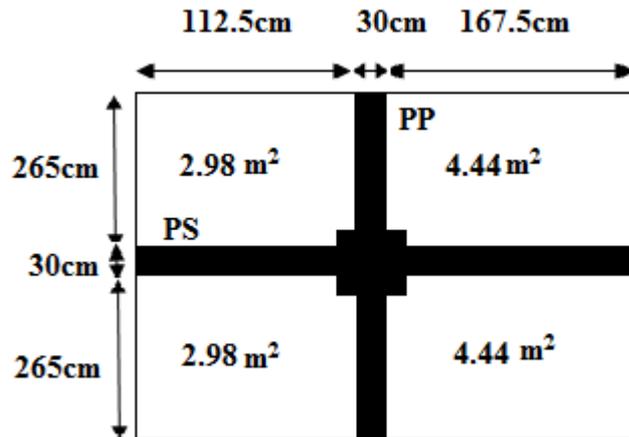


Fig. II.10 : Surface afférente revenante au poteau P2.

Tableau. II.12 : La descente de charge revenante au poteau P2

Niveau	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N11	Plancher terrasse	103.58	22.26
	Poutres	24.69	/
	Poteau	12.24	/
N10	Venant de N11	140.51	22.26
	Plancher étage courant	86.96	22.26
	Poutres	24.69	/
	Poteau	12.24	/
	Murs extérieurs	15.71	/
N9	Venant de N10	280.11	44.52
	Plancher étage courant	86.96	22.26
	Poutres	24.69	/
	Poteau	17.21	/
	Murs extérieurs	15.71	/
N8	Venant de N9	424.68	65.20
	Plancher étage courant	86.96	22.26
	Poutres	24.69	/
	Poteau	17.21	/
	Murs extérieurs	15.71	/
N7	Venant de N8	569.25	83.28
	Plancher étage courant	86.96	22.26
	Poutres	24.69	/
	Poteau	17.21	/
	Murs extérieurs	15.71	/

<b>N6</b>	Venant de N7	713.82	99.10
	Plancher étage courant	86.96	22.26
	Poutres	24.69	/
	Poteau	21.03	/
	Murs extérieurs	15.71	/
<b>N5</b>	Venant de N6	862.21	112.66
	Plancher étage courant	86.96	22.26
	Poutres	24.69	/
	Poteau	21.03	/
	Murs extérieurs	15.71	/
<b>N4</b>	Venant de N5	1010.6	123.96
	Plancher étage courant	86.96	22.26
	Poutres	24.69	/
	Poteau	21.03	/
	Murs extérieurs	15.71	/
<b>N3</b>	Venant de N4	1158.99	134.58
	Plancher étage courant	86.96	22.26
	Poutres	24.69	/
	Poteau	23.14	/
	Murs extérieurs	15.71	/
<b>N2</b>	Venant de N3	1309.48	147.01
	Plancher étage courant	86.96	22.26
	Poutres	24.69	/
	Poteau	23.14	/
	Murs extérieurs	15.71	/
<b>N1</b>	Venant de N2	1459.99	158.54
	Plancher étage courant	86.96	22.26
	Poutres	24.69	/
	poteau	27	/
	Murs extérieurs	15.71	/
<b>Total</b>		<b>1614.35</b>	<b>169.16</b>

\* Calcul de  $N_u$

$$N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 2433.11 \text{ KN}$$

3) Poteau de rive P3 :

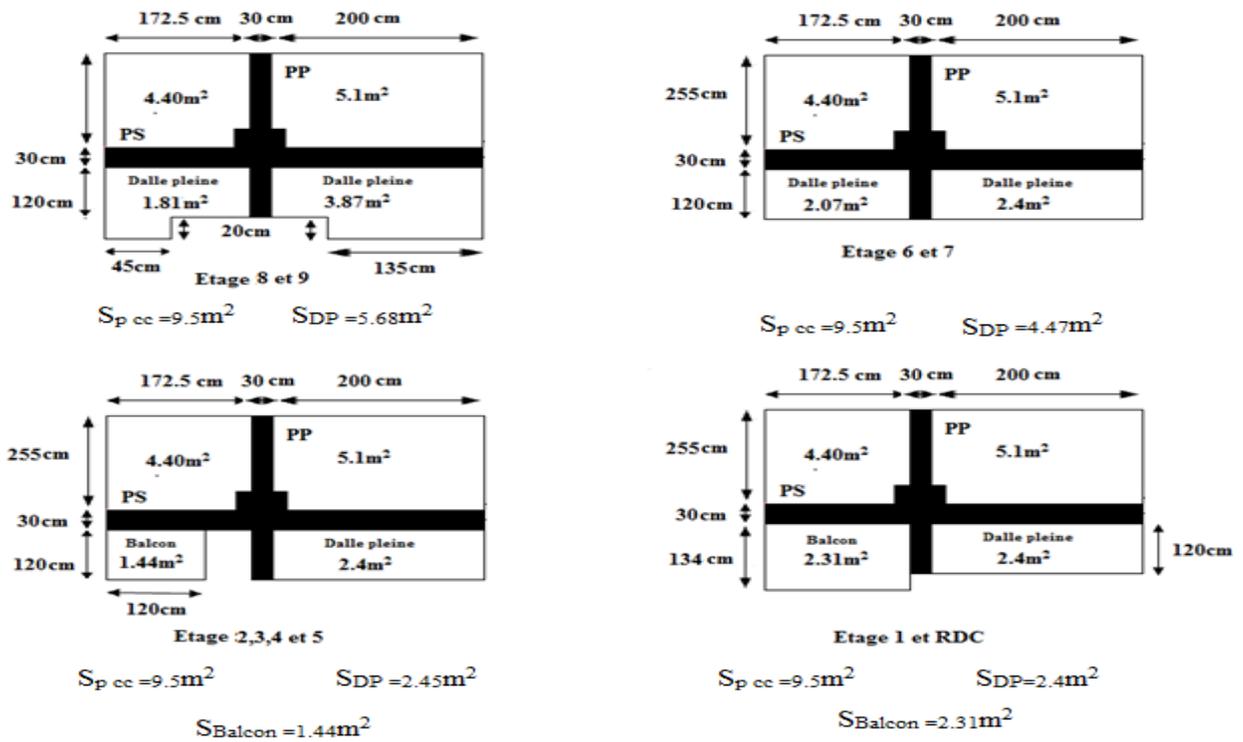


Fig. II.11 : Les Surfaces afférentes revenantes au poteau P3.

Tableau. II.13 : La descente de charge revenante au poteau P3

Niveau	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N11	Plancher terrasse	66.31	14.25
	Dalle plain	28.74	8.52
	Poutres	22.23	/
	Acrotère	12.57	4.02
	Raidisseur	4.07	/
	Poteau	12.24	/
	N10	Venant de N11	146.16
Plancher étage courant		55.67	14.25
Dalle plain		28.74	8.52
Poutres		22.23	/
Murs de séparation		7.80	/
Murs extérieurs		24.21	/
Poteau		12.24	/
N9	Venant de N10	301.12	49.56
	Plancher étage courant	55.67	14.25
	Dalle plain	28.74	8.52
	Poutres	22.23	/
	Murs de séparation	7.80	/
	Murs extérieurs	24.21	/
	Poteau	17.21	/
Raidisseur	4.07	/	

<b>N8</b>	Venant de N9	461.05	70.05
	Plancher étage courant	55.67	14.25
	Dalle plain	22.62	6.70
	Poutres	22.23	/
	Murs de séparation	7.80	/
	Murs extérieurs	24.21	/
	Poteau	17.21	/
	Raidisseur	4.07	/
<b>N7</b>	Venant de N8	614.86	86.63
	Plancher étage courant	55.67	14.25
	Dalle plain	22.62	6.70
	Poutres	22.23	/
	Murs de séparation	7.80	/
	Murs extérieurs	24.21	/
	Poteau	17.21	/
	Raidisseur	4.07	/
<b>N6</b>	Venant de N7	768.67	101.11
	Plancher étage courant	55.67	14.25
	Dalle plain	12.14	3.6
	Balcon	7.08	5.04
	Poutres	22.23	/
	Murs de séparation	7.80	/
	Murs extérieurs	23.59	/
	Poteau	21.03	/
Raidisseur	4.07	/	
<b>N5</b>	Venant de N6	922.28	114.60
	Plancher étage courant	55.67	14.25
	Dalle plain	12.14	3.6
	Balcon	7.08	5.04
	Poutres	22.23	/
	Murs de séparation	7.80	/
	Murs extérieurs	23.59	/
	Poteau	21.03	/
Raidisseur	4.07	/	
<b>N4</b>	Venant de N5	1075.89	125.86
	Plancher étage courant	55.67	14.25
	Dalle plain	12.14	3.6
	Balcon	7.08	5.04
	Poutres	22.23	/
	Murs de séparation	7.80	/
	Murs extérieurs	23.59	/
	Poteau	21.03	/
Raidisseur	4.07	/	

<b>N3</b>	Venant de N4	1229.5	136.43
	Plancher étage courant	55.67	14.25
	Dalle plain	12.14	3.6
	Balcon	7.08	5.04
	Poutres	22.23	/
	Murs de séparation	7.80	/
	Murs extérieurs	23.59	/
	Poteau	23.14	/
	Raidisseur	4.07	/
<b>N2</b>	Venant de N3	1385.22	148.75
	Plancher étage courant	55.67	14.25
	Dalle plain	12.14	3.6
	Balcon	11.69	8.08
	Poutres	22.23	/
	Murs de séparation	7.80	/
	Murs extérieurs	23.59	/
	Poteau	23.14	/
	Raidisseur	4.07	/
<b>N1</b>	Venant de N2	1545.55	162.23
	Plancher étage courant	55.67	14.25
	Dalle plain	12.14	3.6
	Balcon	11.69	8.08
	Poutres	22.23	/
	Murs de séparation	7.80	/
	Murs extérieurs	23.59	/
	Poteau	27	/
	Raidisseur	4.07	/
<b>Total</b>		<b>1709.74</b>	<b>174.69</b>

\* Calcul de  $N_u$

$$N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 2570.18 \text{ KN}$$

Donc  $N_{U_{\max}} = 2570.18 \text{ KN}$  (De poteau de rive P3)

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  $N_U = 2570.18 \text{ KN}$

$$\text{Donc } N_u = 1.1 \times 2570.18 = 2827.2 \text{ KN}$$

## II.9. Vérification des poteaux

\* Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \quad \text{Où } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2827.20 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.199m^2$$

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

**Tableau. II.14 :** Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	Nu (KN)	Sections (cm <sup>2</sup> )	Condition B > B calcule		Observation
			B(m <sup>2</sup> )	B calculé(m <sup>2</sup> )	
RDC, entre sol et le 1 <sup>er</sup>	2827.2	55*55	0.302	0.199	Vérifiée
2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup>	2050.91	55*50	0.275	0.144	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup>	1308.30	50*45	0.225	0.092	Vérifiée
8 <sup>eme</sup> et 9 <sup>eme</sup>	528.30	40*40	0.16	0.037	Vérifiée
Poteau de la couverture d'escalier	140.93	35*35	0.122	0.010	Vérifiée

**\* Vérification au flambement**

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

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r * f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right] \quad [3] \text{ (Article B.8.2.1)}$$

B<sub>r</sub> : Section réduite du béton.

$$B_r = (h-2) * (b-2)$$

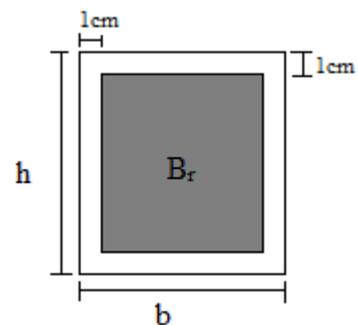
A<sub>s</sub> : Section des armatures.

γ<sub>b</sub> : coefficient de sécurité de béton = 1.5.

γ<sub>s</sub> : coefficient de sécurité des aciers = 1.15.

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

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



**Fig. II.12:** La section réduite de béton

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

$l_f = 0.7 * l_0$  Longueur de flambement.

$l_0 = h_e$  : Longueur du poteau (hauteur d'étage).

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

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

**Vérification du poteau du entre sol**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.57 = 2.50m.$$

$$B = 0.55 \times 0.55 = 0.302m^2.$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.55^3}{12} = 7.62 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{7.62 \times 10^{-3}}{0.302}} = 0.158$$

$$\lambda = \frac{2.50}{0.158} = 15.82 < 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{15.82}{35}\right)^2} = 0.816$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

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

$$B_r \geq \frac{2827.2 \times 10^{-3}}{0.816 \times \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.157m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (55 - 2) \times (55 - 2) \times 10^{-4} = 0.280m^2$$

0.280 > 0.157 donc le poteau ne risque pas de flamber.

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

Tableau. II.15 : Vérification au flambement des poteaux.

Type de poteau	B (m <sup>2</sup> )	I <sub>0</sub> (cm)	I <sub>f</sub> (cm)	λ	α	N <sub>u</sub> (KN)	Condition B <sub>r</sub> >B <sub>réal</sub>		Observation
							B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>réal</sub> (cm <sup>2</sup> )	
55*55	0.302	357	249.9	15.82	0.816	2827.20	<b>2809</b>	<b>1575.58</b>	Vérifiée
55*55	0.302	306	214.2	13.54	0.825	2562.82	<b>2809</b>	<b>1412.66</b>	Vérifiée
55*50	0.275	3.06	214.2	13.54	0.825	2050.91	<b>2544</b>	<b>1130.49</b>	Vérifiée
50*45	0.225	306	214.2	14.86	0.820	1308.30	<b>2064</b>	<b>725.32</b>	Vérifiée
40*40	0.16	306	214.2	18.60	0.804	529.99	<b>1444</b>	<b>299.67</b>	Vérifiée
35*35	0.122	306	214.2	21.18	0.792	140.93	<b>1089</b>	<b>80.92</b>	Vérifiée

\* Vérification du critère de RPA99 modifiée 2003

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

1.  $\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ ;

2.  $\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ ; Avec :  $h_e = 3.06$  pour l'étage courant

3.  $0.25 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$ .  $h_e = 3.57$  pour l'entre-sol

Les résultats de vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. II.16 : Vérification des conditions de RPA99/version 2003

Section (hxb)	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)	Observation
55x55	55>25	55>17.87	0.25< 1 <4	Vérifiée
55x50	50>25	50>15.3	0.25< 0.90 <4	Vérifiée
50x45	45>25	45>15.3	0.25< 0.9 <4	Vérifiée
40x40	40>25	40>15.3	0.25< 1 <4	Vérifiée
35x35	35>25	35>15.3	0.25< 1 <4	Vérifiée

**4) Pré vérification de l'effort normal réduit**

Selon le **RPA (article.7.1.3.3)** il faut vérifier :

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

**Tableau. II.17** : Pré vérification de l'effort normal réduit

Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	Nu (KN)	N	Observation
55x55	3025	2827.20	<b>0.37</b>	<b>Non vérifiée</b>
55x50	2750	2050.91	<b>0.29</b>	<b>Vérifiée</b>
50x45	2250	1308.20	<b>0.23</b>	<b>Vérifiée</b>
45x45	2025	529.99	<b>0.10</b>	<b>Vérifiée</b>
35x35	1223	140.93	<b>0.046</b>	<b>Vérifiée</b>

**II.10.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 : 30×45cm<sup>2</sup>.
- ✓ Poutres secondaires : 30×40cm<sup>2</sup>.
- ✓ Voiles : e = 20cm.
- ✓ Poteaux du RDC et E-Sol: 65×60cm<sup>2</sup>.
- ✓ Poteaux d'étage 1 et 2 : 60×55cm<sup>2</sup>.
- ✓ Poteaux des étages 3 et 4 : 50×50cm<sup>2</sup>.
- ✓ Poteaux des étages 5, 6 et 7 : 50×45cm<sup>2</sup>.
- ✓ Poteaux des étages 8 et 9 : 40×40cm<sup>2</sup>.
- ✓ poteaux de la couverture de la cage d'escalier : 35×35cm<sup>2</sup>.

# ***CHAPITRE III***

*Etudes des éléments secondaires*

### III.1. Calcul des planchers

#### III.1.1. Introduction

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine
- ✓ Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...).il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

#### III.1.2. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

##### ❖ Méthode de calcul

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

##### a) Méthode Forfaitaire [2] (Annexe E.1)

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

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

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

###### 2. Application de la méthode

###### • Valeurs des moments

Les valeurs des moments en travée  $Mt$  et aux appuis  $Mg$  et  $Md$  doivent vérifier :

a.  $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha)M_0)$

b.  $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2$  dans une travée intermédiaire.

$t \geq (1.2+0.3\alpha)M_0/2$  dans une travée de rive.

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

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

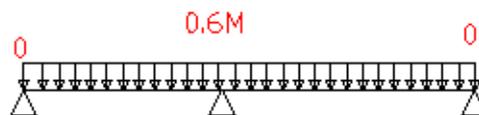


Fig. III.1 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

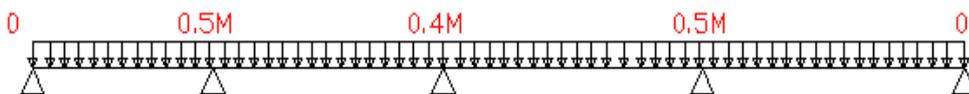


Fig. III.2 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

Avec  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et  $\alpha = Q / (G+Q)$  le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

**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 :  $-0.15M_0$ . Tel que  $M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$

• **Evaluation de l'effort tranchant**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

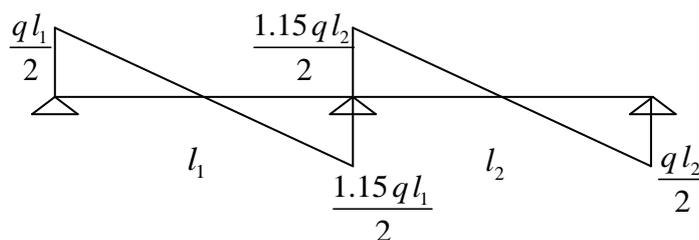
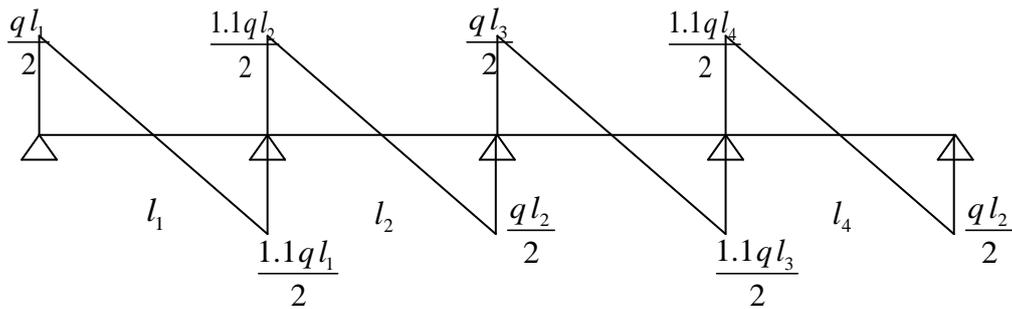


Fig. III.3 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.



**Fig. III.4 :** Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

**b) Méthode de Caquot [2] (Annexe E.2)**

Si le plancher à surcharge élevée ( $Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ), on applique la méthode de Caquot. 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 effets de chargement des travées sur les poutres.

• **Calcul des moments**

**a).Moment en travée**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times (1 - \frac{x}{l}) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

**b) En appuis :**

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} \quad [2] \text{ (Article. L.III,3)}$$

Tel que:

- ✓  $L'_g$  et  $L'_d$ : longueurs fictives.
- ✓  $q_g$  et  $q_d$ : charge réparties sur les 2 travées encadrant l’appui considère.

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

\* **L’effort tranchant**

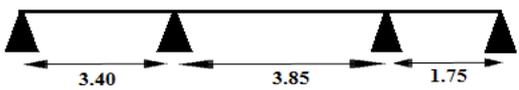
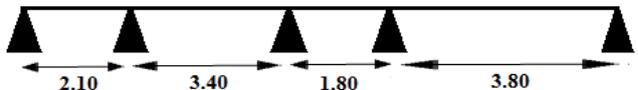
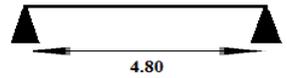
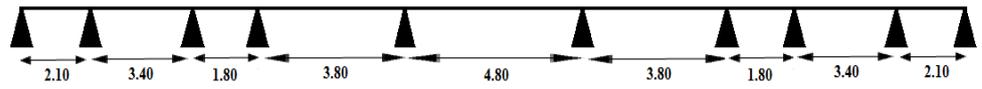
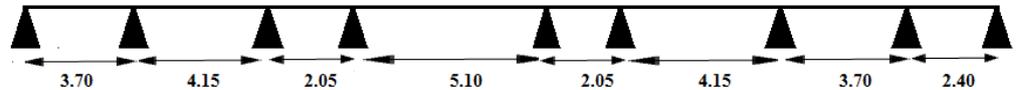
$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots [2] \text{ (Article L.III.3)}$$

**NB :** Si l’une des 3 autres conditions n’est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

• Les Différents types de poutrelles

On a 5 types de poutrelles.

Tableau. III.1 : Les Types de poutrelles :

Types	Schéma statique
1 <sup>er</sup> type	
2 <sup>ème</sup> type	
3 <sup>ème</sup> type	
4 <sup>ème</sup> type	
5 <sup>ème</sup> type	
6 <sup>ème</sup> type	
7 <sup>ème</sup> type	

• Calcul des charges revenant aux poutrelles

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

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

a) Plancher terrasse inaccessible

$G = 6.82 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = (1.35 \times 6.82 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.96 \text{ KN/ml}$

$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (6.82 + 1) \times 0.65 = 5.08 \text{ KN/ml}$ .

➤ Plancher terrasse accessible

$G = 6.98 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = (1.35 \times 6.98 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 7.58 \text{ KN/ml}$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (6.98 + 1.5) \times 0.65 = 5.51 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Plancher étage courant et du RDC**

$$G = 5.86 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 \times 5.86 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.60 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5.86 + 1.5) \times 0.65 = 4.78 \text{ KN/ml}$$

• **Combinaisons d’actions et calculs des charges :**

**Tableau. III.2 : Combinaisons d’action**

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
<b>Terrasse inaccessible</b>	6.82	1.0	<b>10.70</b>	<b>6.96</b>	<b>7.82</b>	<b>5.08</b>
<b>Terrasse accessible</b>	6.98	1.5	<b>11.67</b>	<b>7.58</b>	<b>8.48</b>	<b>5.51</b>
<b>Plancher Étage courant et RDC</b>	5.86	1.5	<b>10.16</b>	<b>6.60</b>	<b>7.36</b>	<b>4.78</b>

Des conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites que pour le type 1.

Le rapport ( $l_i / l_{i+1}$ ) n’est pas vérifié pour les autres types, donc la méthode forfaitaire ne peut être appliquée.

**Exemples de calcul**

• **Application de la méthode forfaitaire**

• **Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire**

- \*  $Q=(1;1.5) \leq 5 \text{ KN/m}^2$  .....c'est vérifiée
- \* l'inertie est constante tout au long de la poutre..... c'est vérifiée
- \* la fissuration est peu nuisible.....c'est vérifiée
- \* pour le rapport  $0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1.25$
- \* pour le type 1 :  $\frac{l_i}{l_{i+1}} = 2.5 > 1.25$ .....non vérifiée
- \* pour le type 2 :  $\frac{l_i}{l_{i+1}} = 0.61 < 0.8$ .....non vérifiée
- \* pour le type 3 :  $0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} = 0.88 < 1.25$ .....c'est vérifiée
- \* pour le type 5 :  $\frac{l_i}{l_{i+1}} = 0.61 < 0.8$ .....non vérifiée

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées pour le type 3et4; nous l'appliquons pour le calcul. Pour les autres types on applique la méthode de CAQOUT minoré.

### III. 1.3.Application de la méthode forfaitaire

On fait le calcul pour un seul type de plancher et on résume les résultats dans des tableaux pour les autres types.

#### A) Plancher terrasse inaccessible

##### A.1.Poutrelle type 4

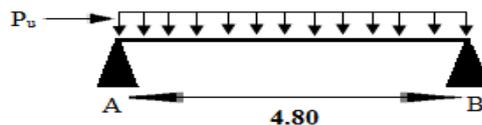


Fig. III.5 : Schéma statique de la poutrelle (Type 4)

$$P_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = (1.35 \times 6.82 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.96 \text{ KN/ml}$$

- Les moments isostatiques

$$M_0 = (P_u * L^2) / 8 = (6.96 * 4.80^2) / 8 = 20.04 \text{ KN.m}$$

- Les moments aux appuis

- ✓ Au niveau des appuis de rives

$M_A = M_B = 0$  ; mais seulement le BAEL exige des aciers de fissuration.

$$M_A = M_B = -0.15 M_0$$

$$M_A = M_B = -3.006 \text{ KN.m}$$

- Les moments en travées :

- Travée (AB)

$$\alpha = Q / (G + Q) \iff \alpha = 1 / (6.82 + 1) = 0.127$$

$$\text{On a : } (1.2 + 0.3 \alpha) / 2 = 0.619$$

$$M_t \geq \max [1.03 ; 1.05] M_0$$

$$M_t \geq 21.04 \text{ KN.m}$$

- Diagramme des moments en (KN.m)

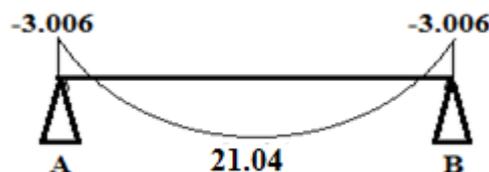


Fig. III.6 : Diagramme des moments de la poutrelle terrasse inaccessible (Type 4)

• Calcul des efforts tranchants

On applique la méthode forfaitaire on aura :

- Travée (AB) :

$$V_g = P_u * L / 2 \implies V_g = 6.96 * 4.80 / 2 = 16.70 \text{ KN}$$

$$V_d = -P_u * L / 2 \implies V_d = -6.96 * 4.80 / 2 = -16.70 \text{ KN}$$

• Diagramme de l'effort tranchant en(KN) :

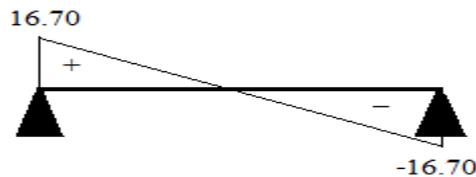


Fig. III.7 : Diagramme de l'effort tranchant aux appuis (Type 4)

Les résultats de calcul pour les poutrelles de type 4 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III .3 : Sollicitation de la poutrelle du plancher terrasse inaccessible type (4)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 4	AB	4.80	6.96	20.04	-3.006	-3.006	21.04	16.70	-16.70

B) Plancher terrasse accessible :

B.1.Poutrelle type 1 :

• Application de la méthode de Caquot pour le 1<sup>er</sup> type de plancher terrasse accessible

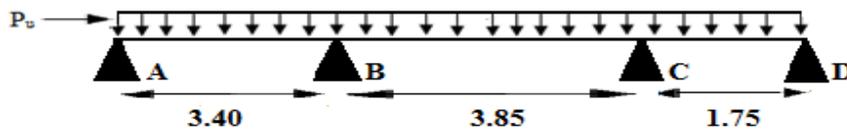


Fig.III.8 : Schéma statique de poutrelle (Type 1)

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = 3.85 / 1.75 = 2.2 \notin [0.8; 1.25] \dots\dots\dots \text{Codition non vérifiée.}$$

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis.

$$G' = \frac{2}{3}G$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 6,98 = 4,65 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P'_u = (1,35G' + 1,5Q) \times 0,65 = 5,54 \text{ KN} / \text{m}$$

$$P'_s = (G' + Q) \times 0,65 = 4 \text{ KN} / \text{m}$$

### A l'ELU

- **Moments aux appuis**

- ✓ **Au niveau des appuis de rives**

$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$  ; mais le BAEL exige des aciers de fissuration.

$$M_A = M_D = -0,15M_0 \quad \text{Avec : } M_0 = P'_u \cdot l^2 / 8 = 8,005 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_D = -1,20 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Au niveau des appuis intermédiaires**

$$M_B = - \frac{P'_g \times l_g'^3 + P'_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$P'_g = P'_d = 5,54 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 3,40 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 0,8 \times 3,85 = 3,08 \text{ m}$$

$$M_B = - \frac{5,54 \times (3,40^3 + 3,08^3)}{8,5 \times (3,40 + 3,08)} = -6,89 \text{ KN.m}$$

$$M_C = - \frac{P'_g \times l_g'^3 + P'_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 0,8 \times 3,85 = 3,08 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 1,75 \text{ m.}$$

$$M_C = - \frac{5,54 \times (3,08^3 + 1,75^3)}{8,5 \times (3,08 + 1,75)} = -4,67 \text{ KN.m}$$

- Les moments en travées

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

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

- Travée AB

$$x = \frac{3.40}{2} - \frac{0 - (-6.89)}{7.58 \times 3.40} = 1.43m$$

$$M_0(x) = \frac{7.58 \times 1.43}{2} \times (3.40 - 1.43) = 10.67 KN.m$$

$$M(x) = 10.67 + \left(-6.89 \times \frac{1.43}{3.40}\right) = 7.77 KN.m$$

- Travée BC

$$x = \frac{3.85}{2} - \frac{(-6.89) - (-4.67)}{7.58 \times 3.85} = 2.00m$$

$$M_0(x) = \frac{7.58 \times 2.00}{2} \times (3.85 - 2.00) = 14.02 KN.m$$

$$M(x) = 14.02 - 6.89 \times \left(1 - \frac{2.00}{3.85}\right) - 4.67 \times \frac{2.00}{3.85} = 8.28 KN.m$$

- Travée CD

$$x = \frac{1.75}{2} - \frac{(-4.67) - 0}{7.58 \times 1.75} = 1.22m$$

$$M_0(x) = \frac{7.58 \times 1.22}{2} \times (1.75 - 1.22) = 2.45 KN.m$$

$$M(x) = 2.45 - 4.67 \times \left(1 - \frac{1.22}{1.75}\right) = 1.36 KN.m$$

- Calcul des efforts tranchants

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

- Travée AB

$$V_A = \frac{7.58 \times 3.40}{2} + \frac{-6.89 - 0}{3.40} = 10.86 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{7.58 \times 3.40}{2} + \frac{(-6.89) - 0}{3.40} = -14.91 \text{ KN}$$

- Travée BC

$$V_B = \frac{7.58 \times 3.85}{2} + \frac{(-4.67) + 6.89}{3.85} = 15.17 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{7.58 \times 3.85}{2} + \frac{-4.67 + 6.89}{3.85} = -14.01 \text{ KN}$$

- Travée CD

$$V_C = \frac{7.58 \times 1.75}{2} + \frac{0 + 4.67}{1.75} = 9.30 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{7.58 \times 1.75}{2} + \frac{0 + 4.67}{1.75} = -3.96 \text{ KN}$$

• Diagramme des moments en (KN.m)

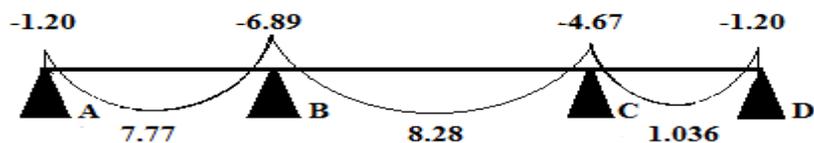


Fig. III.9 : Diagramme des moments de la poutrelle du plancher terrasse accessible (type 1)

• Diagramme des efforts tranchants en (KN)

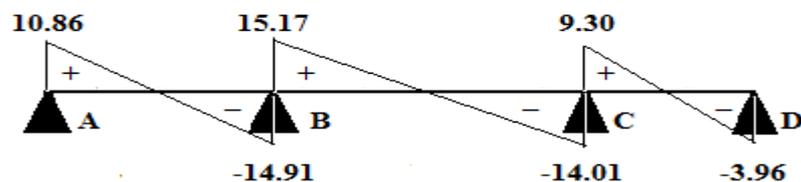


Fig. III.10 : Diagramme des efforts tranchants aux appuis du plancher terrasse accessible (type 1)

Les résultats de calcul pour les poutrelles de type 1 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. III.4 : Sollicitations des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
Type 1	AB	3.40	7.58	10.67	-1.20	-6.89	7.77	10.86	14.91
	BC	3.85	7.58	14.02	-6.89	-4.67	8.28	15.17	14.01
	CD	1.75	7.58	2.45	-4.67	-1.20	1.036	9.30	3.96

B.2.Poutrelle type 2

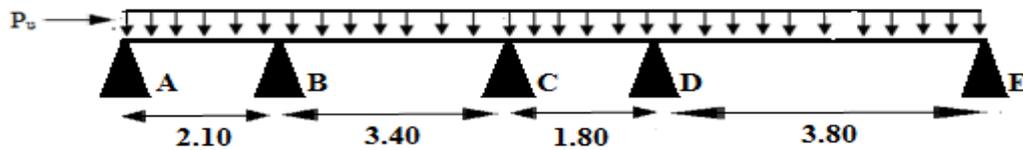


Fig.III.11 : Schéma statique de poutrelle (Type 2)

Les résultats de calcul pour poutrelles du plancher terrasse accessible type (2) sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. III.5 : Sollicitations des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
Type 2	AB	2.10	7.58	3.94	-1.50	-3.97	2.43	6.072	9.861
	BC	3.40	7.58	10.95	-3.97	-3.62	7.162	13.002	12.794
	CD	1.80	7.58	2.79	-3.62	-7.20	-2.081	4.84	8.817
	DE	3.80	7.58	13.44	-7.20	-1.50	10.33	16.311	12.52

B.3.Poutrelle type 3

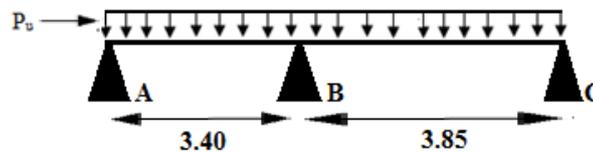


Fig.III.12 : Schéma statique de poutrelle (Type 3)

De même les résultats de calcul pour les poutrelles du plancher terrasse accessible type 3 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .III.6 : Sollicitations des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 3)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
Type 3	AB	3.40	7.58	10.96	-2.10	-8.43	7.32	12.90	14.83
	BC	3.85	7.58	14.05	-8.43	-2.10	10.58	16.79	14.60

B.4 Poutrelle type 5

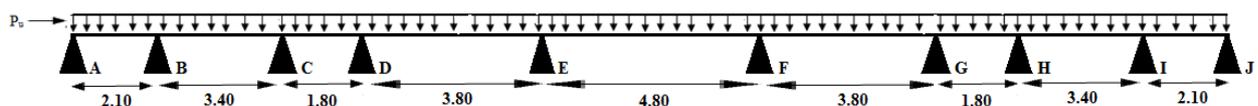


Fig. III.13 : Schéma statique de la poutrelle (Type 5)

De même les résultats de calcul pour les poutrelles du plancher terrasse accessible type 5 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. III.7 : Sollicitations des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 5)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 5	AB	2.10	7.58	3.94	-0.45	-3.97	2.43	6.07	9.86
	BC	3.40	7.58	10.95	-3.97	-3.62	7.16	13.00	12.79
	CD	1.80	7.58	3.05	-3.62	-4.52	-0.98	6.32	7.32
	DE	3.80	7.58	13.61	-4.52	-8.03	7.47	13.49	15.33
	EF	4.80	7.58	21.83	-8.03	-8.03	13.81	18.20	18.20
	FG	3.80	7.58	13.62	-8.03	-4.52	7.47	15.33	13.49
	GH	1.80	7.58	3.05	-4.52	-3.62	-0.98	7.32	6.32
	HI	3.40	7.58	10.95	-3.62	-3.97	7.16	12.79	13.00
	IJ	2.10	7.58	10.34	-3.97	-0.45	2.43	9.86	6.07

C) Plancher étage courant

C.1.Poutrelle type 1

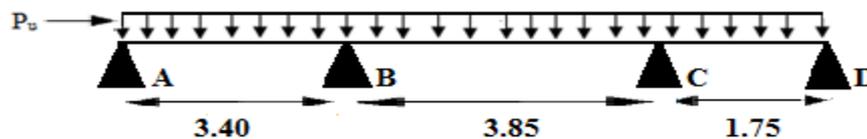


Fig. III.14 : Schéma statique de la poutrelle (Type 1)

$$G' = \frac{2}{3} G$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.86 = 3.90 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P'_u = (1.35G' + 1.5Q) \times 0.65 = 4.88 \text{ KN} / \text{m}$$

$$P'_s = (G' + Q) \times 0.65 = 3.51 \text{ KN} / \text{m}$$

A l'ELU

• Moments aux appuis

✓ Au niveau des appuis de rives

M<sub>A</sub>=M<sub>D</sub>= 0 KN.m ; mais le BAEL exige des aciers de fissu

M<sub>A</sub>=M<sub>B</sub>= -0.15M<sub>0</sub> Avec : M<sub>0</sub>= P<sub>u</sub>\*l<sup>2</sup>/8=7.05 KN.m

M<sub>A</sub>=M<sub>B</sub>=-1.05 KN.m

✓ Au niveau des appuis intermédiaires

$$M_B = - \frac{P'_g \times l_g^3 + P'_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

$$P'_g = P'_d = 4.88 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 3.40 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 0.8 \times 3.85 = 3.08 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{4.88 \times (3.40^3 + 3.08^3)}{8.5 \times (3.40 + 3.08)} = -6.07 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 0.8 \times 3.85 = 3.08 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 1.75 \text{ m.}$$

$$M_C = -\frac{4.88 \times (3.08^3 + 1.75^3)}{8.5 \times (3.08 + 1.75)} = -4.11 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en travées**

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

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

- **Travée AB**

$$x = \frac{3.40}{2} - \frac{0 - (-6.07)}{6.60 \times 3.40} = 1.43 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.60 \times 1.43}{2} \times (3.40 - 1.43) = 9.29 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 9.29 + \left(-6.07 \times \frac{1.43}{3.40}\right) = 6.73 \text{ KN.m}$$

- **Travée BC**

$$x = \frac{3.85}{2} - \frac{(-6.07) - (-4.11)}{6.60 \times 3.85} = 2.00 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.60 \times 2.00}{2} \times (3.85 - 2.00) = 12.21 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 12.21 - 6.07 \times \left(1 - \frac{2.00}{3.85}\right) - 4.11 \times \frac{2.00}{3.85} = 7.15 \text{ KN.m}$$

## - Travée CD

$$x = \frac{1.75}{2} - \frac{(-4.11) - 0}{6.60 \times 1.75} = 1.23m$$

$$M_0(x) = \frac{6.60 \times 1.23}{2} \times (1.75 - 1.23) = 2.11KN.m$$

$$M(x) = 2.11 - 4.11 \times \left(1 - \frac{1.23}{1.75}\right) = 0.88KN.m$$

## • Calcul des efforts tranchants

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

## - Travée AB

$$V_A = \frac{6.60 \times 3.40}{2} + \frac{-6.07 - 0}{3.40} = 9.43KN$$

$$V_B = -\frac{6.60 \times 3.40}{2} + \frac{(-6.07) - 0}{3.40} = -13.00KN$$

## - Travée BC

$$V_B = \frac{6.60 \times 3.85}{2} + \frac{(-4.11) + 6.07}{3.85} = 13.21KN$$

$$V_C = \frac{-6.60 \times 3.85}{2} + \frac{-4.11 + 6.07}{3.85} = -12.19KN$$

## - Travée CD

$$V_C = \frac{6.60 \times 1.75}{2} + \frac{0 + 4.11}{1.75} = 8.12KN$$

$$V_D = -\frac{6.60 \times 1.75}{2} + \frac{0 + 4.11}{1.75} = -3.42KN$$

## • Diagramme des moments en (KN.m) :

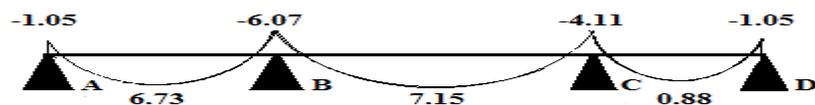


Fig. III.15 : Diagramme des moments de la poutrelle du plancher étage courant (type1)

- Diagramme des efforts tranchants en (KN)

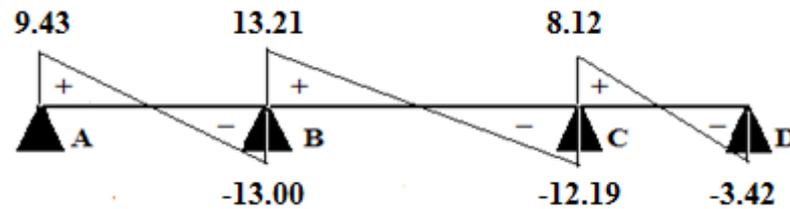


Fig. III.16 : Diagramme des efforts tranchants aux appuis du plancher étage courant (type 1)

Les résultats de calcul pour les poutrelles de type 1 sont résumés dans le tableau suivant :

- Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles de type (1) :

Tableau. III.8 : Sollicitations des poutrelles du plancher étage courant type (1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
Type 1	AB	3.40	6.60	9.29	-1.05	-6.07	6.73	9.43	13.00
	BC	3.85	6.60	12.21	-6.07	-4.11	7.15	13.21	12.19
	CD	1.75	6.60	2.11	-4.11	-1.05	0.88	8.12	3.42

### C.2 .Poutrelle type 2

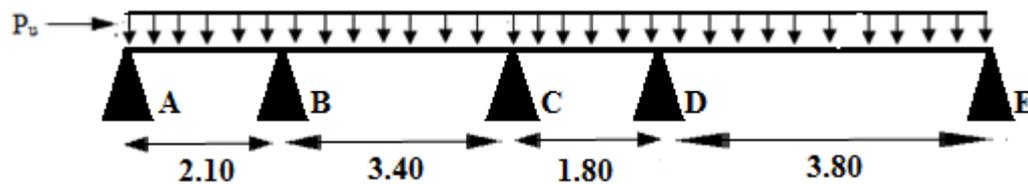


Fig.III.17 : Schéma statique de poutrelle (Type 2)

Les résultats de calcul pour les poutrelles de type 2 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .III.9 : Sollicitations des poutrelles du plancher étage courant type (2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
Type 2	AB	2.10	6.60	3.41	-1.32	-3.50	2.09	5.26	8.60
	BC	3.40	6.60	9.53	-3.50	-3.19	6.19	11.32	11.13
	CD	1.80	6.60	2.43	-3.19	-6.35	-1.86	4.19	7.69
	DE	3.80	6.60	11.70	-6.35	-1.32	8.95	14.22	10.87

C.3 .Poutrelle type 3

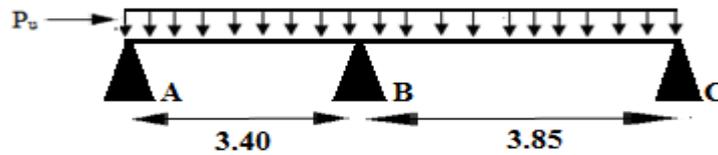


Fig.III.18 : Schéma statique de poutrelle (Type 3)

De même les résultats de calcul pour les poutrelles du plancher étage courant type 3 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. III.10 : Sollicitations des poutrelles du plancher étage courant type (3)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 3	AB	3.40	6.60	9.54	-1.83	-7.34	6.45	11.22	12.91
	BC	3.85	6.60	12.23	-7.34	-1.83	9.31	14.62	12.71

C.4 .Poutrelle type 5

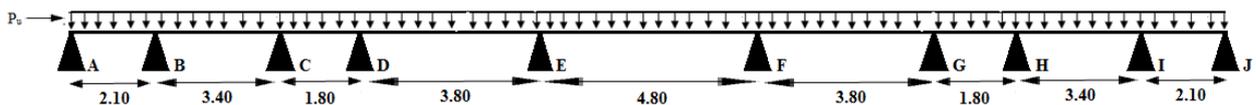


Fig. III.19 : Schéma statique de la poutrelle (Type 5)

De même les résultats de calcul pour les poutrelles du plancher étage courant type 5 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. III.11 : Sollicitations des poutrelles du plancher étage courant type (5)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 5	AB	2.10	6.60	3.42	-0.40	-3.50	2.09	5.26	8.60
	BC	3.40	6.60	9.53	-3.50	-3.19	6.19	11.32	11.13
	CD	1.80	6.60	2.65	-3.19	-3.99	-0.90	5.50	6.38
	DE	3.80	6.60	11.86	-3.99	-7.08	6.43	11.73	13.36
	EF	4.80	6.60	19.00	-7.08	-7.08	11.93	15.85	15.85
	FG	3.80	6.60	11.86	-7.08	-3.99	6.43	13.36	11.73
	GH	1.80	6.60	2.65	-3.99	-3.19	-0.90	6.38	5.50
	HI	3.40	6.60	9.53	-3.19	-3.50	6.19	11.13	11.32
	IJ	2.10	6.60	3.42	-3.50	-0.40	2.09	8.60	5.26

C.5 .Poutrelle type 6

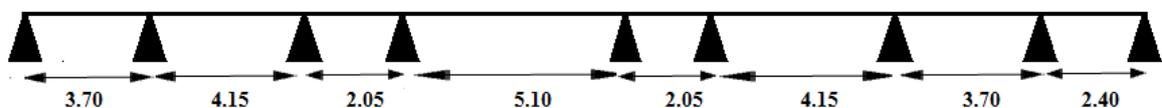


Fig. III.20 : Schéma statique de la poutrelle (Type 6)

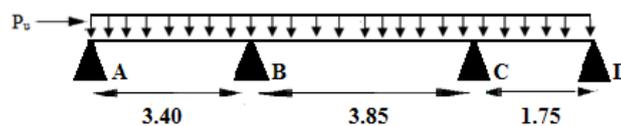
De même les résultats de calcul pour les poutrelles du plancher étage courant type 6 sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau. III.12 :** Sollicitations des poutrelles du plancher étage courant type (6)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
Type 6	AB	3.70	6.60	5.50	-1.00	-7.15	8.01	10.28	14.15
	BC	4.15	6.60	14.18	-7.15	-4.75	8.29	14.28	13.13
	CD	2.05	6.60	3.35	-4.75	-7.27	-2.43	5.54	8.00
	DE	5.10	6.60	21.85	-7.27	-7.27	14.20	16.84	16.84
	EF	2.05	6.60	3.35	-7.27	-4.75	-2.43	8.00	5.54
	FG	4.15	6.60	14.20	-4.75	-5.72	8.98	13.47	13.94
	GH	3.70	6.60	11.28	-5.72	-4.26	6.31	12.61	11.82
	HI	2.40	6.60	4.51	-4.26	-1.00	2.86	9.70	6.14

**D) Plancher étage RDC**

**D.1.Poutrelle type 1**



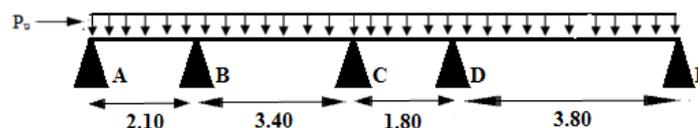
**Fig. III.21 :** Schéma statique de la poutrelle (Type 1)

De même les résultats de calcul pour les poutrelles du plancher étage RDC type 1 sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau. III.13 :** Sollicitations des poutrelles du plancher étage RDC type (1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
Type 1	AB	3.40	6.60	9.29	-1.05	-6.07	<b>6.73</b>	<b>9.43</b>	<b>13.00</b>
	BC	3.85	6.60	12.21	-6.07	-4.11	<b>7.15</b>	<b>13.21</b>	<b>12.19</b>
	CD	1.75	6.60	2.11	-4.11	-1.05	<b>0.88</b>	<b>8.12</b>	<b>3.42</b>

**D.2 .Poutrelle type 2**



**Fig.III.22 :** Schéma statique de poutrelle (Type 2)

De même les résultats de calcul pour les poutrelles du plancher étage RDC type 2 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .III.14 : Sollicitations des poutrelles du plancher étage RDC type (2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 2	AB	2.10	6.60	3.41	-1.32	-3.50	2.09	5.26	8.60
	BC	3.40	6.60	9.53	-3.50	-3.19	6.19	11.32	11.13
	CD	1.80	6.60	2.43	-3.19	-6.35	-1.86	4.19	7.69
	DE	3.80	6.60	11.70	-6.35	-1.32	8.95	14.22	10.87

D.3 .Poutrelle type 7

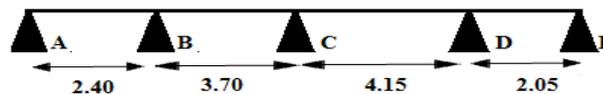


Fig.III.23 : Schéma statique de poutrelle (Type 7)

De même les résultats de calcul pour les poutrelles du plancher étage RDC type 7 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .III.15 : Sollicitations des poutrelles du plancher étage RDC type (7)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 7	AB	2.40	6.60	4.51	-0.42	-4.26	2.86	6.14	9.70
	BC	3.70	6.60	11.28	-4.26	-5.73	6.31	11.82	12.61
	CD	4.15	6.60	14.20	-5.73	-4.84	8.93	13.92	13.49
	DE	2.05	6.60	3.04	-4.84	-0.42	1.47	9.13	4.40

• Récapitulatif des sollicitations max des différents planchers :

Tableau .III.16 : Tableau récapitulatif des sollicitations max des différents planchers

Plancher	Type	M <sub>a</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	V <sup>max</sup> (KN)
Terrasse inaccessible	4	3.006	21.04	16.70
Terrasse accessible	1	6.89	8.28	15.17
	2	7.20	10.33	16.31
	3	8.43	10.58	16.79
	5	8.03	13.81	18.20
Plancher étage courant	1	6.07	7.15	13.21
	2	6.35	8.95	14.22
	3	7.34	9.31	14.62
	5	7.08	11.93	15.85
	6	7.27	14.20	16.84
Plancher étage RDC	1	6.07	7.15	13.21
	2	6.35	8.95	14.22
	7	5.73	8.93	13.92

III.1.4. Ferrailage des poutrelles

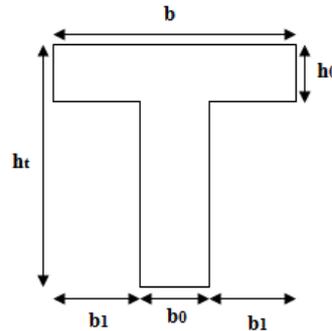


Fig. III.24 : Schéma de la section de la poutrelle

$h_t=24$  cm ;  $d=21.6$  cm ;  $b=65$  cm ;  $h_0=4$  cm et  $b_0=10$  cm.

1) Plancher terrasse accessible

1.1 Poutrelle type 5

$$M_t^{max}=13.81 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max}=8.03 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.216 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3$$

$$M_{tu} = 72.36 \text{ KN.m}$$

• Ferrailage en travée

$M_t^{max}=13.81 \text{ KN.m} < M_{tu} = 72.36 \text{ KN.m} \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression et celle-ci n'est pas entièrement comprimée donc on calcul une section rectangulaire ( $b \cdot h$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} ; \quad d=0.9h_t \Rightarrow d=21.6 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{13.81 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.216^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.032 < \mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.040$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.216(1 - 0.4 \times 0.040) = 0.212 \text{ m.}$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{tr} = \frac{13.81 \times 10^{-3}}{348 \times 0.212} \Rightarrow A_{tr} = 1.87 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA10=2.36 cm<sup>2</sup>**

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.216 \times 2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 1.69 \text{ cm}^2 < A_{tr} = 2.36 \text{ cm}^2$  .....C'est vérifiée

• **Ferraillage en appuis**

▪ **Ferraillage aux appuis intermédiaire**

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ).

$M_a^{max} = 8.03 \text{ KN.m.}$

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.03 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.216^2 \times 14.2} = 0.026$$

$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow$  Pivot A:

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$\Rightarrow A' = 0 \Rightarrow$  Pas besoin de ferraillage dans la zone comprimée

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.033$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.213 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{Ma}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{8.03 \times 10^{-3}}{348 \times 0.213} \Rightarrow A_a = 1.08 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **1HA12 = 1.13 cm<sup>2</sup>.**

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.216 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a = 1.13 \text{ cm}^2$  .....C'est vérifiée

▪ Ferrailage de l'appui de rive

$$M_a^{rive} = 0.45 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.45 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.216^2 \times 14.2} = 0.006$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$$

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.006}) = 0.007$$

$$z = 0.216 \times (1 - 0.4 \times 0.007) = 0.215 \text{m}$$

$$A_a = \frac{M_a^{rive}}{Z \times f_{st}} = \frac{0.45 \times 10^{-3}}{0.215 \times 348} = 0.060 \text{cm}^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.216 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{cm}^2$$

$$A_{min} = 0.26 \text{cm}^2 > A_{calculer} = 0.06 \text{cm}^2 \dots \dots \dots N'est pas vérifiée, donc on ferraille avec  $A_{min}$ .$$

On opte pour : 1HA8=0.5cm

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 18.20 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{18.20 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.216} = 0.84 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

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

$$\tau = 0.84 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

✓ Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 0.5 + 1.29 = 1.79 \text{cm}^2$$

$$A_l = 1.79 \text{cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 18.20 \times 10^{-3}}{400} = 0.52 \text{cm}^2 \quad \text{C'est vérifié}$$

✓ Appui intermédiaire

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

$$A_t \geq \frac{1.15}{400} \times \left[ 18.20 + \frac{8.03}{0.9 \times 0.216} \right] \times 10^{-3} = 1.71 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t > 1.71 \text{ cm}^2$$

• Vérification du cisaillement à la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u(b-b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{18.20 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.10)}{1.8 \times 0.216 \times 0.65 \times 0.04} = 0.99 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa}$$

A. Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left[ \frac{h}{35}; \phi_{LMin}; \frac{b_0}{10} \right] \Rightarrow \phi_t \leq 0.68 \text{ cm}$$

On choisit un épingle de : 2HA6  $\Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

L'espacement

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 19.44 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

$$S_t \leq \frac{0.8 f_e A_t}{b_0(\tau_u - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28})} \dots\dots\dots(2)$$

K=1 : Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90$  (Les armatures sont perpendiculaires)

D'où

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 0.57}{10 \times (0.84 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 86.85 \text{ cm} \quad S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \Rightarrow \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm}$$

D'où  $S_t = 15 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

a) Plancher terrasse inaccessible

Tableau .III.17 : Calcul des armatures du plancher terrasse inaccessible

Type	Position	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal	
		$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{calculer}(\text{cm}^2)$	$A_{adoptées}(\text{cm}^2)$	$A_{calculer}(\text{cm}^2)$	$A_{adoptées}(\text{cm}^2)$
4	Travée	0.046	0.059	0.210	2.732	<b>3HA12=3.39</b>	0.57	<b>2HA6</b>
	App int	/	/	/	/	/		
	App riv	0.045	0.058	0.211	0.409	<b>1HA8 =0.5</b>	0.57	<b>2HA6</b>

b) Plancher terrasse accessible

Tableau .III.18 : Calcul des armatures du plancher terrasse accessible

Type	Position	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal	
		$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{calculer}(cm^2)$	$A_{adoptees}(cm^2)$	$A_{calculer}(cm^2)$	$A_{adoptees}(cm^2)$
1	Travée	0.019	0.024	0.213	1.695	<b>3HA10=2.36</b>	0.57	<b>2HA6</b>
	App inter	0.104	0.137	0.204	0.970	<b>1HA12=1.13</b>	0.57	<b>2HA6</b>
	App rive	0.018	0.022	0.214	0.260	<b>1HA8 =0.5</b>	0.57	<b>2HA6</b>
2	Travée	0.024	0.030	0.213	1.695	<b>3HA10=2.36</b>	0.57	<b>2HA6</b>
	App inter	0.108	0.144	0.203	1.017	<b>1HA12=1.13</b>	0.57	<b>2HA6</b>
	App rive	0.022	0.028	0.213	0.260	<b>1HA8=0.5</b>	0.57	<b>2HA6</b>
3	Travée	0.024	0.031	0.213	1.695	<b>3HA10=2.36</b>	0.57	<b>2HA6</b>
	App inter	0.127	0.171	0.201	1.204	<b>1HA14=1.54</b>	0.57	<b>2HA6</b>
	App rive	0.031	0.040	0.212	0.284	<b>1HA8=0.5</b>	0.57	<b>2HA6</b>
5	Travée	0.032	0.040	0.213	1.868	<b>3HA10=2.36</b>	0.57	<b>2HA6</b>
	App inter	0.121	0.162	0.202	1.143	<b>1HA14=1.54</b>	0.57	<b>2HA6</b>
	App rive	0.006	0.008	0.215	0.260	<b>1HA8=0.50</b>	0.57	<b>2HA6</b>

c) Plancher étage courant

Tableau .III.19 : Calcul des armatures du plancher étage courant

Type	Position	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal	
		$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{calculer}(cm^2)$	$A_{adoptees}(cm^2)$	$A_{calculer}(cm^2)$	$A_{adoptees}(cm^2)$
1	Travée	0.016	0.021	0.214	1.695	<b>3HA10=2.36</b>	0.57	<b>2HA6</b>
	App inter	0.091	0.120	0.205	0.848	<b>1HA12=1.13</b>	0.57	<b>2HA6</b>
	App rive	0.015	0.020	0.214	0.260	<b>1HA8 =0.5</b>	0.57	<b>2HA6</b>
2	Travée	0.020	0.026	0.213	1.695	<b>3HA10=2.36</b>	0.57	<b>2HA6</b>
	App inter	0.096	0.126	0.205	0.890	<b>1HA12=1.13</b>	0.57	<b>2HA6</b>
	App rive	0.020	0.025	0.213	0.260	<b>1HA8=0.5</b>	0.57	<b>2HA6</b>
3	Travée	0.021	0.027	0.213	1.695	<b>3HA10=2.36</b>	0.57	<b>2HA6</b>
	App inter	0.111	0.147	0.203	1.038	<b>1HA12=1.13</b>	0.57	<b>2HA6</b>
	App rive	0.027	0.035	0.213	0.260	<b>1HA8=0.5</b>	0.57	<b>2HA6</b>
5	Travée	0.027	0.035	0.213	1.695	<b>3HA10=2.36</b>	0.57	<b>2HA6</b>
	App inter	0.107	0.142	0.203	0.999	<b>1HA12=1.13</b>	0.57	<b>2HA6</b>
	App rive	0.006	0.007	0.215	0.260	<b>1HA8=0.50</b>	0.57	<b>2HA6</b>
6	Travée	0.033	0.042	0.212	1.92	<b>3HA10=2.36</b>	0.57	<b>2HA6</b>
	App inter	0.017	0.021	0.214	0.97	<b>1HA12=1.13</b>	0.57	<b>2HA6</b>
	App rive	0.0023	0.029	0.215	0.26	<b>1HA8=0.5</b>	0.57	<b>2HA6</b>

d) Plancher RDC :

Tableau .III.20 : Calcul des armatures du plancher RDC

Type	Position	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal	
		$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{calculer}(cm^2)$	$A_{adoptees}(cm^2)$	$A_{calculer}(cm^2)$	$A_{adoptees}(cm^2)$
1	Travée	0.016	0.021	0.214	1.695	<b>3HA10=2.36</b>	0.57	<b>2HA6</b>
	App inter	0.091	0.120	0.205	0.848	<b>1HA12=1.13</b>	0.57	<b>2HA6</b>
	App rive	0.015	0.020	0.214	0.260	<b>1HA8 =0.50</b>	0.57	<b>2HA6</b>
2	Travée	0.020	0.026	0.213	1.695	<b>3HA10=2.36</b>	0.57	<b>2HA6</b>
	App inter	0.096	0.126	0.205	0.890	<b>1HA12=1.13</b>	0.57	<b>2HA6</b>
	App rive	0.020	0.025	0.213	0.260	<b>1HA8 =0.50</b>	0.57	<b>2HA6</b>
7	Travée	0.0207	0.026	0.213	1.20	<b>3HA10=2.36</b>	0.57	<b>2HA6</b>
	App inter	0.0133	0.016	0.214	0.76	<b>1HA12=1.13</b>	0.57	<b>2HA6</b>
	App rive	0.0009	0.001	0.215	0.26	<b>1HA8 =0.50</b>	0.57	<b>2HA6</b>

III.1.6 .Les vérification à l'ELS

- Calcul des moment :  $P_{ser}=(G+Q)*b$  ;  $P'_{ser}=(G'+Q)*b$

Tableau .III.21 : Calcul des moments à l'ELS

Plancher	Poutrelles	$M_t^{max}$ (KN.m)	$M_a^{max}$ (KN.m)	$V^{max}$ (KN)
<b>Plancher terrasse inaccessible</b>	Type 4	18.13	2.2	12.20
<b>Plancher terrasse accessible</b>	Type 1	6.05	4.97	15.18
	Type 2	7.52	5.19	16.31
	Type 3	7.69	6.13	12.20
	Type 5	10.08	5.79	18.20
<b>Plancher étage courant</b>	Type 1	5.21	4.37	13.22
	Type 2	6.50	4.56	14.22
	Type 3	6.74	5.32	10.59
	Type 5	8.68	5.09	15.85
	Type 6	10.32	5.22	16.84
<b>Plancher RDC</b>	Type 1	5.21	4.37	13.22
	Type 2	6.50	4.56	14.22
	Type 7	6.50	4.11	13.92

- **État limite de compression du béton**

$$M_{Travée}^{Max} = 10.08KN.m$$

$$M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} 1.53KN.m(Rive) \\ 5.79KN.m(interne) \end{cases}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **En travée :**

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.216 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = -1.03 \times 10^{-4} < 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section en T}$$

Calcul de  $y$  :

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

$$\frac{65 \times y^2}{2} + (15 \times 2.36)y - 15 \times 2.36 \times 21.6 = 0 \Rightarrow y = 4.33 \text{ cm}$$

Calcul de  $I$  :

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

$$I = \frac{65 \times 4.33^3}{3} - (65 - 10) \times \frac{(4.33 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (21.6 - 4.33)^2 \Rightarrow I = 12316.45 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{10.08 \times 4.33 \times 10^3}{12316.45} = 3.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **En appuis**

#### Appuis intermédiaires

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 1.54) \times y - 15 \times 1.54 \times 21.6 = 0 \Rightarrow y = 7.94 \text{ cm}$$

Calcul de  $I$  :

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

$$I = \frac{10 \times 7.94^3}{3} + 15 \times 1.54 \times (21.6 - 7.94)^2 \Rightarrow I = 5978.91 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{5.79 \times 7.94 \times 10^3}{5978.91} = 7.69 \text{ MPa}$$

7.69 MPa < 15 MPa.....C'est vérifiée

#### Appuis de rive

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 0.79) \times y - 15 \times 0.79 \times 21.6 = 0 \Rightarrow y = 6.06 \text{ cm}$$

Calcul de  $I$  :

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

$$I = \frac{10 \times 6.06^3}{3} + 15 \times 0.79 \times (21.5 - 6.06)^2 \Rightarrow I = 3603.49 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1.53 \times 6.06 \times 10^3}{3603.49} = 2.57 \text{ MPa}$$

2.57 MPa < 15 MPa.....C'est vérifiée

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau. III.22** : Vérification à la compression du béton

Plancher	Type		$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}^{adm}$ (MPa)	Vérification
Terrasse inaccessible	Type 4	Travée	3HA12=3.39	18.13	5.08	16694.82	5.51	15	Vérifiée
		App int	/	/	/	/	/	/	/
		App riv	1HA8=0.50	2.2	4.99	2483.36	4.42	15	Vérifiée
Terrasse accessible	Type 1	Travée	3HA10=2.36	6.05	4.33	12316.45	2.12	15	Vérifiée
		App int	1HA12=1.13	4.97	7.02	4756.33	7.33	15	Vérifiée
		App riv	1HA8=0.50	0.86	4.99	2483.36	1.72	15	Vérifiée
	Type 2	Travée	3HA10=2.36	7.52	4.33	12316.45	2.64	15	Vérifiée
		App int	1HA12=1.13	5.19	7.02	4756.33	7.66	15	Vérifiée
		App riv	1HA8=0.50	1.08	4.99	2483.36	2.17	15	Vérifiée
	Type 3	Travée	3HA10=2.36	7.69	4.33	12316.45	2.7	15	Vérifiée
		App int	1HA14=1.54	6.13	7.24	5978.91	8.14	15	Vérifiée
		App riv	1HA8=0.50	1.53	4.99	2483.36	3.09	15	Vérifiée
	Type 5	Travée	3HA10=2.36	10.08	4.33	12316.45	3.54	15	Vérifiée
		App int	1HA14=1.54	5.79	7.94	5978.91	7.68	15	Vérifiée
		App riv	1HA8=0.50	0.33	4.99	2483.36	0.66	15	Vérifiée
Étage courant	Type 1	Travée	3HA10=2.36	5.21	4.33	12316.45	1.83	15	Vérifiée
		App int	1HA12=1.13	4.37	7.02	4756.33	6.45	15	Vérifiée
		App riv	1HA8=0.50	0.76	4.99	2483.36	1.52	15	Vérifiée
	Type 2	Travée	3HA10=2.36	6.50	4.33	12316.45	2.28	15	Vérifiée
		App int	1HA12=1.13	4.56	7.02	4756.33	6.73	15	Vérifiée
		App riv	1HA8=0.50	0.95	4.99	2483.36	1.90	15	Vérifiée
	Type 3	Travée	3HA10=2.36	6.74	4.33	12316.45	2.37	15	Vérifiée
		App int	1HA12=1.13	5.32	7.02	4756.33	7.85	15	Vérifiée
		App riv	1HA8=0.50	1.32	4.99	2483.36	2.65	15	Vérifiée
	Type 5	Travée	3HA10=2.36	8.68	4.33	12316.45	3.05	15	Vérifiée
		App int	1HA12=1.13	5.09	7.02	4756.33	7.51	15	Vérifiée
		App riv	1HA8=0.50	0.29	4.99	2483.36	0.58	15	Vérifiée
	Type 6	Travée	3HA10=2.36	10.32	4.33	12317.1	3.36	15	Vérifiée
		App int	1HA12=1.13	5.22	3.10	6446.6	2.51	15	Vérifiée
		App riv	1HA8=0.50	1.22	2.12	3052.47	0.84	15	Vérifiée
RDC	Type 1	App riv	3HA10=2.36	5.21	4.33	12316.45	1.83	15	Vérifiée
		App riv	1HA12=1.13	4.37	7.02	4756.33	6.45	15	Vérifiée
		App riv	1HA8=0.50	0.76	4.99	2483.36	1.52	15	Vérifiée
	Type 2	Travée	3HA10=2.36	6.50	4.33	12316.45	2.28	15	Vérifiée
		App int	1HA12=1.13	4.56	7.02	4756.33	6.73	15	Vérifiée
		App riv	1HA8=0.50	0.95	4.99	2483.36	1.90	15	Vérifiée
	Type 7	Travée	3HA10=2.36	6.50	4.33	12317.1	2.28	15	Vérifiée
		App int	1HA12=1.13	4.11	3.10	6446.6	1.98	15	Vérifiée
		App riv	1HA8=0.50	0.51	2.10	30532.47	0.35	15	Vérifiée

• **État limite de déformation**

**Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{24}{480} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

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

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{480}{500} = 0.96cm$$

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

respectivement.

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

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

• **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G'$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

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

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

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

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

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

• Contraintes ( $\sigma_s$ )

$\sigma_s$  : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

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

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

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

• Inerties fictives ( $I_f$ )

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

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

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

• Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{vg}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.30 = 2.145 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 6.98 = 4.537 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (6.98 + 1.5) = 5.512 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 4.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 9.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 11.90 \text{ KN.m}$$

• Propriété de la section

Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 = 79566.33 \text{ cm}^4$$

$$I=16694.82 \text{ cm}^4$$

$$y = 5.08 \text{ cm} ;$$

$$A_s=3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{10 \times 21.6} = 0.015$$

$$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} \dots\dots\dots \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_i=32164.20 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 1/3 \times E_i \dots\dots\dots \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$E_v=10721.40 \text{ MPa.}$$

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

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.015 \times (2 + 3 \times \frac{10}{65})} \Rightarrow \lambda_i = 2.84$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.136$$

• **Calcul des inerties fictives**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{4.63 \times 10^{-3} \times (0.216 - 0.0508)}{16694.84 \times 10^{-8}} = 68.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{9.79 \times 10^{-3} \times (0.216 - 0.0508)}{16694.84 \times 10^{-8}} = 145.31 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{11.90 \times 10^{-3} \times (0.216 - 0.0508)}{16694.84 \times 10^{-8}} = 176.63 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 68.72 + 2.1} = 0.40 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 145.31 + 2.1} = 0.65 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 176.63 + 2.1} = 0.71 > 0$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times 79566.33}{1 + 2.84 \times 0.40} = 40975.16 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 \times 79566.33}{1 + 2.84 \times 0.65} = 30449.12 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times 79566.33}{1 + 2.84 \times 0.71} = 29015.70 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times 79566.33}{1 + 1.136 \times 0.65} = 50346.84 \text{ cm}^4$$

• Calcul des flèches

$$f_{ji} = \frac{4.63 \times 10^{-3} \times 4.80^2}{10 \times 32164.20 \times 40975.16 \times 10^{-8}} = 8.09 \times 10^{-4} m$$

$$f_{gi} = \frac{9.79 \times 10^{-3} \times 4.80^2}{10 \times 32164.20 \times 30449.12 \times 10^{-8}} = 2.30 \times 10^{-3} m$$

$$f_{pi} = \frac{11.90 \times 10^{-3} \times 4.80^2}{10 \times 32164.20 \times 29015.70 \times 10^{-8}} = 2.93 \times 10^{-3} m$$

$$f_{vg} = \frac{11.90 \times 10^{-3} \times 4.80^2}{10 \times 10721.40 \times 50346.84 \times 10^{-8}} = 5.07 \times 10^{-3} m$$

• La flèche totale

$$\Delta f_t = 0.507 - 0.0809 + 0.293 - 0.230 = 0.489 cm \approx 0.49 cm$$

$$\Delta f_t = 0.49 < f_{adm} = 0.96$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

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

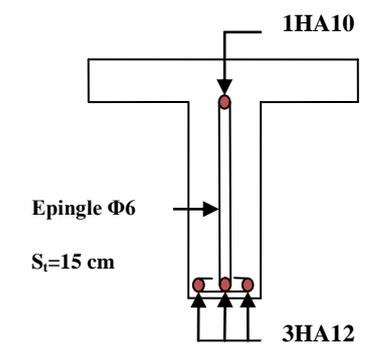
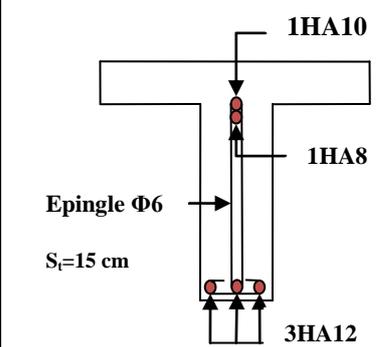
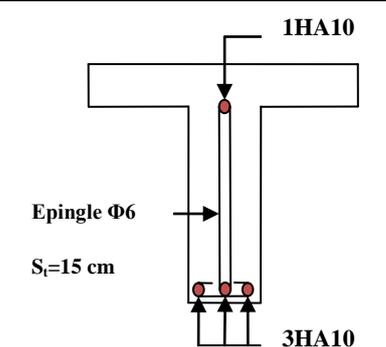
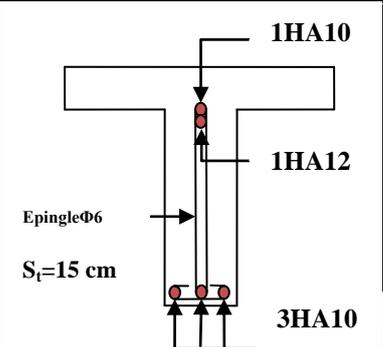
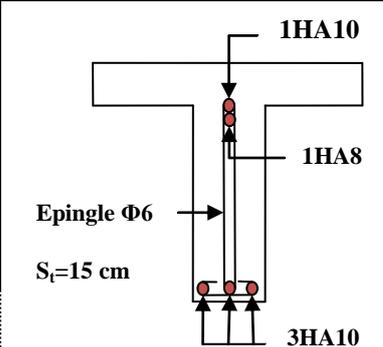
Tableau. III.23 : Vérification des états limite de déformation.

Planchers	Terrasse inaccessible	Terrasse accessible type 1,2 ,3et5	Etage courant type1, 2,3, 5 et 6+RDC
$q_{jser}$ (KN/m)	2.145	2.145	2.145
$q_{gser}$ (KN/m)	4.433	4.537	3.809
$q_{pser}$ (KN/m)	5.083	5.512	4.784
$M_{jser}$ (KN.m)	4.633	4.633	4.633
$M_{gser}$ (KN.m)	9.575	9.799	8.227
$M_{pser}$ (KN.m)	10.979	11.905	10.333
$I_0$ (Cm <sup>4</sup> )	79566.33	78142.46	78142.46
$\rho$	0.0156	0.010	0.010
$\lambda_v$	1.093	1.706	1.706
$\lambda_i$	2.734	4.265	4.265
$\sigma_{sj}$ (Mpa)	68.72	97.38	97.55
$\sigma_{sg}$ (Mpa)	142.04	205.91	173.19
$\sigma_{sp}$ (Mpa)	162.82	250.29	217.64
$\mu_j$	0.40	0.38	0.38
$\mu_g$	0.64	0.64	0.59
$\mu_p$	0.69	0.69	0.99
$I_{f_{ij}}$ (cm <sup>4</sup> )	41836.98	32822.93	32822.93
$I_{f_{ig}}$ (cm <sup>4</sup> )	31545.49	23066.95	24465.39

$I_{f_{ip}}$ (cm <sup>4</sup> )	30350.92	21819.74	16475.00
$I_{f_{vg}}$ (cm <sup>4</sup> )	51169.55	41091.43	42838.27
$f_{ji}$ (cm)	0.079	0.101	0.101
$f_{gi}$ (cm)	0.217	0.304	0.240
$f_{pi}$ (cm)	0.258	0.390	0.449
$f_{gv}$ (cm)	0.460	0.622	0.440
$\Delta f$ (cm)	0.42	0.60	0.54
$f_{adm}$ (cm)	0.96	0.96	0.96
$\Delta f \leq f_{adm}$	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

• Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau .III.24 : Schéma de ferrailage des poutrelles

Plancher	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse inaccessible			
Terrasse accessible type 1 et 2			

Terrasse accessible type 3et5			
Etage courant type 1, 2, 3,5 et 6+RDC			

III.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.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

si :  $\rho \leq 0.4$  La dalle travaille selon un seul sens (flexion principale suivent  $l_x$ ).

si :  $\rho \geq 0.4$  La dalle travaille selon les deux sens.

III.2.1. Dalle sur trois appuis type 1 RDC+1<sup>er</sup> Etage

$l_x = 1.35m$

$l_y = 3.50m$

$$1) l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$2) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

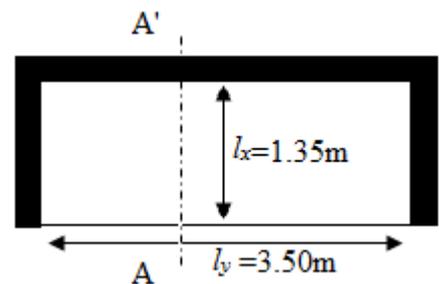


Fig.III.25 : Dalle pleine type 1

## III.2.1.1. Calcul des sollicitations

$$\rho = \frac{1,35}{3,50} = 0,38 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens } l_x \text{ (comporte comme une}$$

poutre).

$$\frac{L_y}{2} = \frac{3,50}{2} = 1,75 \Rightarrow L_x < L_y/2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0y} = p \times \frac{L_x^3}{6} \\ M_{0x} = p \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p \times L_x^3 \end{cases}$$

$$\text{On a : } G = 5.06 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 12.081 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 5.06 + 3.5 = 8.56 \text{ KN/m}^2$$

## \* I'E.L.U

$$\begin{cases} M_{0x} = 18.71 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 4.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## • En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 15.90 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 4.20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## • En appuis

$$\begin{cases} M_{tx} = -0.4 M_{0x} = -7.48 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = -0.4 M_{0x} = -7.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## \* I'E.L.S

$$\begin{cases} M_{0x} = 13.26 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 3.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## • En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 11.27 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 2.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## • En appuis

$$\begin{cases} M_{tx} = -0.4 M_{0x} = -5.30 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = -0.4 M_{0x} = -5.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

\* L'effort tranchant

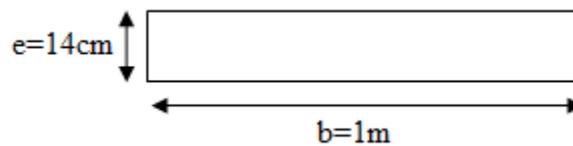
$$V_x = \frac{pl_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_x = 7.97 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{pl_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_y = 0.45 \text{ KN}$$

III.2.1.2.Ferraillage

\* Exemple de calcul

Le ferraillage se fait a la flexion simple pour une bonde de 1ml.



Section de la dalle pleine a ferraille.

• En travée

Sens x-x

$$\mu_{bu} = M_t / bd^2 f_{bu} = (15.90 \times 10^{-3}) / (1 \times 0.11^2 \times 14.2) = 0.092 \Rightarrow \mu_{bu} \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186 \Rightarrow \text{pivot A: } \xi = 10^0 / 00 \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.092}) = 0.120$$

$$z = 0.11 \times (1 - 0.4 \times 0.120) = 0.105 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{Mu}{z \times f_{st}} = \frac{15.90}{0.105 \times 348 \times 10^3} = 4.35 \text{ cm}^2$$

\* Vérification de la condition non fragilité

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.38) \times 1 \times 0.14 = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_x^{\min} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Sens y-y

$$\mu_{bu} = M_t / bd^2 f_{bu} = (4.20 \times 10^{-3}) / (1 \times 0.11^2 \times 14.2) = 0.024 \Rightarrow \mu_{bu} \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186 \Rightarrow \text{pivot A: } \xi = 10^0 / 00 \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.024}) = 0.030$$

$$z = 0.11 \times (1 - 0.4 \times 0.030) = 0.098 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{Mu}{z \times f_{st}} = \frac{4.20}{0.098 \times 348 \times 10^3} = 1.23 \text{ cm}^2$$

\* **Vérification de la condition non fragilité**

$$A_x^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_x^{\min} \Rightarrow$  condition vérifier.

• **En appui**

$$\mu_{bu} = M_t / bd^2 f_{bu} = (7.48 \times 10^{-3}) / (1 \times 0.11^2 \times 14.2) = 0.043 \Rightarrow \mu_{bu} \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186 \Rightarrow \text{pivot A: } \xi = 10^0 /_{00} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.043}) = 0.055$$

$$z = 0.11 \times (1 - 0.4 \times 0.055) = 0.107 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{Mu}{z \times f_{st}} = \frac{7.48}{0.107 \times 348 \times 10^3} = 2.00 \text{ cm}^2$$

\* **Vérification de la condition non fragilité**

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.38) \times 1 \times 0.14 = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$A_a > A_x^{\min} \Rightarrow$  condition vérifier.

$A_a > A_y^{\min} \Rightarrow$  condition vérifier.

- Les résultats du ferrailage sont résumés dans tableau suivant :

**Tableau. III.25 :** Le ferrailage de la dalle pleine sur type 1.

Sens		M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
En Travée	XX	15.90	0.092	0.120	10.5	4.35	1.47	<b>6T10=4.71</b>
	YY	4.2	0.024	0.030	9.80	1.23	1.12	<b>4T8=2.01</b>
En appui		7.48	0.043	0.055	10.7	2.00	1.47	<b>4T8=2.01</b>

### III.2.1.3 Calcul de l'espacement des armatures

Armatures // à  $L_x$ :  $S_t \leq \min(3e; 33) \text{ cm}$ . Donc On opte :  $S_t=16 \text{ cm}$

Armatures // à  $L_y$ :  $S_t \leq \min(4e; 45) \text{ cm}$ . Donc On opte:  $S_t=25 \text{ cm}$

\* Vérification à l'E.L.U

• L'effort tranchant

$$V_x = 7.97 \text{ KN}$$

$$V_y = 0.45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{7.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} \Rightarrow \tau_u = 0.072 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

\* Vérification à l'E.L.S

• État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 13.26 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{serx} = 11.27 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 3.51 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{sery} = 2.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

Tableau .III.26 : Vérification de la contrainte dans le béton

Sens	$M_{ser}$ (KNm)	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
XX	11.27	4.71	3.12	4654.55	7.55	15	Vérifié
YY	2.98	2.01	2.03	1701.80	3.55	15	Vérifié

• La flèche

Sens x-x:

- $f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ cm}$
- $\frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{3.5} = 0.10 > \frac{1}{16} = 0.0625$
- $\frac{A_s}{b * d} = 0.00336 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0.006$

La flèche sens x-x est vérifié

Sens y-y:

- $\frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{3.5} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625$  la condition n'est vérifiée
- $l < 5 \text{ m} \quad f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ cm}$

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire dans le sens y-y.

$$\begin{cases} M_j^y = 5.42 \text{KNm.} \\ M_g^y = 5.81 \text{KNm.} \\ M_p^y = 9.83 \text{KNm.} \end{cases}$$

$$f_{gv} = 2.98 \text{mm} ; f_{gp} = 7.84 \text{mm} ; \Delta f_i = 6.97 \text{mm} < f_{adm} = 7 \text{mm} .$$

La flèche selon le sens x-x est vérifiée.

• Schéma de ferrailage :

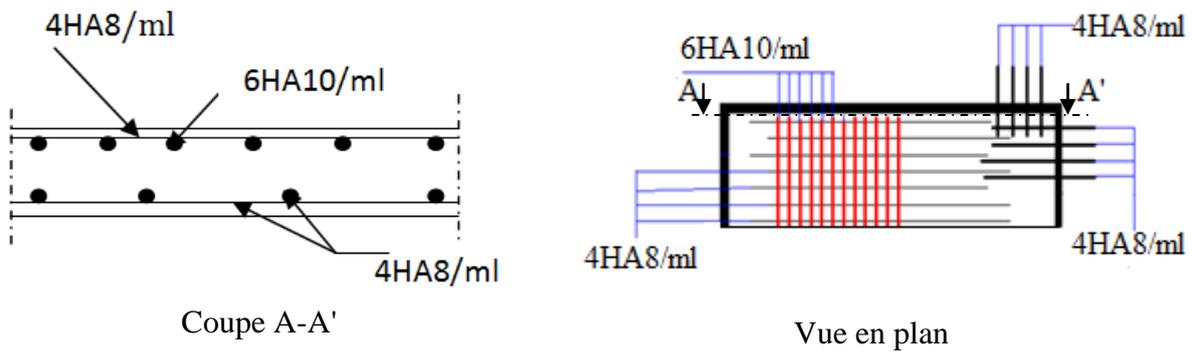


Fig.III.26 : Schéma de ferrillages de la dalle sur 3 appuis type1 RDC+1<sup>er</sup> étage

III.2.1.Dalle sur trois appuis Type 2 RDC+6<sup>eme</sup> et 7<sup>eme</sup> étage

$$L_x = 1.2 \text{m}$$

$$L_y = 3.90 \text{m}$$

$$1) l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

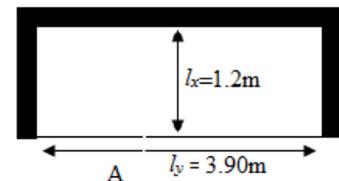


Fig.III.27: Dalle plane type2

$$2) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

III.2.2.1.Calcul des sollicitations

$$\rho = \frac{1,2}{3,90} = 0,30 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul}$$

sens  $l_x$  (comporte comme une poutre).

$$\frac{L_y}{2} = \frac{3,90}{2} = 1,95 \text{m} \Rightarrow L_x < L_y/2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0y} = p \times \frac{L_x^3}{6} \\ M_{0x} = p \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p \times L_x^3 \end{cases}$$

$$\text{On a : } G = 5.06 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 9.081 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 5.06 + 1.5 = 6.56 \text{ KN/m}^2$$

### Les sollicitations

#### \* I'E.L.U

$$\begin{cases} M_{0x} = 15.04 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 2.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### • En travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 12.78 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 2.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### • En appuis

$$\begin{cases} M_{tx} = -0.4 M_{0x} = -6.02 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = -0.4 M_{0x} = -6.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### \* I'E.L.S

$$\begin{cases} M_{0x} = 10.86 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 1.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### • En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 9.23 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 1.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### • En appuis

$$\begin{cases} M_{tx} = -0.4 M_{0x} = -5.30 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = -0.4 M_{0x} = -5.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

\* L'effort tranchant

$$V_x = \frac{pl_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_x = 4.40KN$$

$$V_y = \frac{pl_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_y = 0.11KN$$

III.2.2.2.Ferrailage

Les résultats du ferrailage sont résumés dans tableau suivant :

Tableau. III.27 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis type2

Sens		M(KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z(cm)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
En Travée	XX	12.78	0.062	0.080	11.6	3.16	1.51	<b>5T10=3.93</b>
	YY	2.22	0.0108	0.013	11.9	1.45	1.12	<b>4T8=2.01</b>
En appui		6.02	0.029	0.036	11.8	1.46	1.51	<b>4T8=2.01</b>

III.2.2.3.Calcul de l'espacement des armatures

Armatures // à  $L_x$ :  $S_t \leq \min(3e, 33cm)$ . Donc On opte :  $S_t=20cm$

Armatures // à  $L_y$ :  $S_t \leq \min(4e, 45cm)$ . Donc On opte:  $S_t=25cm$

➤ Vérification a l'E.L.U

\* Vérification de la condition non fragilité

On a  $e \geq 12cm$  et  $\rho < 0.4$  donc :

$$A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.00012 & RL \quad fe = 215 \text{ ou } fe = 235 \text{ Mpa.} \\ 0.0008 & HA \quad fe = 400 \text{ ou } TS \quad \phi \geq 6 \text{ mm.} \\ 0.0006 & HA \quad fe = 400 \text{ ou } TS \quad \phi < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

Dans notre cas  $fe=400MPa$   $\rho_0=0.0008$ .

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.30) \times 1 \times 0.14 = 1.51cm^2$$

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 1 \times 0.14 = 1.12cm^2$$

- Pour la travée

$$A_x^t > A_x^{\min} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

$$A_y^t > A_y^{\min} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

- Pour l'appui

$$A_a > A_x^{\min} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

- \* L'effort tranchant

$$V_x = 4.40 \text{ KN}$$

$$V_y = 0.11 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{4.40 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.036 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

- Vérification à l'E.L.S

- \* État limite de compression du béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 10.86 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{serx} = 9.23 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 1.89 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{sery} = 1.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

Tableau.III.28 : Vérification de la contrainte dans le béton

Sens	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	Observation
XX	9.23	3.93	2.95	4040.37	6.73	15	Vérifié
YY	1.60	2.01	2.73	1825.99	2.39	15	Vérifié

- \* La flèche

Sens x-x:

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{390}{500} = 0.78 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{1.2} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{A_s}{b * d} = 0.0038 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0.006$$

La flèche selon le sens x-x est vérifiée

Sens y-y

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{3.9} = 0.036 < \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ La condition n'est vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = 0.0022 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0.006$$

$$l < 5m \quad f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{390}{500} = 0.78cm$$

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire dans le sens y-y.

$$\begin{cases} M_j^y = 4.02KNm. \\ M_g^y = 5.81KNm. \\ M_p^y = 7.53KNm. \end{cases}$$

$$f_{gv} = 3.70mm ; f_{gp} = 6.04mm ; \Delta f_t = 4.33mm < f_{adm} = 7.8mm.$$

La flèche est vérifiée

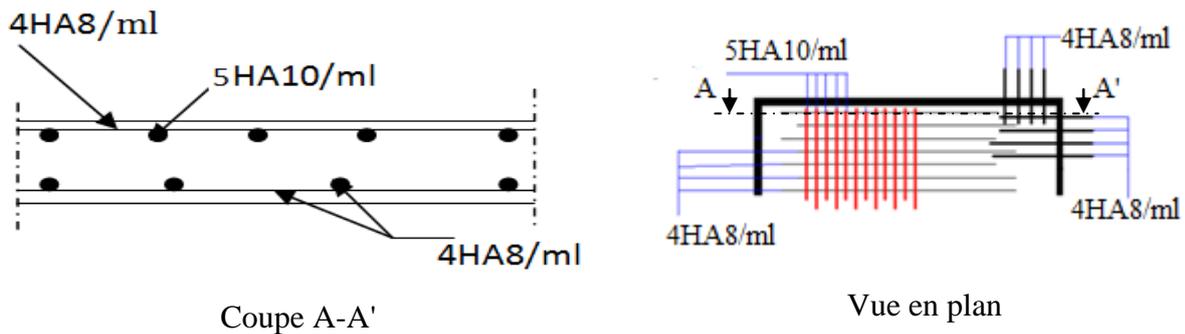


Fig.III.28 : Schéma de ferrailages de la dalle sur 3appuis type2.

III.2.3.Dalle sur trois appuis Type 3 de 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage

$$l_x = 1.4m$$

$$l_y = 3.45m$$

$$1) l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$2) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

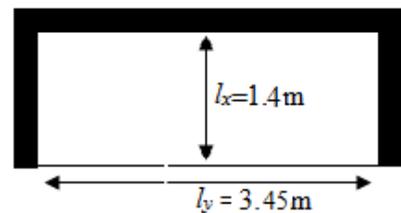


Fig. III.29 : Dalle plane type 3

## III.2.3.1. Calcul des sollicitations

$$\rho = \frac{1,4}{3,45} = 0,405 \geq 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{3,45}{2} = 1,725m \Rightarrow L_x < L_y/2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0y} = p \times \frac{L_x^3}{6} \\ M_{0x} = p \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p \times L_x^3 \end{cases}$$

$$\text{On a : } G = 5,06 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1,35 G + 1,5 Q \Rightarrow P_u = 9,081 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 5,06 + 1,5 = 6,56 \text{ KN/m}^2$$

## Les sollicitations

## \* A l'E.L.U

$$\begin{cases} M_{0x} = 14,09 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 4,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## • En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 11,97 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 3,53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## • En appuis :

$$\begin{cases} M_{ax} = -0,4 M_{0x} = -5,63 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0,4 M_{0x} = -5,63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## \* A l'E.L.S

$$\begin{cases} M_{0x} = 10,18 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 3,00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## • En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 8,65 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 2,55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## • En appuis

$$\begin{cases} M_{ax} = -0,4 M_{0x} = -4,07 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0,4 M_{0x} = -4,07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **L'effort tranchant**

$$V_x = \frac{pl_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_x = 6.18KN$$

$$V_y = \frac{pl_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_y = 0.41KN$$

**III.2.3.2. Ferrailage**

- Les résultats du ferrailage sont résumés dans tableau suivant :

**Tableau.III.29** : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.

Sens		M(KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z(cm)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
En Travée	XX	11.97	0.058	0.075	11.64	2.96	1.45	<b>4T10=3.14</b>
	YY	3.53	0.017	0.022	11.9	0.853	1.12	<b>4T8=2.01</b>
En appui		5.63	0.027	0.034	11.83	1.35	1.45	<b>4T8=2.01</b>

**III.2.3.3.Calcul de l'espacement des armatures**

Armatures // à  $L_x$ :  $S_t \leq \min(3e, 33cm)$ . Donc On opte :  $S_t=25cm$

Armatures // à  $L_y$ :  $S_t \leq \min(4e; 45cm)$ . Donc On opte:  $S_t=25cm$

➤ **Vérification a l'E.L.U**

\* **Vérification de la condition non fragilité**

On a  $e \geq 12cm$  et  $\rho < 0.4$  donc :

$$A_x^{min} = \rho_0 * \frac{3-\rho}{2} * b * e$$

$$A_y^{min} = \rho_0 * b * e$$

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.00012 & RL \quad fe = 215 \text{ ou } fe = 235 \text{ Mpa.} \\ 0.0008 & HA \quad fe = 400 \text{ ou } TS \quad \phi \geq 6 \text{ mm.} \\ 0.0006 & HA \quad fe = 400 \text{ ou } TS \quad \phi < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

Dans notre cas  $fe=400MPa$   $\rho_0=0.0008$ .

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.30) \times 1 \times 0.14 = 1.51cm^2$$

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 1 \times 0.14 = 1.12cm^2$$

• **Pour la travée**

$A_x^t > A_x^{min} \Rightarrow$  condition vérifier.

$A_y^t < A_y^{min} \Rightarrow$  condition non vérifier  $\Rightarrow$  en ferrailer avec  $A_{ymin}$

- Pour l'appui

$A_a < A_x^{\min} \Rightarrow$  condition non vérifiée  $\Rightarrow$  donc en ferrailleur avec  $A_{ymin}$

- \* L'effort tranchant

$V_x=6.18KN$

$V_y=0.41KN$

$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{6.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.0515MPa < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$  Vérifiée.

- Vérification à l'E.L.S

- \* État limite de compression du béton

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$   
 $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$

$\begin{cases} M_{0x} = 10.86KN.m \Rightarrow M_{serx} = 9.23KN.m \\ M_{0y} = 1.89KN.m \Rightarrow M_{sery} = 1.60KN.m \end{cases} \quad \frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0; I = \frac{b}{3} * y^3 + 15 * A * (d - y)^2$

Tableau. III.30 : Vérification de la contrainte dans le béton

Sens	$M_{ser}(KN.m)$	$A(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Observation
XX	8.65	3.14	2.68	3376.46	6.86	15	Vérifié
YY	2.55	2.01	2.03	1701.83	3.04	15	Vérifié

- \* La flèche

Sens x-x

$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{345}{500} = 6.9mm$   
 $\frac{h_i}{l} = \frac{0.14}{1.4} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625$   
 $\frac{A_s}{b * d} = 0.0026 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0.006$

La flèche selon le sens x-x est vérifiée

Sens y-y

$\frac{h_i}{l} = \frac{0.14}{3.45} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625$  La condition n'est vérifiée  
 $\frac{A_s}{b * d} = 0.0017 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0.006$

$$l < 5m \quad f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{345}{500} = 0.69cm$$

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire dans le sens y-y.

$$\begin{cases} M_j^y = 3.90KNm. \\ M_g^y = 5.64KNm. \\ M_p^y = 7.32KNm. \end{cases}$$

$$f_{gv} = 2.66mm ; f_{gp} = 4.41mm ; \Delta f_t = 3.87mm < f_{adm} = 6.9mm.$$

La flèche est vérifiée.

- schéma de ferrailage

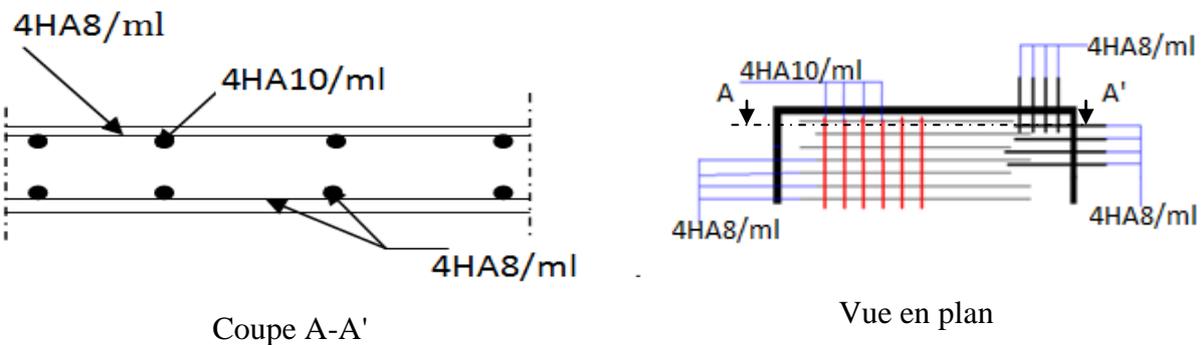


Fig.III.30 : Schéma de ferrillages de la dalle sur 3appuis type 3.

### III.2.4.Dalle sur trois appuis Type 4 de 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage

$$l_x = 1.4m$$

$$l_y = 3.96m$$

$$1) l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$2) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

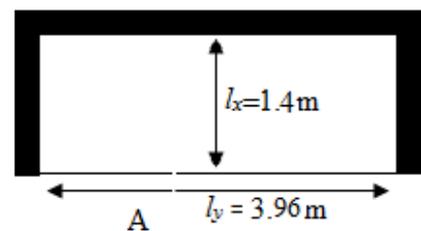


Fig. III.31 : Dalle plane type 4

#### III.2.4.1.Calcul des sollicitations

$$\rho = \frac{1,4}{3,96} = 0,35 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens}$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{3.96}{2} = 1,98m \Rightarrow L_x < L_y/2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0y} = p \times \frac{L_x^3}{6} \\ M_{0x} = p \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p \times L_x^3 \end{cases}$$

On a:  $G = 5.06 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 9.081 \text{ KN/m}^2$

$P_s = G + Q = 5.06 + 1.5 = 6.56 \text{ KN/m}^2$

**Les sollicitations**

**\* A l'E.L.U**

$$\begin{cases} M_{0x} = 18.62 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 4.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**• En travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 15.83 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 3.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**• En appuis**

$$\begin{cases} M_{ax} = -0.4 M_{0x} = -7.45 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0.4 M_{0x} = -7.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**\* A l'E.L.S**

$$\begin{cases} M_{0x} = 13.45 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 3.00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**• En travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 11.43 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 2.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**• En appuis**

$$\begin{cases} M_{ax} = -0.4 M_{0x} = -5.38 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0.4 M_{0x} = -5.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**L'effort tranchant**

$$V_x = \frac{p l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_x = 6.25 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{p l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_y = 0.27 \text{ KN}$$

III.2.4.2 .Ferrailage

Les résultats du ferrailage sont résumés dans tableau suivant :

**Tableau.III.31** : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.

Sens		M(KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z(cm)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
En Travée	XX	15.83	0.77	0.10	11.52	3.95	1.49	<b>6T10=4.71</b>
	YY	3.53	0.017	0.022	11.9	0.853	1.12	<b>4T8=2.01</b>
En appui		7.45	0.036	0.046	11.78	1.82	1.49	<b>4T8=2.01</b>

III.2.2.1.Calcul de l'espacement des armatures

Armatures // à  $L_x$ :  $S_t \leq \min(3e; 33cm)$ . Donc On opte :  $S_t=16cm$

Armatures // à  $L_y$ :  $S_t \leq \min(4e; 45cm)$ . Donc On opte:  $S_t=25cm$

- **Vérification a l'E.L.U**
- \* **Vérification de la condition non fragilité**

On a  $e \geq 12cm$  et  $\rho < 0.4$  donc :

$$A_x^{min} = \rho_0 * \frac{3-\rho}{2} * b * e$$

$$A_y^{min} = \rho_0 * b * e$$

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.00012 & RL \quad fe = 215 \text{ ou } fe = 235 \text{ Mpa.} \\ 0.0008 & HA \quad fe = 400 \text{ ou } TS \quad \phi \geq 6 \text{ mm.} \\ 0.0006 & HA \quad fe = 400 \text{ ou } TS \quad \phi < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

Dans notre cas  $fe=400MPa$   $\rho_0=0.0008$ .

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.35) \times 1 \times 0.14 = 1.49cm^2$$

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 1 \times 0.14 = 1.12cm^2$$

- **Pour la travée**

$$A_x^t > A_x^{min} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

$$A_y^t < A_y^{min} \Rightarrow \text{condition non vérifier} \Rightarrow \text{en ferrailer avec } A_y^{min}$$

- **Pour l'appui**

$$A_a > A_x^{min} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

- \* **L'effort tranchant**

$$V_x=6.25KN$$

$$V_y = 0.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{6.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.052 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

• **Vérification à l'E.L.S**

\* **État limite de compression du béton**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 13.45 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{serx} = 11.43 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 3.00 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{sery} = 2.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

**Tableau. III.32 :** Vérification de la contrainte dans le béton

Sens	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	Observation
<b>XX</b>	11.43	4.71	3.17	4653.46	7.78	15	<b>Vérifié</b>
<b>YY</b>	2.55	2.01	2.03	1701.83	3.04	15	<b>Vérifié</b>

\* **La flèche**

**Sens x-x**

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{396}{500} = 7.92 \text{ mm}$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{1.4} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{A_s}{b * d} = 0.0039 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0.006$$

La flèche selon le sens x-x est vérifiée

**Sens y-y**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{3.96} = 0.035 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{La condition n'est vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b * d} = 0.0017 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0.006$$

$$l < 5\text{m} \quad f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{396}{500} = 7.92 \text{ mm}$$

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire dans le sens y-y.

$$\begin{cases} M_j^y = 5.14 \text{KNm.} \\ M_g^y = 7.43 \text{KNm.} \\ M_p^y = 9.64 \text{KNm.} \end{cases}$$

$$f_{gv} = 7.04 \text{mm} ; f_{gp} = 10.65 \text{mm} ; \Delta f_t = 9.72 \text{mm} > f_{adm} = 7.92 \text{mm} .$$

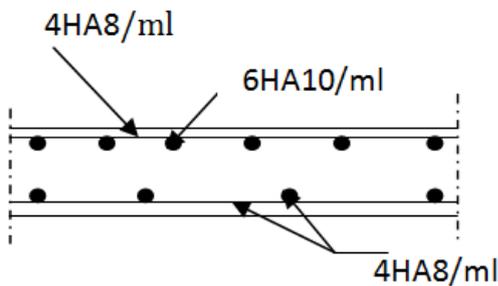
La flèche n'est pas vérifiée

En augmente la section des armatures de  $2.01 \text{cm}^2$  à  $3.14 \text{cm}^2$  en opte pour **4HA10/ml**

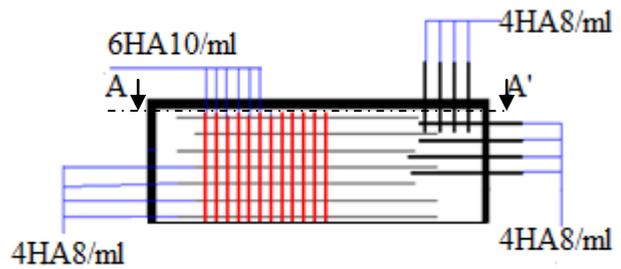
$$f_{gv} = 5.96 \text{mm} ; f_{gp} = 8.41 \text{mm} ; \Delta f_t = 7.49 \text{mm} < f_{adm} = 7.92 \text{mm} .$$

La flèche est vérifiée

• Schéma de ferrailage



Coupe A-A'



Vue en plan

Fig. III.32: Schéma de ferrailages de la dalle sur 3appuis type 4.

III.2.5.Dalle sur trois appuis Type 5 toitures de l'escalier :

$$L_x = 1.45 \text{m}$$

$$L_y = 1.80 \text{m}$$

$$1) l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$2) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

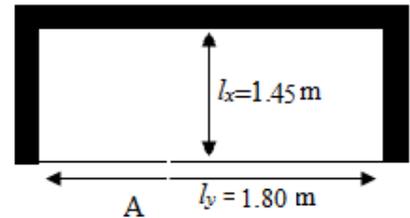


Fig. III.33: Dalle plane type 5

III.2.5.1.Calcul des sollicitations

$$\rho = \frac{1.45}{1.80} = 0.8 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{1.8}{2} = 0.9 \text{m} \Rightarrow L_x > L_y/2$$

$$\text{Donc : } l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

On a:  $G = 5.06 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 8.33 \text{ KN/m}^2$

$P_s = G + Q = 5.06 + 1.5 = 6.06 \text{ KN/m}^2$

**Les sollicitations:**

\* **A l'E.L.U**

$$\begin{cases} M_{0x} = 2.024 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 2.868 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **En travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 1.720 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 2.438 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **En appuis :**

$$\begin{cases} M_{ax} = -0.4 M_{0x} = -1.147 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0.4 M_{0x} = -1.147 \text{ KN.m} \end{cases}$$

\* **A l'E.L.S**

$$\begin{cases} M_{0x} = 1.47 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 2.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **En travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 1.25 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 1.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **En appuis**

$$\begin{cases} M_{ax} = -0.4 M_{0x} = -0.83 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0.4 M_{0x} = -0.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

\* **L'effort tranchant**

$$V_x = \frac{pl_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_x = 4.24 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{pl_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_y = 2.22 \text{ KN}$$

III.2.5.2.Ferrailage

Les résultats du ferrailage sont résumés dans tableau suivant :

Tableau.III.33 : Le ferrailage de la dalle pleine type5.

Sens		M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
En Travée	XX	1.720	0.0084	0.010	11.95	0.4134	1.24	4T8=2.01
	YY	2.868	0.0119	0.015	11.93	0.5872	1.12	4T8=2.01
En appui		1.147	0.0056	0.007	11.96	0.2756	1.24	4T8=2.01

III.2.5.3.Calcul de l'espacement des armatures

Armatures // à Lx:  $S_t \leq \min(3e; 33cm)$ . Donc On opte :  $S_t=16cm$

Armatures // à Ly:  $S_t \leq \min(4e; 45cm)$ . Donc On opte:  $S_t=25cm$

➤ Vérification a l'E.L.U :

\* Vérification de la condition non fragilité:

On a  $e \geq 12cm$  et  $\rho < 0.4$  donc :

$$A_x^{min} = \rho_0 * \frac{3-\rho}{2} * b * e$$

$$A_y^{min} = \rho_0 * b * e$$

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.00012 & RL \quad fe = 215 \text{ ou } fe = 235 \text{ Mpa.} \\ 0.0008 & HA \quad fe = 400 \text{ ou } TS \quad \phi \geq 6 \text{ mm.} \\ 0.0006 & HA \quad fe = 400 \text{ ou } TS \quad \phi < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

Dans notre cas  $fe=400MPa$   $\rho_0=0.0008$ .

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.8) \times 1 \times 0.14 = 1.24cm^2$$

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 1 \times 0.14 = 1.12cm^2$$

• Pour la travée :

$$A_x^t < A_x^{min} \Rightarrow \text{condition non vérifier} \Rightarrow \text{en ferrailer avec } A_x^{min}.$$

$$A_y^t < A_y^{min} \Rightarrow \text{condition non vérifier} \Rightarrow \text{en ferrailer avec } A_y^{min}$$

• Pour l'appui :

$$A_a < A_x^{min} \Rightarrow \text{condition non vérifier} \Rightarrow \text{en ferrailer avec } A_x^{min}$$

\* L'effort tranchant

$$V_x = 4.24 \text{ KN}$$

$$V_y = 2.22 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{4.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.035 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée.}$$

➤ Vérification à l'E.L.S

\* État limite de compression du béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 13.45 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{serx} = 11.43 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 3.00 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{sery} = 2.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

Tableau.III.34 : Vérification de la contrainte dans le béton

Sens	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	Observation
<b>XX</b>	1.25	2.01	2.2	2333.07	1.17	15	<b>Vérfié</b>
<b>YY</b>	1.77	2.01	2.03	1701.83	2.11	15	<b>Vérfié</b>

\* La flèche

Sens x-x

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{1.45} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{A_s}{b * d} = 0.0016 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0.006$$

La flèche selon le sens x-x est vérifiée

Sens y-y

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{1.8} = 0.077 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b * d} = 0.0016 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0.006$$

La flèche selon le sens y-y est vérifiée



➤ Vérifications

➤ A l'ELU

\* Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 * b * d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,45 \text{cm}^2 < A_s \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

\* L'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{7.85 * 10^{-3}}{1 * 0,12} = 0,065 \text{MPa} < \tau_{uadm} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa} \dots\dots \text{vérifiée.}$$

• A l'ELS

✓ Etat limite de compression du béton

$$M_{ser} = 7.23 \text{KN.m}, A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}, y = 2,44 \text{ cm}, I = 3108.27 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7.23}{3108.27} 2.44 * 10^3 = 5.67 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

✓ Vérification de la flèche

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2) \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \quad 3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}.$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

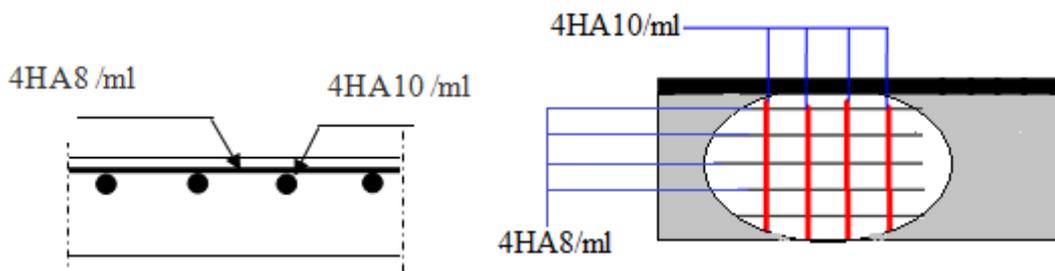


Fig.III.36 : Schéma de ferrailage de la dalle en console étage 2,3,4 et 5.

III.2.6.Dalle sur un seul appui toiture de l'escalier

$$l_x = 1 \text{m}$$

$$l_y = 2.10 \text{m}$$

Ce type de dalle se calcule comme une console soumise à la flexion simple.

Charge permanente :  $G = 5.06 \text{KN/m}^2$ .

Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ .

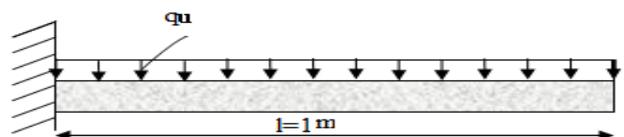


Fig. III.37 : Dalle plane toiture de l'escalier

III.2.7.1. Calcul des sollicitations:

$$q_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \cdot 5,06 + 1,5 \cdot 1 = 9,06 \text{ KN/m}^2 .$$

$$q_s = G + Q = 6,06 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = q_u \frac{l^2}{2} = 9,06 \cdot \frac{1^2}{2} = 4,53 \text{ KN.m} ; M_{Ser} = q_s \cdot \frac{l^2}{2} = 3,03 \text{ KN.m} ;$$

$$V_u = q_u \frac{l}{2} = 4,53 \text{ KN} .$$

III.2.7.2. Ferrailage

Tableau.III.36 : Ferrailage de la dalle en console

	M <sub>t</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
A <sub>s</sub>	4.53	0.00266	0.00333	0.12	1.09	4HA8 = 2.01

➤ Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,51 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } A_r = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

III.2.7.3. Calcul des espacements

$$S_{tx} = \min(33, 3e) \text{ cm} ; \text{ Soit } : S_t = 25 \text{ cm} .$$

$$S_{ty} = \min(45, 4e) \text{ cm} ; \text{ Soit } : S_t = 25 \text{ cm} .$$

➤ Vérifications

\* Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,45 \text{ cm}^2 < A_s \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

\* L'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{4,53 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,12} = 0,038 \text{ MPa} < \tau_{uadm} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifiée} .$$

• A l'ELS

✓ Etat limite de compression du béton

$$M_{Ser} = 3,03 \text{ kN.m} , A_s = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} , y = 2,21 \text{ cm} , I = 2333,5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} y = \frac{3,03}{2333,05} \cdot 2,21 \cdot 10^3 = 2,87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

✓ Vérification de la flèche

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} ; 2) \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \quad 3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

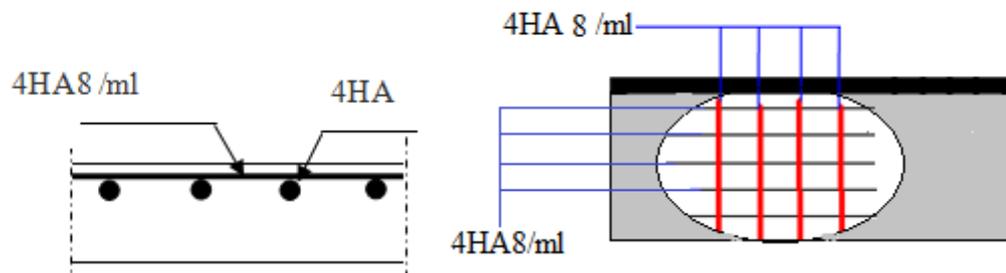


Fig.III.38 : Schéma de ferrailage de la dalle en console toiture de l'escalier.

III.3.Les Escaliers

Définition

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a deux types d'escaliers en béton armé.

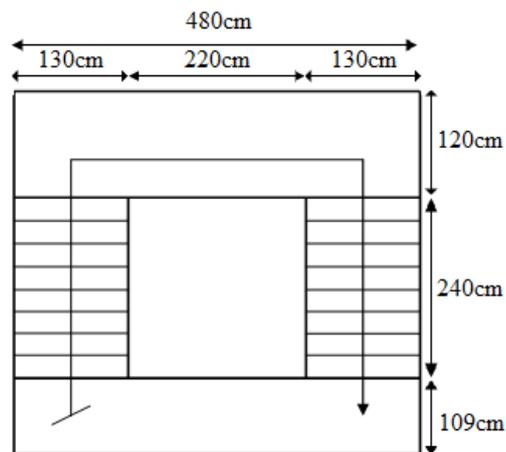
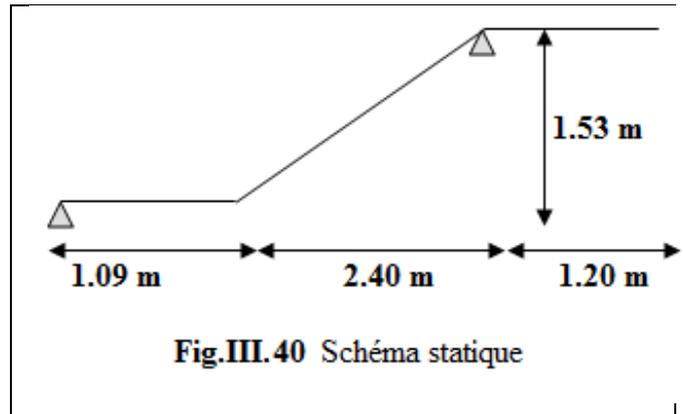


Fig. III.39 : Vue en plan de l'escalier.

III.3.1. Etude de l'escalier type 1

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 15cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 15cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.



L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

❖ Charges et surcharges

Palier :  $G_{palier} = 5.31KN / m^2$

Volée :  $G_{paillasse} = 8KN / m^2$

$Q_{escalier} = 2.50KN / m^2$

III.3.1.1.Calcul des sollicitations

a) A l'ELU

$q_v = 1.35 \times 8 + 1.5 \times 2.5 = 14.55KN / ml$

$q_p = 1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 2.5 = 10.92KN / ml$

Par la méthode RDM on trouve :

$R_A = 18.91KN$

$R_B = 56.68KN$

$M_t^{max} = 16.37KN.m$

$M_a = -18.80KN.m$

$V_{Elu} = 34.46KN$

b) A l'ELS :

$q_v = 8 + 2.5 = 10.50KN / m$

$q_p = 5.31 + 2.50 = 7.81KN / m$

Après calcul on trouve :

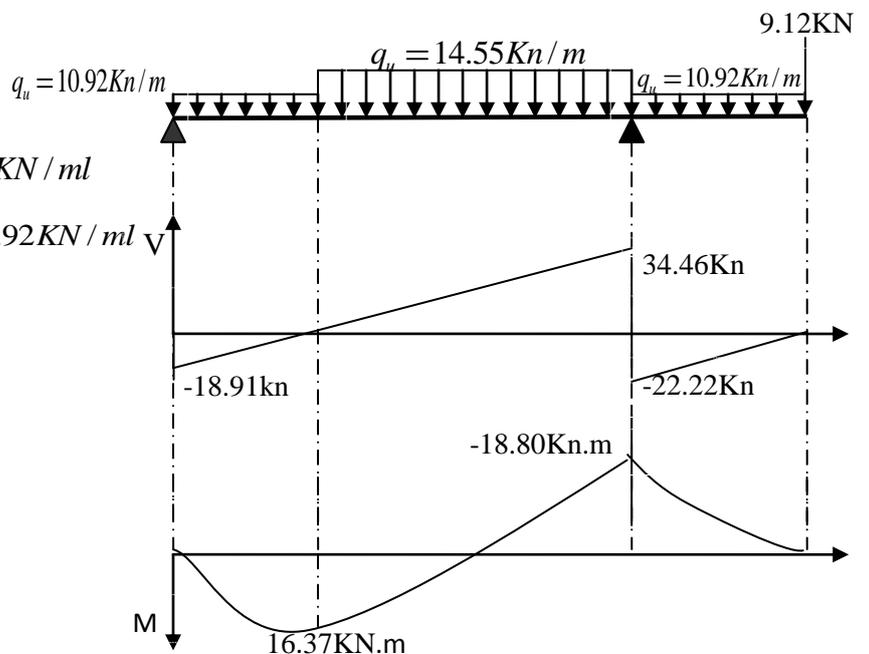


Fig.III.41 Diagramme des sollicitations

$$R_A = 12.78KN$$

$$R_B = 35.19KN$$

$$M_t^{max} = 10.37KN.m$$

$$M_a = 16.56KN.m$$

$$V_{ser} = 18.49KN$$

### III.3.1.2. Calcul du ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

En travée:  $M_t = 16.37KN.m$

En appuis:  $M_a = 18.80KN.m$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ d = 13 \text{ cm.} \\ h = 15 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau.III.37** : Résumé des résultats de ferrailage.

	M(KN/m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	16.37	0.0682	0.0884	0.1254	3.75	5T12=5.65
En appuis A	6.55	0.0273	0.0356	0.11.65	1.62	5T8=2.51
En appuis B	18.80	0.0783	0.0979	0.1249	4.32	5T12=5.65

### III.3.1.4 .Vérification à l'ELU et à l'ELS

#### \* Vérification à l'ELU

#### ➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0.23 * 1 * 0.13 * 2.1 / 400 = 1.57 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a :  $A > A_{min}$

Condition vérifiée.

#### ➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 3,25MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b * d} = \frac{34.46 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0,26MPa < \tau_u^-.$$

Condition vérifiée.

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (34.46 \times 10^{-3} - \frac{18.05 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15}{400} = -0.00034 m^2$$

➤ **Calcul des armatures de répartition**

En travée :  $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.42 cm^2/m$  on choisit : 4T10 = 3.14 cm<sup>2</sup>/m

En appuis :  $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.42 cm^2/m$  on choisit : 4T10 = 3.14 cm<sup>2</sup>/m

➤ **Ecartement des barres**

Armatures longitudinales :  $S_l \leq \min(3h, 33cm) = 20cm$

Armatures transversales :  $S_t \leq \min(4h, 45cm) = 25cm$

\* **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**

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 MPa$$

Avec  $\psi = 1.5$  pour les HA

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9.d \times \sum U_i$$

$$\sum U_i : \text{Somme des périmètres des barres} = \pi \times n \times \phi$$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 5 \times 1.2 \times 3.14 = 18.84 cm$$

$$\tau_u = \frac{18.49 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 18.84 \times 10^{-2}} = 0.84 MPa$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'état limite de compression du béton**

• **En travée**

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

$$b \cdot y^2 + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

$$y = 3.93 cm$$

$$I = 8995.21 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.37 \times 10^{-3}}{8995.21 \times 10^{-8}} \times 0.0531 = 6.12 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 6.12 < \bar{\sigma} = 15MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **En appui**

$$y = 3.93cm$$

$$I = 8995.21cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{16.56 \times 10^{-3}}{8995.21 \times 10^{-8}} \times 0.0531 = 9.77MPa$$

$$\sigma_{bc} = 6.12 < \bar{\sigma} = 15MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \Rightarrow$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.043 < 0.0625 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

La relation  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$  n'est pas vérifiée

Donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit :

$$y = 3.93cm, I = 8995.21cm^4, I_0 = 138570.79 cm^4, \rho = 0,00435, \lambda_i = 4.83, \lambda_v = 1.93$$

$$E_i = 32164.2Mpa$$

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

$$q_{jser} = 5.31KN/m ; q_{gser} = 8KN/m ; q_{pser} = 10.5KN/m$$

$$M_{jser} = 6.71KN.m ; M_{gser} = 9.13KN.m ; M_{pser} = 11.99KN.m$$

$$\sigma_{sj} = 101.48MPa ; \sigma_{sg} = 138.08MPa ; \sigma_{sp} = 181.34MPa$$

$$\mu_j = 0.049 ; \mu_g = 0.184 ; \mu_p = 0.300$$

$$If_{ij} = 106625.06cm^4 ; If_{ig} = 62098.97cm^4 ; If_{ip} = 27892.25m^4 ; If_{vg} = 22641.39cm^4$$

$$f_{ji} = 0.000238m ; f_{gi} = 0.000556m ; f_{pi} = 0.00163m ; f_{gv} = 0.00602m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.006856m$$

$$f_{adm} = \frac{349}{500} = 6.98mm > \Delta f_t = 6.856mm$$

La flèche est vérifiée

III.3.2. Calcul du palier de repos :

Le palier se calcule comme une dalle pleine sur trois appuis.

$$L_y = 4.80m$$

$$L_x = 1.2m$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.2}{4.80} = 0.25 < 0.4$$

⇒ La dalle travaille dans un seul sens.

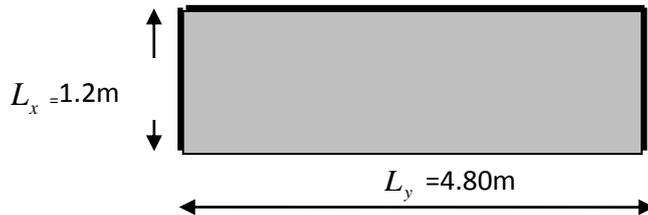


Fig. III.42 : Palier sur trois appuis

III.3.2.1. Calcul des sollicitations

$$G_{dalle} = 5.31KN / m^2.$$

$$Q_{escalier} = 2.50KN / m^2$$

- Diamètre

$$\phi \leq \frac{h}{10} = 1.5cm \text{ Soit } \phi = 1.0cm$$

- Hauteur utile

$$d_x = h - \frac{\phi}{2} - e = 14 - \frac{1}{2} - 2 = 11.5$$

$$d_y = h - (e + \frac{\phi}{2} + \phi) = 10.5cm$$

e = 2cm (enrobage)

$$\frac{L_y}{2} = \frac{4.8}{2} = 2.4 \Rightarrow L_x < L_y/2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0y} = p \times \frac{L_x^3}{6} \\ M_{0x} = p \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p \times L_x^3 \end{cases}$$

$$M_x = 10.92 \times \frac{1.2^2}{2} \times 4.80 - \frac{2}{3} \times 10.92 \times 1.2^3 = 25.16KN.m$$

$$M_y = 10.92 \times \frac{1.2^3}{6} = 3.15KN.m$$

➤ En travée

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 21.39KN.m$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 2.68KN.m$$

➤ En appuis

$$M_{tx} = 0.5 \times M_x = 12.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.5 \times M_x = 12.58 \text{ KN.m}$$

III.3.2.2. Ferrailage en flexion simple

Tableau.III.38 : Résumé des résultats de ferrailage

	Sens	$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	x-x	21.39	0.114	0.151	0.122	5.11	5T12=5.65
	y-y	2.68	0.043	0.055	0.127	0.61	4T10=3.14
En appuis	x-x	12.58	0.067	0.088	0.125	2.90	5T10=3.93

III.3.2.3. Les différentes Vérifications

• Vérification de la condition de non fragilité

➤ En travée

$$A_{\min x} = 1.449 \text{ cm}^2 < 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$A_{\min y} = 1.267 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ En appuis

$$A_{\min x} = 1.449 \text{ cm}^2 < 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

• Vérification à L'ELS

\* Vérification de l'état limite de compression du béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

Tableau.III.39 : Vérification de la contrainte dans le béton

Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
XX	15.30	5.65	3.60	6844.44	8.074	15	Vérifié
YY	1.92	3.14	2.71	3521.64	4.00	15	Vérifié

\* La flèche

Sens x-x

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{1.2}{500} = 2.4 \text{ mm}$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{1.2} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{A_s}{b*d} = 0.0044 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0.006$$

La flèche selon le sens x-x est vérifiée

Sens y-y

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{4.8} = 0.031 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{La condition n'est vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b*d} = 0.00241 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0.006 \quad l < 5m \quad f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{480}{500} = 9.6mm$$

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire dans le sens y-y.

Pour  $A_y=3.14cm^2$  on trouve :

$$f_{gv} = 14,57mm; f_{ji} = 3,61mm; f_{pi} = 13,54mm; f_{gi} = 8,38mm \Rightarrow \Delta f = 16,11mm > f_{adm} = 9.6mm$$

On adopte  $A_y=5.65cm^2$  5HA12

$$y = 3.3cm, I = 8995.2cm^4, I_0 = 30689 cm^4, \rho = 0,0043, \lambda_i = 4.83, \lambda_v = 1.93$$

$$E_i = 32164.2MPa \quad E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4MPa$$

$$M_{jser} = 8.1KN.m ; M_{gser} = 10.08KN.m ; M_{pser} = 114.68KN.m$$

$$\sigma_{sj} = 122.61MPa ; \sigma_{sg} = 163MPa ; \sigma_{sp} = 222.33MPa$$

$$\mu_j = 0.13 ; \mu_g = 0.17 ; \mu_p = 0.29$$

$$I_{f_{ij}} = 20734cm^4 ; I_{f_{ig}} = 14058cm^4 ; I_{f_{ip}} = 14058cm^4 ; I_{f_{vg}} = 21633cm^4$$

$$f_{ji} = 2.77mm ; f_{gi} = 4.13mm ; f_{pi} = 7.41mm ; f_{gv} = 9.05mm$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 9.55mm$$

$$f_{adm} = \frac{349}{500} = 9.6mm > \Delta f_t = 9.55mm$$

⇒ La flèche est vérifiée

III.3.3. Etude de l'escalier type 2

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 15cm.
- ✓ une volée d'épaisseur 15cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.

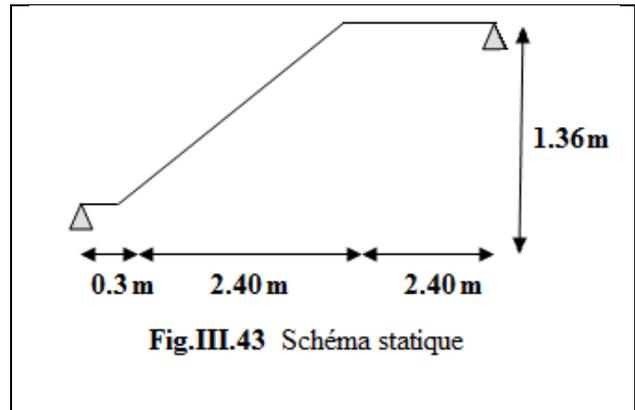


Fig.III.43 Schéma statique

III.3.3.1. Calcul des sollicitations

- A l'ELU

$$q_v = 1.35 \times 8 + 1.5 \times 2.5 = 14.55 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = 1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 2.5 = 10.92 \text{ KN/ml}$$

Par la méthode RDM on trouve :

$$M_0 = 20.15 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 17.12 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -10.07 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 24.77 \text{ KN}$$

- A l'ELS

$$q_v = 8 + 2.5 = 10.50 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 5.31 + 2.50 = 7.81 \text{ KN/m}$$

Après calcul on trouve :

$$M_0 = 14.70$$

$$M_t^{\max} = 12.49 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 7.35 \text{ KN.m}$$

III.3.3.2. Calcul du ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec : b=1m

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

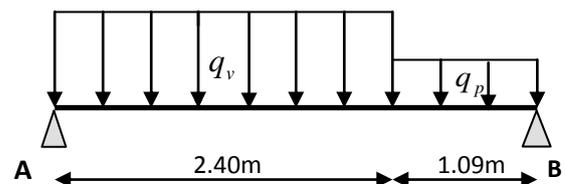


Fig. III.44 : Schéma statique avec chargement

Tableau.III.40 : Résumé des résultats de ferrailage

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	17.12	0.0713	0.0925	0.1252	3.93	5T12=5.65
En appuis	10.07	0.0419	0.0535	0.1272	2.27	5T10=3.93

III.3.3.3 Vérification à l'ELU et à l'ELS

• Vérification à l'ELU

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0.23 * 1 * 0.13 * 2.1 / 400 = 1.57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On a :  $A > A_{min}$  Condition vérifiée.

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b * d} = \frac{24.77 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$
 Condition vérifiée.

➤ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 * d}) * \frac{\gamma_s}{f_e} = (24.77 * 10^{-3} - \frac{12.49 * 10^{-3}}{0.9 * 0.13}) * \frac{1.15}{400} = -0.00024 \text{ m}^2$$

➤ Calcul des armatures de répartition

En travée :  $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.42 \text{ cm}^2 / \text{m}$  on choisit : 4T10 = 3.14 cm<sup>2</sup>/m

En appuis :  $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 1 \text{ cm}^2 / \text{m}$  on choisit : 4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/m

➤ Ecartement des barres

Armatures longitudinales :  $S_l \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$

Armatures transversales :  $S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

• 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

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * (1.5^2) * 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

Avec  $\psi = 1.5$  pour les HA

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9.d \sum U_i$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres des barres =  $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n.\phi.\pi = 5 \times 1.2 \times 3.14 = 18.84 \text{ cm.}$$

$$\tau_u = \frac{17.87 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 18.84 \times 10^{-2}} = 0.81 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'état limite de compression du béton**

✓ **En travée**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad b.y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0$$

$$y = 3.93 \text{ cm} \quad I = 8995.21 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.37 \times 10^{-3}}{8995.21 \times 10^{-8}} \times 0.0531 = 6.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.12 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En appui**

$$y = 2.98 \text{ cm} \quad I = 3662.31 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.35 \times 10^{-3}}{3662.31 \times 10^{-8}} \times 0.0531 = 10.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.65 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2.4}{f_e}$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.043 < 0.0625 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

La relation  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$  n'est pas vérifiée ; donc on procède à la vérification de la flèche et les

résultats sont comme suit :

$$y = 3.93 \text{ cm, } I = 8995.21 \text{ cm}^4, I_0 = 29908 \text{ cm}^4, \rho = 0.0030, \lambda_i = 6.94, \lambda_v = 2.77$$

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

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

$$q_{jser} = 3.75 \text{ KN/m} ; q_{gser} = 5.31 \text{ KN/m} ; q_{pser} = 7.81 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 4.28 \text{ KN.m} ; M_{gser} = 6.06 \text{ KN.m} ; M_{pser} = 8.92 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 91.74 \text{ MPa} ; \sigma_{sg} = 129.90 \text{ MPa} ; \sigma_{sp} = 191.06 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 00 ; \mu_g = 00 ; \mu_p = 0.167$$

$$I_{f_{ij}} = 32899 \text{ cm}^4 ; I_{f_{ig}} = 32899 \text{ cm}^4 ; I_{f_{ip}} = 15581 \text{ m}^4 ; I_{f_{vg}} = 22774 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = 0.00048 \text{ m} ; f_{gi} = 0.00069 \text{ m} ; f_{pi} = 0.00214 \text{ m} ; f_{gv} = 0.00207 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00304 \text{ m}$$

$$f_{adm} = \frac{349}{500} = 6.98 \text{ mm} > \Delta f_t = 3.042 \text{ mm}$$

La flèche est vérifiée

### III.3.4. Schéma de ferrailage :

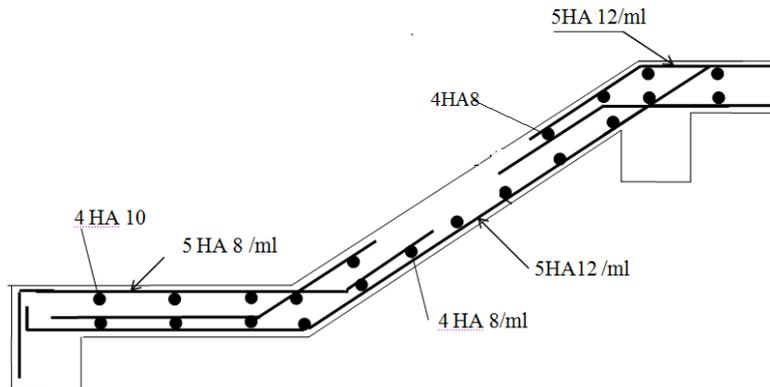


Fig.III.45 : Schéma de ferrailage d'escalier type 1

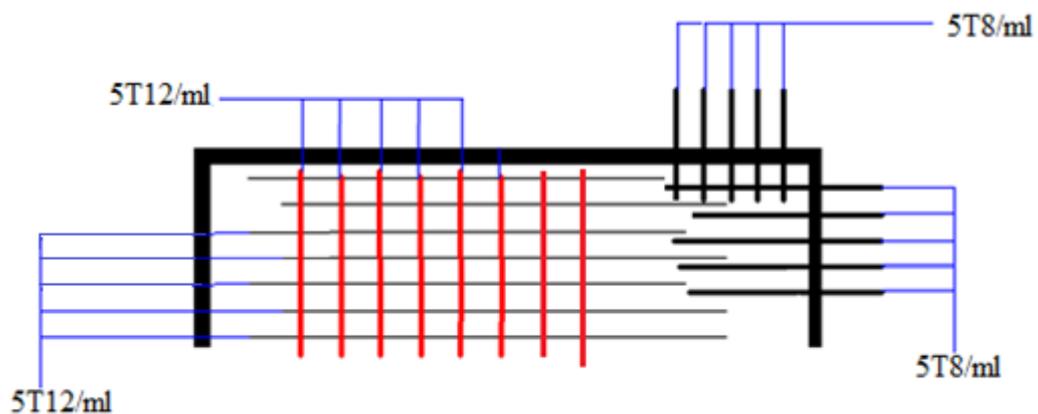


Fig. III.46 : Schéma de ferrailage du palier

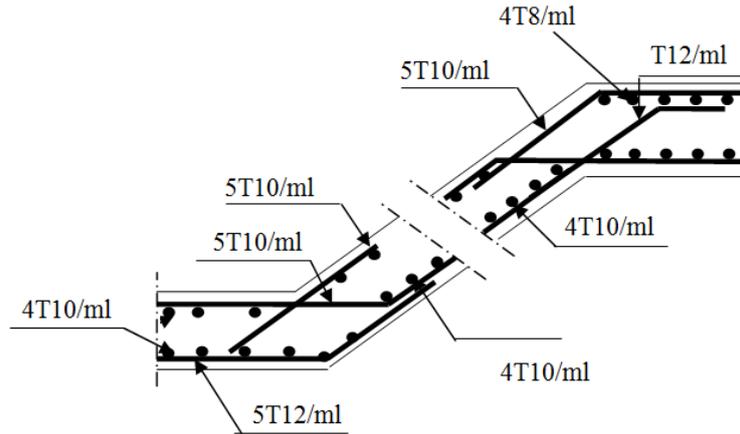


Fig. III.47 : Schéma de ferrailage d'escalier type 2

III.3.5 .Etude de la poutre palière :

III.3.5.1.Pré dimensionnement :

$$1/15 \leq h \leq 1/10 \Rightarrow 32\text{cm} \leq h \leq 48\text{cm}$$

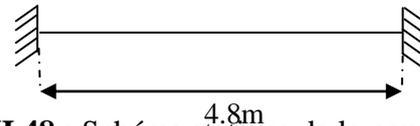


Fig. III.48 : Schéma statique de la poutre palière.

III.3.5.2.Vérifications des conditions RPA

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm}. \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 \times 40) \text{ cm}^2.$$

- Charges revenant à la poutre palière

-Poids propre

$$G_0 = 25 \times 0.3 \times 0.4 = 3\text{KN/m}$$

-Réaction

A L'ELU:  $R_A = R_b = 38.50 \text{ KN/m}$ .

A L'ELS:  $R_A = R_b = 27.70\text{KN/m}$ .

- Calcul des sollicitations

A L'ELU

$$q_u = 1.35 \times (3) + 38.50 = 42.55 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{P_u * l^2}{8} = 122.55$$

$$M_t = 0.85 * M_0 = 104.16\text{KN.m} \quad M_a = -0.85M_0 = 49.02\text{KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u * l}{2} = 102.12\text{KN}$$

III.5.3.Calcul d'armature a la flexion simple

Tableau.III.41 : Ferrailage de la poutre palière.

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	104.16	0.178	0.247	0.3334	8.98
En appuis	49.02	0.084	0.110	0.3537	3.99

III.5.4.Vérification

➤ la condition de non fragilité

$A_{min}=0.23*b*d*\frac{f_{t28}}{f_e}=1.34cm^2$       Donc :  $A > A_{min}$  .....vérifiée.

➤ Vérification au cisaillement

$\tau^- = \min(0,2 * f_{c28} / \gamma_b ; 5MPa) = 3,33MPa$ .

$\tau = \frac{v_u}{b*d} = \frac{102.12 * 10^{-3}}{0.3 * 0.37} = 0.92MPa < \tau_{adm}$  ..... Vérifiée.

➤ des armatures longitudinales à l'effort tranchant

$A_s \geq \left( \frac{V - M_a / 0,9.d}{f_e / \gamma_s} \right) = 4.59cm^2$        $A_s = 5.02cm^2 > 4.59cm^2 \Rightarrow$  Vérifiée.

A L'ELS

➤ Etat limite de compression du béton

La condition qu'on doit vérifier est :

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc}^- = 15MPa$

Tableau.III.42 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

Localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	y(m)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}^-$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^-$
En appui	-30.06	5.90	61113.28	2.90	15	vérifiée
En travée	75.14	8.72	117913.20	5.54	15	

➤ Etat limite de déformation

Il faut vérifiée les conditions suivantes :

$\frac{h}{l} = 0.0833 > \frac{1}{16} = 0.0625$ .....vérifiée.

$\frac{h}{l} = 0.0833 > \frac{M_{tser}}{10M_0} = 0.04$ .....vérifiée.

$\frac{A_s}{b.d} = 0.00809 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ .....vérifiée

Donc aucune vérification à faire.

**III.5.5.Calcul à la torsion**

Le moment de torsion de cette poutre est égal au moment de la volée à cet appui.

$$M_t = 18.80 \text{ kN.m}$$

**III.5.5.1.Ferraillage à la torsion**

➤ **Armatures longitudinal**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{\mu \cdot \gamma_s} = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega} \Rightarrow A_t = \frac{M_t \cdot \mu \cdot \gamma_s}{2 \cdot f_e \cdot \Omega}$$

- $\mu$  : Périmètre de  $\Omega$  tel que  $\mu = 2 \cdot [(b-e) + (h-e)]$
- $e$  : épaisseur de la section creuse
- $e = \phi / 6$  Cercle qu'on peut inscrire dans la section bxh  
Tel que  $\phi$  est la plus petite de la section bxh
- $\Omega$  : aire de la section à mi- épaisseur de la section creuse  $\Omega = (b-e)(h-e)$

$$e = 5 \text{ cm} \quad \mu = 120 \text{ cm} \quad \Omega = 875 \text{ cm}^2$$

$$A^T = 3.71 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \cdot e \cdot \Omega} \quad \text{Avec } \Omega : \text{aire de contour du tracé à mi- épaisseur de la paroi.}$$

$$\tau_t = 2.15 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement due a la flexion (calculée déjà)

$$\tau_u = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_t^2} = 2.34 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = \min(0.2 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{vérifier}$$

**III.5.5.2.Les Armatures transversales**

➤ **à la torsion**

$$A_t^{\min} = 0.003 \cdot s_t \cdot b = 0.003 \cdot 0.15 \cdot 0.30 = 1.35 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{S_t \cdot \gamma_s} = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega} \Rightarrow A_t = \frac{M_t \cdot S_t \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} \quad \text{On prend: } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.46 \text{ cm}^2$$

➤ **à la flexion simple** à  $s_t = 15 \text{ cm}$

$$- \text{Si } s_t = 15 \text{ cm} < \min(0.9 \cdot 37; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm} \Rightarrow \text{(vérifiée)}$$

$$- A_t^F = 0.4 \cdot b \cdot s_t / f_e = 0.45 \text{ cm}^2$$

III.3.5.3. Ferrailage

➤ Armatures transversales

$$A_t = A^T + A^f = 1.35 + 0.45 = 1.8 \text{ cm}^2$$

D'ou  $A_t = 1.8 \text{ cm}^2$  le choit : 4HA8=2.1 (1cadre+1étrier)

➤ Armatures longitudinales

En appuis

$$A_a = A_a + \frac{AT}{2} = 5.85 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopt: } A_a = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

En travée

$$A_t = A_t + \frac{AT}{2} = 10.84 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopt: } A_t = 4\text{HA}16 + 2\text{HA}14 = 11.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = A_a + A_t = 16.69 \text{ cm}^2$$

Condition de RPA

$$A_t^{\min} = 0.5\% * b * h = 0.005 * 30 * 40 = 6 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 10.86 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

➤ Espacement

• Condition de RPA

A partir de l'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respectées les conditions suivantes :

-Zone courante :  $St \leq h/2 = 20 \text{ cm}$ . Zone nodale :  $St \leq \min (h/4; 12 \Phi_t) = 10 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

-Zone courante :  $St = 15 \text{ cm}$ . Zone nodale :  $St = 10 \text{ cm}$

III.3.5.4. Schéma de ferrailage

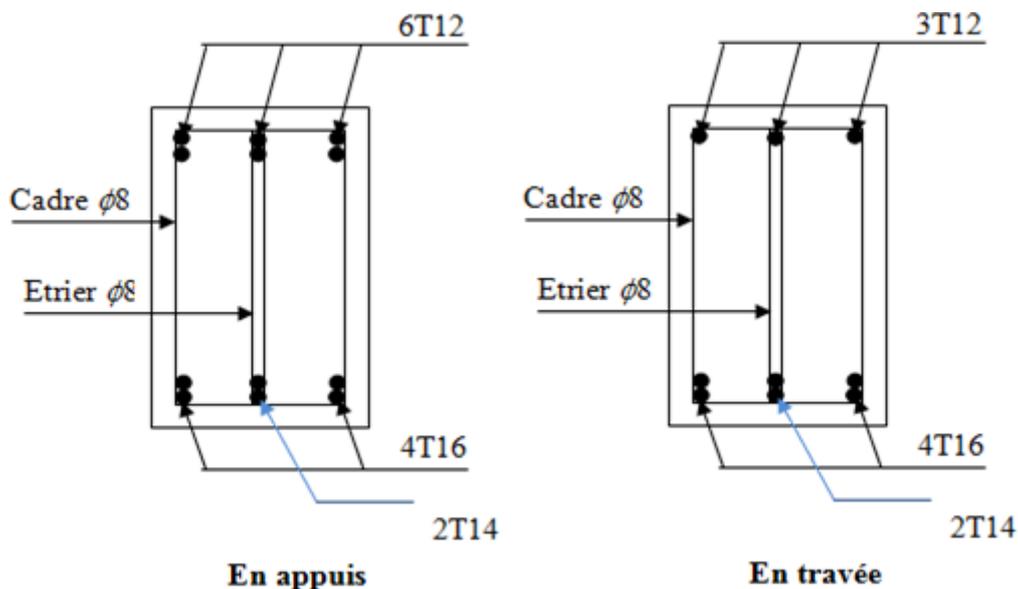


Figure. III.49 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.4. Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son Poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

La fissuration est considérée nuisible.

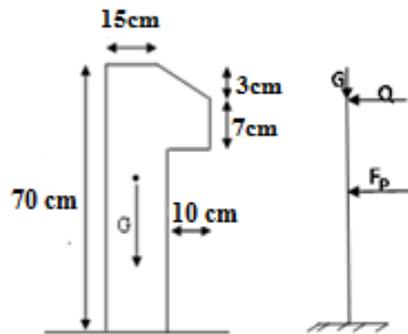


Fig. III.50 : Coupe transversale de l'acrotère

III.4.1. Hypothèse de calcul

III.4.2. Evaluation des charges

▪ Surface de l'acrotère

$$S = 15 \times 70 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 \Rightarrow S = 1135 \text{ cm}^2$$

▪ Poids de l'acrotère

Poids propre :  $G_1 = 25 \times 0.1135 \times 1 = 2.84 \text{ KN}$

Poids d'enduit extérieur (ciment: e = 1.5cm) :  $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.7 \times 1 = 0.21 \text{ KN}$

Poids d'enduit intérieur (ciment: e = 2cm) :  $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.7 \times 1 = 0.28 \text{ KN}$

Le poids total :  $W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 3.33 \text{ KN}$

▪ La charge due à la main courante :  $Q = 1 \text{ KN}$

▪ La force sismique horizontale  $F_p$  qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad [1] \text{ (Article 6.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, A = 0.15).

$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0.8$ ).

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

Donc :  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.33 \Rightarrow F_p = 1.59 \text{KN}$ .

**III.4.3 .Calcul des sollicitations**

a) **Calcul du centre de gravité  $G(X_g; Y_g)$  :**

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 8.81 \text{cm}$$

$$Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 37.19 \text{cm}$$

b) **Calcul des sollicitations**

Les efforts normaux :

$$N_G = 3.33 \text{KN}$$

$$N_Q = 0 \text{KN}$$

$$N_F = 0 \text{KN}$$

Les moments engendrés par ces efforts :

$$M_G = 0 \text{KN}$$

$$M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.7 = 0.7 \text{KN.m}$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.59 \times 0.3719 = 0.591 \text{KN.m}$$

Le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée pour une bonde de 1m.

**Tableau.III.43** : Combinaison d'action de l'acrotère.

	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
<b>Sollicitation</b>	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
<b>N (KN)</b>	3.33	4.49	3.33
<b>M (KN.m)</b>	1.291	1.05	0.70

III.4.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = 0.23m; \quad \frac{h}{6} = 0.116m$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter  $e_a$  et  $e_2$

Telle que :

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) = 2cm. ; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \text{ (RPA Article A.4.3.5)}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

$\phi$  : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-

Permanent, au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 1.4m$

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

$$\text{Donc: } e_2 = 0.0078m \\ e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.257m$$

III.4.5. Calcul à l'E.L.U

$$N_u = 4.49KN ;$$

$$M_u = N_u \times e = 4.49 \times 0.257 \Rightarrow M_u = 1.154KN.m ;$$

$$f_{bu} = 14.2MPa ; \sigma_{st} = 348MPa$$

$$h = 15 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1.154 + 4.49 \times \left( 0.12 - \frac{0.15}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.356 \text{ KN.m}$$

$M_{uA}$  : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.356 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.0066$$

$$(\mu_{bu} = 0.0066) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.008$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.1196 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.356 \times 10^{-3}}{0.1196 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.32 \times 10^{-4} - \frac{4.49 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.1959 \text{ cm}^2$$

### III.4.6. Vérification à l'E.L.U

➤ **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte: } A_s = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA6} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Espacement**

- Armatures principale :  $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 30 \text{ cm}$ .
- Armatures de répartitions :  $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

➤ **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.59 + 1 \Rightarrow V_u = 2.59 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.021 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

➤ **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad [1] \text{ (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.59 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10074) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.179 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad [1] \text{ (Article. A.6.1, 21)}$$

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

**III.4.7. Vérification à l'ELS**

$$N_{ser} = 3.33 \text{ KN} ;$$

$$M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.7 \text{ KN.m};$$

$$\eta = 1.6 \text{ pour les HR} ;$$

$$d = 0.12 \text{ m.}$$

▪ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa}$$

▪ **Position de l'axe neutre**

$$c = d - e_1$$

$e_1$  : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.7/3.33) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.255 \text{ m.}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.255 = -0.125 \text{ m.}$$

$$c = -0.125 \text{ m} ; \quad y_{ser} = y_c + c ; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

$$P = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b ; \quad q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$P = -3 \times (-0.125)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.125}{1} \Rightarrow P = -0.042 m^2$$

$$q = -2 \times (-0.125)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.125)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0028 m^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :  $y_c = -0.2325 \Rightarrow y_{ser} = 0.107 m$ .

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 5.568 \times 10^{-3} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.33 \times 10^{-3}}{5.568 \times 10^{-3}} \times 0.107 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.063 MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3.33 \times 10^{-3}}{5.568 \times 10^{-3}} \times (0.12 - 0.107) \Rightarrow \sigma_s = 0.116 MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

▪ Schéma de ferrailage de l'acrotère

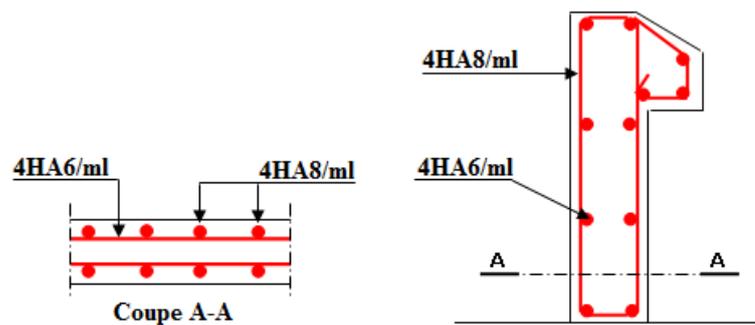


Fig.III.51 : Schéma de ferrailage de l'acrotère (terrasse accessible)

### III.5. Etude de l'ascenseur

#### III.5.1. Description

L'ascenseur est un appareil mécanique qui assure le transport vertical des usagers entre les différents niveaux d'un bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale.

Dans notre structure on a opté pour un ascenseur de 8 personnes dont les caractéristiques suivantes : (la table dimensionnelle T31 (ANNEXE 5)).

- Le course maximale :  $R=50\text{m}$
- Longueur :  $L=2.10\text{m}$
- Largeur :  $L=1.90\text{m}$
- Hauteur :  $H=2.20\text{m}$
- Vitesse de levage :  $V=1.6\text{m /s}$
- La charge due à l'ascenseur :  $PM=15\text{KN}$
- Poids de la cuvette :  $Fc=145\text{KN}$
- Charge due à la salle machine :  $DM=51\text{KN}$
- Poids de 8 personnes :  $630\text{Kg}$

$$\Rightarrow P = PM + DM + 6.30 = 72.3\text{KN}$$

#### III.5.2. Etude de la dalle pleine de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

##### III.5. 2.1. Dimensions de la dalle

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminé sont épaisseur on a :

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

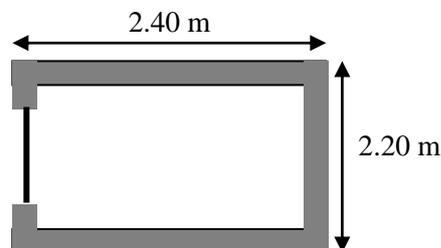


Fig. III.52 : Cage d'ascenseur.

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de  $h=20\text{ cm}$ .

III 5.2.2. Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5 \text{KN} / \text{m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.04 = 1.1 \text{KN} / \text{m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=4cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 5.88 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{4.00} = 36.25 \text{KN} / \text{m}^2. \text{ Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 42.13 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$Q = 1 \text{KN} / \text{m}^2.$$

III.5.2.3. Cas d'une charge répartie

A) Calcul des sollicitations

- A l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 42.13 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 58.37 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.2}{2.4} = 0.91 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases} \quad \text{Annexe 2}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0447 \times 58.37 \times 2.2^2 \Rightarrow M_0^x = 12.62 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 10.14 \text{KNm}$$

- Calcul des moments réels

$$\text{En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 10.727 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 8.619 \text{KNm}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 3.786 \text{KNm}$$

**B) Calcul du ferrailage**

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x = 18cm$  et  $d_y = 17cm$ .

**Tableau.III.44** : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	x-x'	10.727	0.023	0.029	0.177	1.74	1.67
	y-y'	8.619	0.021	0.026	0.168	1.47	1.6
Appui	x-x'	3.786	0.008	0.010	0.179	0.60	1.67
	y-y'	3.786	0.009	0.011	0.169	0.64	1.67

**Vérification à l'E.L.U**

• **Condition de non fragilité**

On calcule  $A_{min}$  : On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$  ;  $e = 20cm$  ;  $b = 100cm$  ;  $\rho = 0.91$

$$\left. \begin{matrix} e > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.67cm^2/ml \\ A_{min}^y = 1.6cm^2/ml \end{cases}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

• **Calcul des espacements**

Sens x-x:  $S_t \leq \min(3e, 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$  on adopte  $S_t = 25cm$

Sens y-y:  $S_t \leq \min(4e, 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$  on adopte  $S_t = 25cm$

**Tableau.III.45** : ferrailage de la dalle d'ascenseur.

	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t^{adp}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a^{adp}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x	10.727	3.786	1.74	1.67	0.60	1.67	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y	8.619	3.786	1.47	1.6	0.64	1.67	4T10=3.14	4T10=3.14

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$\rho = 0.91 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens.

Sens x-x' :  $V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 42.80KN$

Sens y-y' :  $V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 44.12KN \Rightarrow \tau_u = \frac{44.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18}$

$\tau_u = 0.24MPa < 1.25MPa \dots \dots \dots$  Vérifié

**C) Vérification à l'ELS :  $\nu = 0.2$**

$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 42.13 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 43.13KN / m^2$

$\rho = 0.91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 0.8646 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 10.81KNm \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 9.34KNm \end{cases}$

Sens x-x' :  $M_{tser}^x = 0.85 \times M_0^x = 9.18KNm$

Sens y-y' :  $M_{tser}^y = 0.85 \times M_0^y = 7.94KNm$

**D) Vérification des contraintes**

• **Etat limite de compression de béton**

$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

**Sens x-x :**  $A_x = 3.14cm^2$ ,  $b = 100cm$ ,  $d = 18 cm$  ;  $y = 3.67cm$  ;  $I = 11319.62cm^4$

$\sigma_{bc} = 2.97MPa < \overline{\sigma} = 15MPa \dots \dots \dots$  c'est vérifier.

**Sens y-y :**  $A_y = 3.14cm^4$  ;  $b = 100cm$  ;  $d = 17cm$  ;  $y = 3.55cm$  ;  $I = 10011.77cm^4$

$\sigma_{bc} = 2.81 < 15MPa \dots \dots \dots$  c'est vérifier.

III.5.2.4.Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée  $P$  est appliquée à la surface de la dalle sur une aire  $a_0 \times b_0$ , elle agit uniformément sur une aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

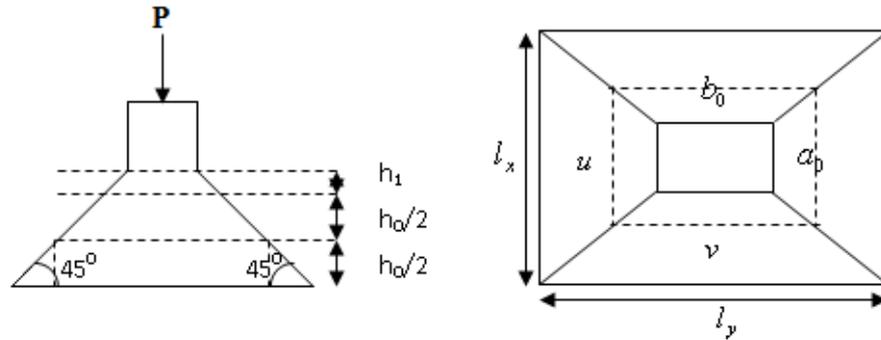


Fig.III.53 : Surface d'impact de l'ascenseur

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impact.

$a_0$  et  $u$  : Dimensions suivant le sens x-x.

$b_0$  et  $v$  : Dimensions suivant le sens y-y.

On a une vitesse  $V = 1m/s \Rightarrow a_0 = 80cm ; b_0 = 80cm$

On a un revêtement en béton d'épaisseur  $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1$ .

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow u = 108cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow v = 108cm. \end{cases}$$

1. Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

On a :  $P = D_m + P_m + P_{persomes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3KN$

$M_1$  En fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho$  ;  $M_2$  En fonction de  $\frac{v}{l_y}$  et  $\frac{v}{l_x}$  et  $\rho = 0.91$  **Annexe 3**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = \frac{108}{220} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.49 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{220} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.49 \end{array} \right. \Rightarrow M_1 = 0.124; \left\{ \begin{array}{l} \frac{v}{l_y} = \frac{108}{240} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.45 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{220} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.49 \end{array} \right. \Rightarrow M_2 = 0.044$$

Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 97.605 \times 0.124 = 12.10 \text{KNm} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.044 = 4.29 \text{KNm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 12.10 \text{KNm} \\ M_{y1} = 4.29 \text{KNm} \end{array} \right.$$

- Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0.91 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{array} \right. \quad \text{Annexe 2}$$

$$q_u = 1.35 \times 5.88 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 9.43 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 2.04 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.64 \text{KNm}$$

- **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14.14 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.93 \text{KNm} \end{array} \right.$$

Pour tenir compte de l'encastrement

en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 0.85 \times 14.14 = 12.02 \text{KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times 5.93 = 5.04 \text{KNm} \end{array} \right.$$

En appuis :  $M_y^a = M_x^a = 0.3 \times 14.14 = 4.24 \text{KNm}$

**2. Ferrailage**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et  $d = 17cm$

**Tableau III.46 : ferrailage de la dalle de la salle des machines**

	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x	12.02	4.24	2.06	1.67	0.72	1.67	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y	5.04	4.24	0.86	1.6	0.72	1.6	4T10=3.14	4T10=3.14

**3. Vérification à l’E.L.U**

• **Vérification au poinçonnement**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad [2] \text{ (Article H. III.10)}$$

Avec :  $p_u$  : Charge de calcul à l’état limite.

$h$  : Epaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (108 + 108) \Rightarrow U_c = 432cm. ; \quad g = 648KN$$

$$\text{Or } P_u = 97.60KN < 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 648KN. \text{ Pas de risque de poinçonnement.}$$

• **Vérification de l’effort tranchant**

$b=100cm ; \quad d=17cm.$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

On a  $v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 30.12KN \Rightarrow \tau_u = 0.17MPa < \bar{\tau}_u = 1.25MPa \dots \dots \dots$  C'est vérifiée

**4. Vérification à l’E.L.S**

Les moments engendrés par le système de levage :  $q_{ser} = P = 72.3KN.$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.124 + 0.2 \times 0.044) = 9.60KNm. \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.044 + 0.2 \times 0.124) = 4.97KNm. \end{cases}$$

Les moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5.88 + 1 = 6.88 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.72 \text{ KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.48 \text{ KNm} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.60 + 1.72 = 11.32 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.97 + 1.48 = 6.45 \text{ KNm} \end{cases}$$

#### a) Vérification des contraintes

##### - Calcul des moments

$$M_t^x = 0.85 \times 11.32 \Rightarrow M_t^x = 9.62 \text{ KNm}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 6.45 \Rightarrow M_t^y = 5.48 \text{ KNm}$$

$$M_a = 0.3 \times 11.32 \Rightarrow M_a = 3.39 \text{ KNm}$$

##### - Etat limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

**Sens x-x :**  $y = 3.67 \text{ cm}$  ;  $I = 11319.62 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 3.11 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

**Sens y-y :**  $y = 3.55 \text{ cm}$  et  $I = 10011.77 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 1.94 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

#### b) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

#### c) Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

- $h/l \geq 1/16 \Rightarrow 0.09 > 0.06.$
- $h/l \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.090 > 0.088.$
- $A_s/d b \leq 4.2 / f_e \Rightarrow 0.001 < 0.01.$

Les trois conditions sont vérifiées d'où la vérification de la flèche est inutile.

5. Schéma de ferrailage

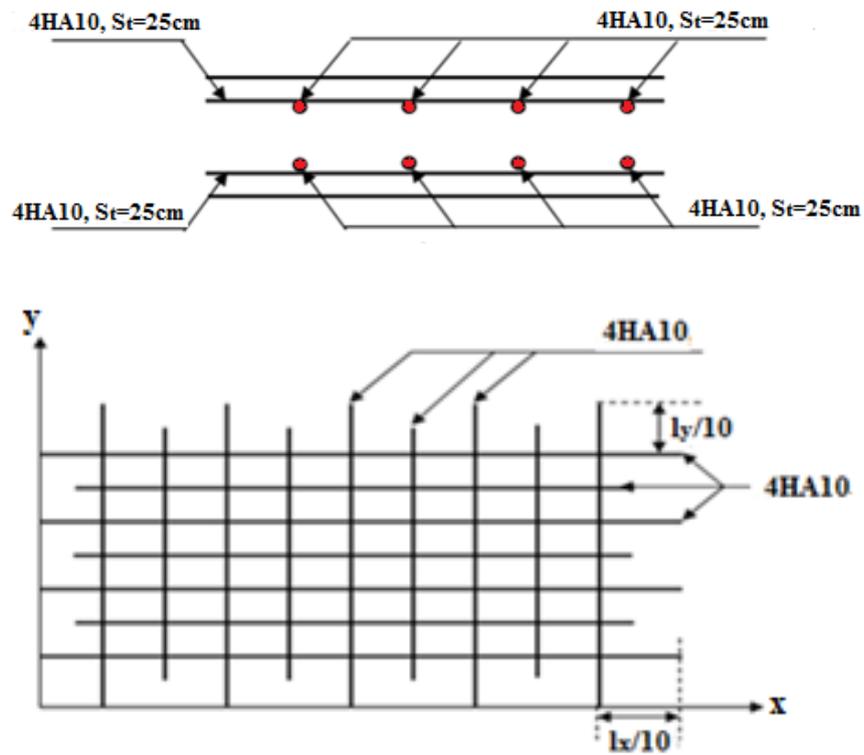


Fig. III.54 : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

# ***CHAPITRE IV***

*Etude dynamique*

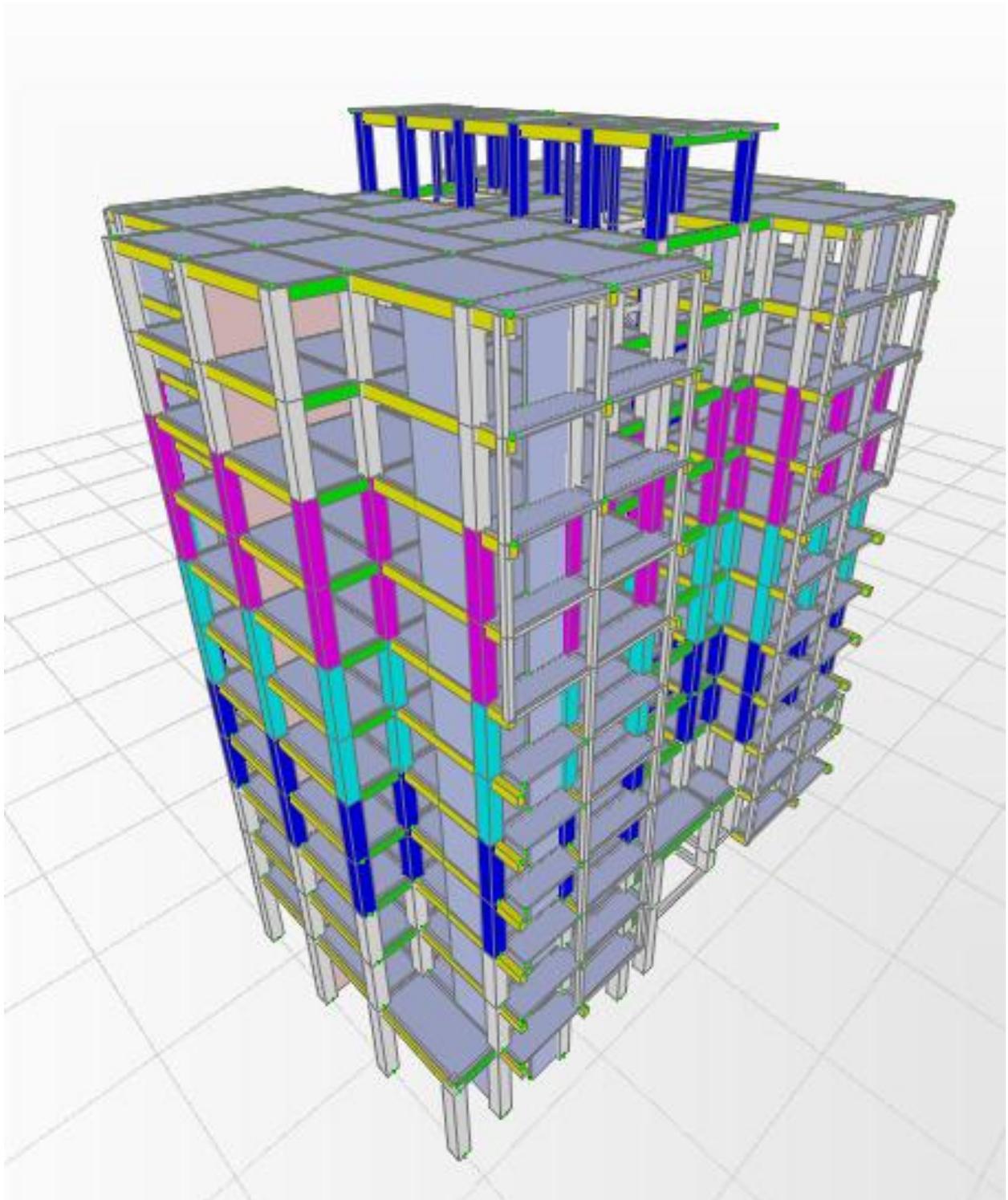


Fig. IV.1 : Vue en 3D de la structure

**IV.1.Introduction**

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permet de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utiliser est le **SAP2000.V.14** .

**IV.2. Méthodes de calcul**

Le RPA99 propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode dynamique :
  - La méthode d'analyse modale spectrale.
  - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

**IV.2.1. Méthode statique équivalente****a- Principe :**

Selon le **RPA99.Art (4.2.1)** les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont la quelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers.

**b- Condition d'application**

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99 (article 4.1.2)**.

**c- Calcul de la force sismique totale**

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [1] \text{ (Article 4.2.3)}$$

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone. [1] (Tableau 4.1)

Le coefficient **A** représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, 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  $\Rightarrow A = 0.15$  [RPA99 Tableau 4.1]

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. [1] (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc :  $R = 5$

- **Q** : Facteur de qualité.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad [1] \text{ (Formule 4.4)}$$

$P_q$  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 ( $P_q$ )**

Critère q	Observée	Valeur de $P_q$
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05
3- Régularité en plan	Oui	0
4- Régularité en élévation	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05
6- Contrôles d'exécution	Oui	0

Donc :  $Q = 1.20$

- $W$  : Poids total de la structure.

La valeur de  $W$  comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids  $W_i$  ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{[1] (Formule 4.5)}$$

- $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

$\beta = 0.2$  pour une construction à usage d'habitation

$$W = 77744.45 \text{ KN}$$

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient  $D$  est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure ( $T$ ), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ). On a

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{[1] (Formule 4-2)}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble (S3)

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases} \quad \text{[1] (Tableau 4.7)}$$

### Calcul de la période fondamentale de la structure

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \text{[1] (Formule 4.3)}$$

Où  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$  pour le contreventement par portique =7% et par voile =10% [1] (Tableau 4.2)

On prend :  $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

**Estimation de la période fondamentale de la structure**

La période empirique peut être calculée de deux manières :

1)  $T_1 = C_T \times (h_N)^{3/4}$  [1] (Article.4.2.4)

2)  $T_2 = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}}$  [1] (Formule 4.7)

Avec :  $T = 1.3 \times \min(T_1; T_2)$

$h_N = 38.68\text{m}$ : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$\Rightarrow C_T = 0,05$  [1] (Tableau 4.6)

$D'$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T.

D'où :  $T_1 = 0.775\text{s}$ .

Sens(x): $D' = 30\text{m} \Rightarrow T_2 = 0.636\text{s}$

Sens(y): $D' = 21\text{m} \Rightarrow T_2 = 0.76\text{ s}$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times \min(0.775; 0.636) = 0.827\text{s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times \min(0.775; 0.76) = 0.988\text{s} \end{cases}$$

- **Valeur de  $T_1$  et  $T_2$**

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site [1] (Tableau 4.7)

Sol meuble  $\Rightarrow$  Site (S3)  $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15\text{ s} \\ T_2 = 0,5\text{ s} \end{cases}$

$T_2 < T_x < 3,0\text{ s} \Rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3}$  [1] (Article 4.3.3)

$T_2 < T_y < 3,0\text{ s} \Rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3}$

Tel que :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$  → facteur de correction d'amortissement.

Avec : D : facteur d'amplification dynamique moyen selon la direction considéré

$$\zeta = 8.5\% \Rightarrow \eta = 0.816$$

$$D'ou : D_x = 1.740 \quad ; \quad D_y = 1.646$$

$$\text{Sens(x): } V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.740 \times 1.2}{5} \times 77744.45 \text{KN} \Rightarrow V_{st,x} = 4869.92 \text{KN}$$

$$\text{Sens(y): } V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.646 \times 1.2}{5} \times 77744.45 \Rightarrow V_{st,y} = 4606.83 \text{KN}$$

### IV.2.2. Les méthodes dynamiques

#### a- Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

##### a-1. Principe

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad [1] \text{ (Formule 4-13)}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.
- R : coefficient de comportement de la structure.
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- Q : Facteur de qualité.

Le spectre de réponse est donné par le programme de calcul (*spectre*).

Selon notre cas, et les valeurs définis dans le paragraphe précédent, on aura le spectre suivant.

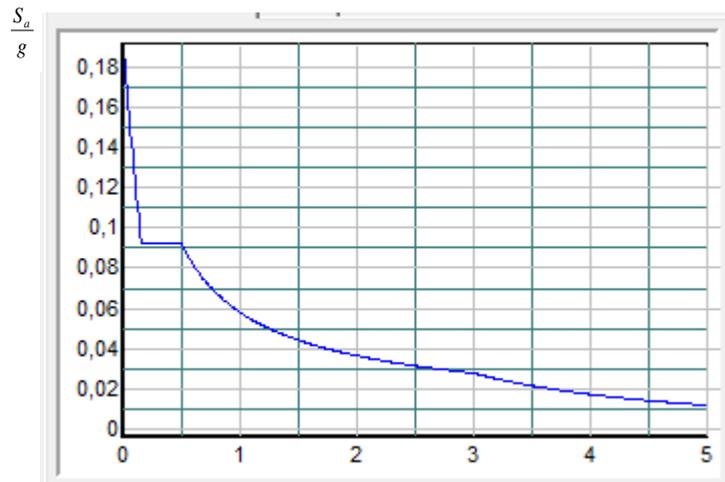


Fig. IV.2 : Spectre de calcul. T(S)

### a-2. Les hypothèses à considérer

- 1- les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- 2- seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- 3- le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
- 4- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

### IV.3. Description du logiciel SAP 2000.14

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

### IV.4. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous. Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au deuxième mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

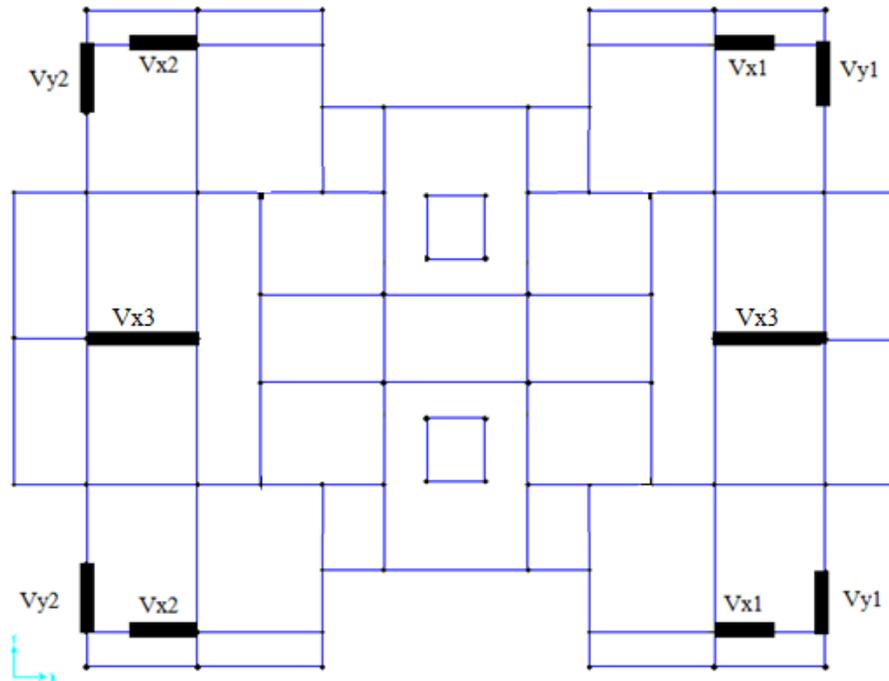


Fig. IV.3 : Disposition des voiles.

**IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par le SAP2000.V14**

➤ **Périodes de vibration et taux de participation des masses modales**

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .Le tableau suivant donne la période de vibration et la participation massique pour chaque mode.

**Tableau IV.2 : Période et taux de participation.**

Mode	Période	Mode individuel			Somme cumulée		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,870729	0,00019	0,74028	1,838E-09	0,00019	0,74028	1,838E-09
2	0,813084	0,70712	0,00021	3,612E-07	0,70731	0,74049	3,631E-07
3	0,773529	0,00017	0,00002933	1,408E-08	0,70747	0,74052	3,771E-07
4	0,276632	1,797E-06	0,12554	3,231E-09	0,70748	0,86606	3,804E-07
5	0,238357	0,14841	5,078E-06	1,497E-06	0,85589	0,86606	1,878E-06
6	0,234315	0,00034	0,00045	1,63E-08	0,85623	0,86651	1,894E-06
7	0,154917	0,00341	0,02815	2,116E-06	0,85964	0,89466	0,00000401
8	0,154494	0,01587	0,00606	0,00001085	0,87552	0,90073	0,00001486
9	0,135414	3,797E-06	5,068E-06	8,039E-07	0,87552	0,90073	0,00001566
10	0,125611	7,169E-09	0,02515	9,131E-08	0,87552	0,92589	0,00001575
11	0,115901	0,0000296	0,00004452	0,00068	0,87555	0,92593	0,00069
12	0,113959	1,849E-06	0,00039	3,892E-06	0,87555	0,92632	0,0007
13	0,107873	0,05147	1,545E-06	0,00006803	0,92702	0,92633	0,00077
14	0,106698	0,00071	2,936E-06	0,00101	0,92772	0,92633	0,00177
15	0,102622	4,26E-09	2,162E-14	0,02704	0,92772	0,92633	0,02881

- Premier mode de vibration(translation suivant l'axe Y),  $T=0.870s$

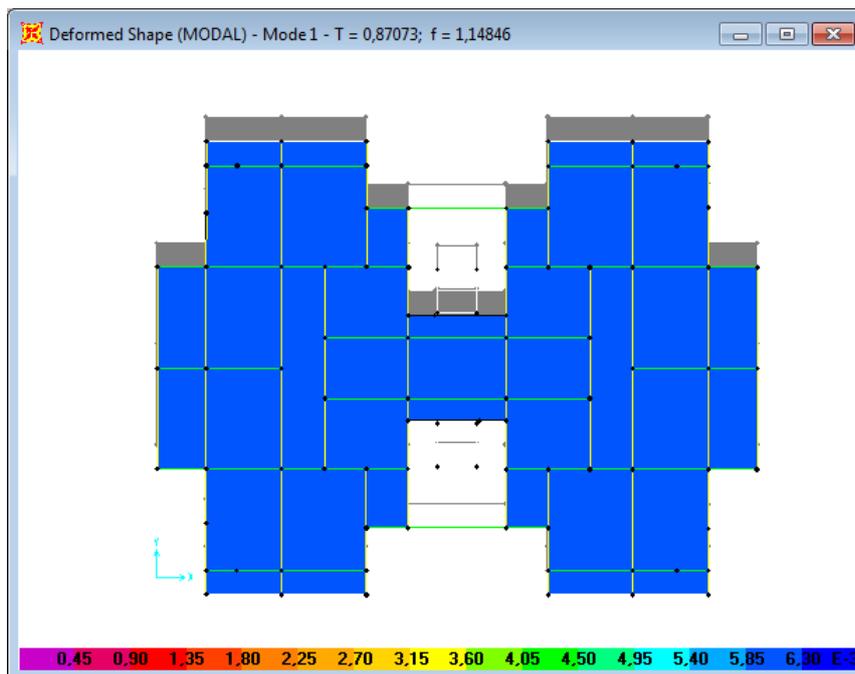


Fig. IV.4 : 1<sup>er</sup> mode de déformation

- Déuxieme mode de vibration(translation suivant l'axe X),  $T=0.813s$

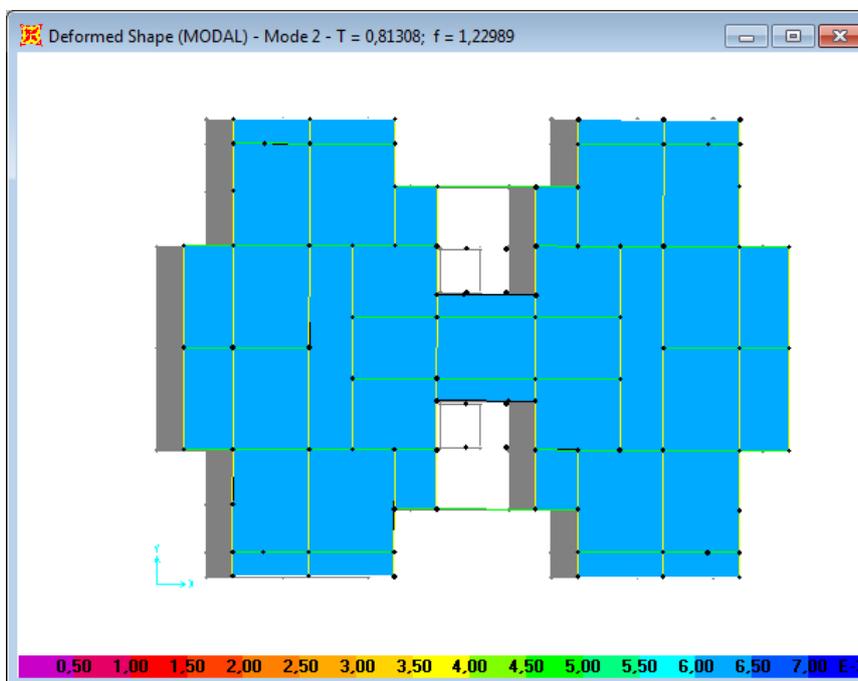


Fig. IV.5 : 2<sup>ème</sup> mode de déformation

- Troisième mode de vibration (rotation suivant l'axe Z),  $T=0.773s$

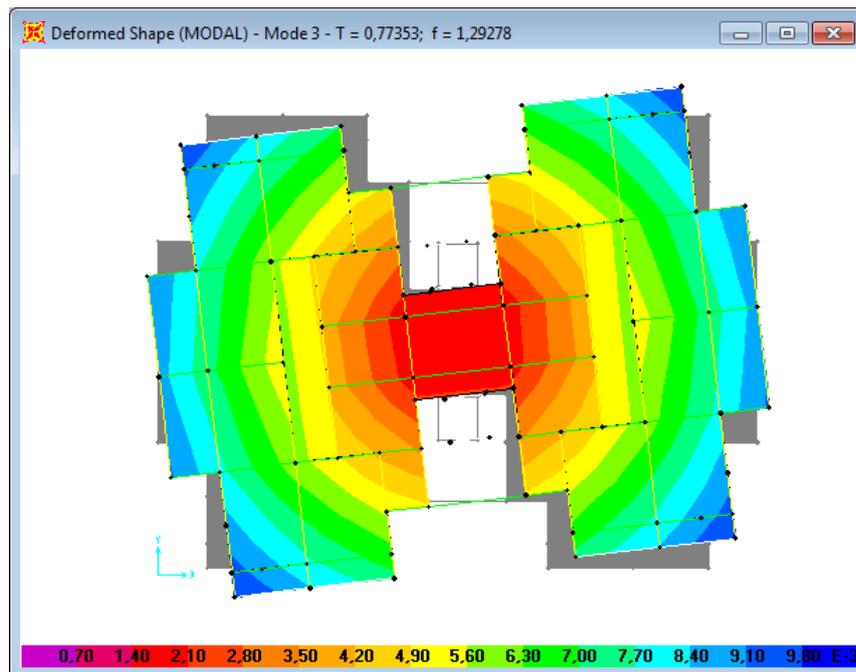


Fig. IV.6 : 3<sup>ème</sup> mode de déformation

➤ **Analyse des résultats**

La participation modale du premier mode suivant la direction y est prépondérante ( $U_y=74.028\%$ ), ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montre sur la figure IV.4, la même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction x ( $U_x=70.712\%$ ). On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure a celle calculée par les formule empirique du RPA 99 majore de 30 % ( $T_y=0.870s \leq T_{sy}=0.988s$ ;  $T_x=0.813s \leq T_{sx}=0.827s$ ).

➤ **Justification de l'interaction voiles portiques**

**Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ (Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.)}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ (Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.)}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel SAP2000 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques(KN)	Voiles(KN)	Portiques (%)	Voiles(%)
Entre sol	43050,915	6887,6	86,2	13,8
RDC	68879,105	10314,293	86,97	13,03
1 <sup>er</sup> étage	64111,998	9207,118	87,44	12,56
2 <sup>ème</sup> étage	55964,386	8728,251	86,5	13,5
3 <sup>ème</sup> étage	48689,692	7754,911	86,26	13,74
4 <sup>ème</sup> étage	41082,002	7141,681	85,19	14,81
5 <sup>ème</sup> étage	34259,396	6038,557	85,01	14,99
6 <sup>ème</sup> étage	27045,102	5158,879	83,98	16,02
7 <sup>ème</sup> étage	20542,293	3896,281	84,05	15,95
8 <sup>ème</sup> étage	13937,557	2782,679	83,36	16,64
9 <sup>ème</sup> étage	7865,931	1401,413	84,87	15,13
Cage d'escalier	1458,993	0	100	0

➤ **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages.

➤ **Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \quad (\text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.})$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \quad (\text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.})$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel SAP2000 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.4 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Voile (KN)	Portique (%)	Voile (%)	Portique (KN)	Voile (KN)	Portique (%)	Voile (%)
Entre sol	723,03	1432,37	33,54	68,46	962,868	955,003	50,2	49,8
RDC	1696,37	2182,45	43,73	56,27	2180,82	1275,3	63,1	36,9
1 <sup>er</sup> étage	1564,73	2245,02	41,07	58,93	2323,13	859,016	73	27
2 <sup>ème</sup> étage	1537,9	2104,16	42,22	57,78	2141,53	797,231	72,87	27,13
3 <sup>ème</sup> étage	1720,67	1699,23	50,31	49,69	2209,42	524,891	80,8	19,2
4 <sup>ème</sup> étage	1543,63	1608,82	48,96	51,04	1895,38	610,6	75,63	24,37
5 <sup>ème</sup> étage	1619,48	1214,01	57,15	42,85	1853,97	394,852	82,44	17,56
6 <sup>ème</sup> étage	1315,15	1125,62	53,88	46,12	1439,55	514,393	73,67	26,33
7 <sup>ème</sup> étage	1308,92	723,463	64,4	35,59	1329,09	277,015	82,75	17,25
8 <sup>ème</sup> étage	945,079	616,472	60,52	39,48	880,751	316,637	73,55	26,45
9 <sup>ème</sup> étage	1025,53	358,362	74,1	25,9	812,451	206,03	79,77	20,23
Cage d'escalier	217,735	0	100	0	191,48	0	100	0

➤ **Analyse des résultats** : On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit**

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante : 
$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$
 [1] (Article 7.1.3.3)

$N_d$  : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

$B_c$  : L'aire brute du poteau.

**Tableau .IV.5** : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

TYPE	Nd(KN)	B <sub>C</sub> (m <sup>2</sup> )	V	remarque
P (65x65)	2595.805	0.4225	0.245	vérifiée
P (60x60)	1940.712	0.36	0.215	vérifiée
P (55x55)	1442.152	0.3025	0.191	vérifiée
P (50x50)	987.105	0.25	0.157	vérifiée
P (45x45)	559.643	0.2025	0.110	vérifiée
P (40x40)	133.695	0.16	0.033	vérifiée

➤ **Vérification de la résultante des forces sismiques**

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

**Tableau .IV.6** : Vérification de la résultante des forces.

	$V_{st}$ (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}$ (KN)
Sens xx	4869.92	3895.93	3917.502
Sens yy	4606.83	3685.46	3697.240

➤ **Analyse des résultats**

$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} \geq 0.80 \Rightarrow$  Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majeurs.

$V_{dyn}$ : Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

➤ **Vérification vis à vis des déformations**

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$
 [1] (Article 4.4.3)

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$  [1] (Article 5.10)

$h_k$  : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus par le logiciel SAP2000 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .IV.7 : Vérification des déplacements.

Plancher N°:	Sens xx							Sens yy				
	Niveaux	$\delta ek$ (cm)	$\delta k$ (cm)	$\delta k - 1$ (cm)	$\Delta k$ (cm)	$hk$ (cm)	$\Delta k/h_k$ (%)	$\delta ek$ (cm)	$\delta k$ (cm)	$\delta k - 1$ (cm)	$\Delta k$ (cm)	$\Delta k/h_k$ (%)
C d'escalier	38,68	1,7	8,6	8	0,6	315	0,0019	1,7	8,6	8,1	0,5	0,0016
9 <sup>ème</sup> étage	35,53	1,6	8	7,3	0,7	306	0,0023	1,6	8,1	7,5	0,6	0,0018
8 <sup>ème</sup> étage	32,47	1,5	7,3	6,4	0,9	306	0,0028	1,5	7,5	6,9	0,7	0,0021
7 <sup>ème</sup> étage	29,41	1,3	6,4	5,6	0,9	306	0,0028	1,4	6,9	6,1	0,8	0,0026
6 <sup>ème</sup> étage	26,35	1,1	5,6	4,1	1,5	306	0,0047	1,2	6,1	5,2	0,9	0,0029
5 <sup>ème</sup> étage	23,29	0,8	4,1	3,7	0,5	306	0,0015	1	5,2	4,2	1	0,0031
4 <sup>ème</sup> étage	20,23	0,7	3,7	2,7	1	306	0,0031	0,8	4,2	3,2	1	0,0033
3 <sup>ème</sup> étage	17,17	0,5	2,7	1,8	0,9	306	0,0029	0,4	3,2	2,2	1,1	0,0034
2 <sup>ème</sup> étage	14,11	0,4	1,8	1	0,8	306	0,0026	0,6	2,2	1,2	1	0,0031
1 <sup>ème</sup> étage	11,05	0,2	1	0,4	0,7	306	0,0021	0,2	1,2	0,4	0,8	0,0026
RDC	7,99	0,1	0,4	0,1	0,3	306	0,0010	0,1	0,4	0,1	0,4	0,0011
E.SOL	4,93	0	0,1	0	0,1	493	0,0001	0	0,1	0	0,1	0,0001

➤ Analyse des résultats

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$Sens(x) : \Delta_{k_{max}} = 1.71cm < 1\% \times h_e = 3.15cm$$

$$Sens(y) : \Delta_{k_{max}} = 1.7cm < 1\% \times h_e = 3.15cm$$

➤ Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } [1] \text{ (Article 5.9)}$$

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau « k » ; avec : 
$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}) \quad [1] \text{ (Article 5.9)}$$

$v_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , l'effet P- $\Delta$  peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta}$ .
- Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

**Tableau .IV.8 : Vérification à l'effet P- $\Delta$ .**

Niveaux	Hauteur (m)	hk (cm)	Pk (KN)	Sens xx			Sens yy		
				$\Delta k$ (cm)	Vk (KN)	$\theta k$ (cm)	$\Delta k$ (cm)	Vk (KN)	$\theta k$ (cm)
C. d'escalier	38.68	315	72470.62	0.6	2155.4	0	0.975	1917.87	0
9 <sup>ème</sup> étage	35.53	306	67054.49	0.7	3878.81	0.0023	1.035	3456.13	0.0024
8 <sup>ème</sup> étage	32.47	306	59133.11	0.85	3809.75	0.015	0.995	3182.15	0.015
7 <sup>ème</sup> étage	29.41	306	51582.23	0.85	3642.07	0.021	0.945	2938.76	0.024
6 <sup>ème</sup> étage	26.35	306	44056.42	1.45	3419.9	0.043	1.045	2734.31	0.033
5 <sup>ème</sup> étage	23.29	306	36821.87	0.45	3152.45	0.015	1.12	2505.97	0.04
4 <sup>ème</sup> étage	20.23	306	29408.82	0.95	2833.48	0.036	1.185	2248.83	0.048
3 <sup>ème</sup> étage	17.17	306	22316.49	0.9	2440.77	0.037	1.185	1953.94	0.055
2 <sup>ème</sup> étage	14.11	306	15269.89	0.8	2032.38	0.037	1.195	1606.1	0.054
1 <sup>er</sup> étage	11.05	306	8487.255	0.65	1561.55	0.033	1.465	1197.39	0.048
RDC	7.99	306	1393.285	0.3	1383.89	0.017	0.805	1018.48	0.022
E.SOL	4.93	493	0	0.05	217.735	0.0034	0	191.48	0.0038

➤ **Analyse des résultats**

On remarque d'après les résultat obtenue ( $\theta_k < 0.1$ ) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P-  $\Delta$ ) peuvent être négligés.

**IV.6.Conclusion**

Après la modélisation, on a opté pour les voiles de 20 cm d'épaisseur pour le entre -sol et 15cm pour les autres étages. Les sections des poteaux et des poutres sont augmentées dans le but d'avoir des translations dans les deux premiers modes, la rotation dans le troisième mode et satisfaire l'interaction voiles-portiques ainsi que le taux de participation massique.

# ***CHAPITRE V***

***Etudes des éléments structuraux***

### V.1. Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

### V.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables extraites dans le logiciel **SAP2000.14** dans l'ordre suivant :

- $G + Q$
- $0.8G - E$
- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q + E$  [1]
- $0.8G + E$
- $G + Q - E$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

$$1. N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$$

$$2. N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$$

$$3. M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$$

#### V.2.1.Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1)

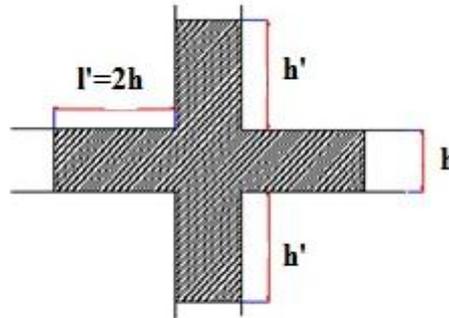
##### a- Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de :  $0.8 \% b_1 \times h_1$  en zone IIa.
- Leur pourcentage maximale sera de :  $\begin{cases} 4 \% \text{ en zone courante.} \\ 6 \% \text{ en zone de recouvrement.} \end{cases}$
- Le diamètre minimum 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 **fig.V.1**.



**Fig. V.1** : La zone nodale.

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2 \times h$$

$h_e$  : est la hauteur de l'étage

$b; h$  : Dimensions de la section transversale du poteau

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99** sont apportées dans le tableau suivant :

**Tableau V.1** : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau	$A^{\text{min}}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	$A^{\text{max}}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Entre sol + RDC + 1 <sup>er</sup> étage	65x65	33.8	169	253.5
2 <sup>ème</sup> +3 <sup>ème</sup> étage	60x60	28.8	144	216
4 <sup>ème</sup> +5 <sup>ème</sup> étage	55x55	24.2	121	181.5
6 <sup>ème</sup> +7 <sup>ème</sup> étage	50x50	20	100	150
8 <sup>ème</sup> +9 <sup>ème</sup> étage	45x45	16.20	81	121.5
Terrasse	40x40	12.80	64	96
Cage d'ascenseurs	25x25	5	25	37.5

### b- Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

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 :

- **Dans la zone nodale**  $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$  en zone IIa
- **Dans la zone courante**  $t' \leq 15\phi_l$  en zone IIa.

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

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$- \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5.$$

$$- \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g \text{ élançement géométrique}).$$

- **La quantité d'armatures transversales minimales**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  En % est donnée comme suit :

$$- A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$- A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'élançement 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 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

**V.2.2. Calcul des sollicitations**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraits directement du logiciel **SAP2000.V.14**, les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

**Tableau .V.2** : Résumé des sollicitations minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)
Entre sol + RDC+ 1 <sup>er</sup> étage	3135.154	115.082	17.32	114.323	243.641	2000.238
2 <sup>ème</sup> +3 <sup>ème</sup> étage	1940.712	10.397	26.28	36.668	193.968	1415.861
4 <sup>ème</sup> +5 <sup>ème</sup> étage	1442.152	5.229	59.423	12.385	167.755	1157.086
6 <sup>ème</sup> +7 <sup>ème</sup> étage	987.105	5.771	4.592	3.321	130.274	605.061
8 <sup>ème</sup> +9 <sup>ème</sup> étage	559.643	5.831	0.712	2.275	92.68	153.927
Terrasse	133.695	27.744	14.919	31.596	56.532	67.23
Cage d'ascenseurs	431.707	0.534	45.811	3.235	5.742	212.441

**V.2.3. Ferrailage des poteaux**

**a- Armatures longitudinales**

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans le **Tableau.V.3**

**Exemple de calcul**

Soit à calculer le poteau rectangulaire le plus sollicité du sous sol, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 3135.154 \text{ KN}$        $M_{cor} = 115.082 \text{ NK.m}$
- $M_{max} = 243.640 \text{ kN.m}$        $N_{cor} = 2000.238 \text{ KN}$
- $N_{min} = 17.32 \text{ KN}$        $M_{cor} = 114.323 \text{ KN.m}$

**a) Calcul sous  $N_{\max}$  et  $M_{\text{cor}}$**

$$d = 0.62m; d_0 = 0.03m$$

$$N = 3135.154 \text{ KN (de compression)}$$

$$M = 115.082 \text{ KN.m} \Rightarrow e_G = M/N = 0.036m$$

$e_G < h/2 = 0.70/2 = 0.35m \Rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - M_A \geq (0.337h - 0.81d_0)b \cdot h \cdot f_{bu} \quad (I)$$

$$M_A = M + N \times (d - h/2) = 115.082 + 3135.154 \times (0.62 - 0.65/2) = 1039.95 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 3135.154 \times 10^{-3} \times (0.62 - 0.03) - 1039.95 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.03) \times 0.65 \times 0.65 \times 14.2$$

$$0.809 \geq 1.168 \text{ non vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1039.95 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.62^2 \times 14.2} = 0.293$$

$$\mu_{bu} = 0.293 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.445$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.51m \Rightarrow A_I = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{1039.95 \times 10^{-3}}{0.51 \times 348} = 58.59 \text{ cm}^2$$

$$A = A_I - \frac{N}{f_{st}} = -31.50 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

**b) Calcul sous  $M_{\max}$  et  $N_{\text{cor}}$**

$$M = 243.641 \text{ KN.m}, N = 2000.238 \text{ KN} \Rightarrow e_G = 0.121m$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

(I)  $\Rightarrow 0.346 \geq 1.168$  non vérifiée  $\Rightarrow$  calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_A = 0.833 \text{ MN} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.235 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.340 \Rightarrow z = 0.53m \Rightarrow A_I = -12.31 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

c) Calcul sous  $N_{min}$  et  $M_{cor}$

$$M = 114.323 \text{ KN.m}, \quad N = 17.32 \text{ KN} \Rightarrow e_G = 6.6 \text{ m}$$

$$(I) \Rightarrow -0.109 \geq 1.168 \text{ non vérifiée} \Rightarrow \text{calcul d'une section partiellement comprimée.}$$

$$M_A = 0.119 \text{ MN} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.033 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.042 \Rightarrow z = 0.61 \text{ m} \Rightarrow A_l = 5.60 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 5.10 \text{ cm}^2$$

**Tableau .V.3 : Ferrillages adoptés pour les poteaux longitudinaux**

Niveau	Section	M (KN.m)	N (KN)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
Entre sol + RDC + 1 <sup>er</sup> étage	65x65	115.082	3135.154	00	33.8	37.70	12HA20
		243.640	2000.238	00			
		114.323	17.32	5.10			
2 <sup>eme</sup> +3 <sup>eme</sup> étage	60x60	10.397	1940.712	00	28.8	33.18	8HA20+4HA16
		193.968	1415.861	00			
		36.668	26.28	1.47			
4 <sup>eme</sup> +5 <sup>eme</sup> étage	55x55	5.229	1442.152	00	24.2	28.65	4HA20+8HA16
		167.755	1157.086	00			
		12.385	59.423	00			
6 <sup>eme</sup> +7 <sup>eme</sup> étage	50x50	5.771	987.105	00	20	22.24	8HA16+4HA14
		130.274	605.061	0.36			
		3.321	4.592	0.13			
8 <sup>eme</sup> +9 <sup>eme</sup> étage	45x45	5.831	559.643	00	16.20	16.84	8HA14+4HA12
		92.680	153.927	4.37			
		2.275	0.712	1.43			
Terrasse	40x40	27.744	133.695	0.20	12.80	13.57	12HA12
		56.532	67.23	3.50			
		31.596	14.919	2.22			
Cage d'ascenseur	25x25	0.534	431.709	00	5	6.79	6HA12
		5.743	212.441	00			
		3.234	45.811	00			

**b- Section des armatures transversales**

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

Tableau .V.4 : Armatures transversales.

Niveau	E.SOL+RDC +1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> + 3 <sup>ème</sup> étages	4 <sup>ème</sup> + 5 <sup>ème</sup> étages	6 <sup>ème</sup> + 7 <sup>ème</sup> étages	8 <sup>ème</sup> + 9 <sup>ème</sup> étages	Terrass e	Cage d'ascenseur
Section (cm <sup>2</sup> )	65x65	60x60	55x55	50x50	45x45	40x40	25x25
$\phi_l^{\max}$ (cm)	2	2	2	1.6	1.4	1.2	1.4
$\phi_l^{\min}$ (cm)	2	1.6	1.6	1.4	1.2	1.2	1.4
$l_f$ (cm)	345	214	214	214	214	220	214
$\lambda_g$	5.3	3.56	3.89	4.28	4.75	5.5	8.56
$\rho$	2.5	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5	2.5
Vu (KN)	195.033	180.664	158.47	120.40	80.114	29.944	3.627
$l_r$ (cm)	80	80	80	64	56	48	56
t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10
t zone courante	15	15	15	15	15	15	15
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	2.81	4.23	4.05	3.38	2.50	0.70	0.14
$A_t^{\min}$ zone	2.925	1.44	0.63	3.6	2.43	1.8	1.125
$A_t^{\min}$ zone nodale	1.95	0.96	0.42	2.4	1.62	1.2	0.75
$A_t^{\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	4.71	4.71	4.71	4.71	3.02	3.02	2.01
N <sup>bre</sup> de cadres	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA8	6HA8	4HA8

Conformément aux règles du **RPA 99/03** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

Longitudinales. ( $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_t^{\max}$ ). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

### V.2.4. Vérifications

#### a-Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est définit comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du **R.D.C**, avec une longueur de  $l_0 = 3.06\text{m}$  et un effort normal de 3135.154 KN

$$N_u^{\max} = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad [3] \text{ (Article B.8.4.1)}$$

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élancement  $\lambda$ .

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots \dots \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

▪ Exemple illustratif

$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 3.45$  (Longueur de flambement pour l'Entre sol).

$A = 0.4225 \text{ m}^2$

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = 0.187$  (Rayon de giration).

D'où :  $\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{3.45}{0.187} \Rightarrow \lambda = 18.45 \Rightarrow \alpha = 0.805$

$B_r = 0.3844 \text{ m}^2$  (Section réduite).

Donc :  $N_u^{\max} = 0.805 \times \left( \frac{0.3844 \times 25 \times 10^3}{0.9 \times 1.5} + 37.70 \times 10^{-4} \times \frac{400 \times 10^3}{1.15} \right) = 6786.007 \text{ KN}$

On a  $N_u < N_u^{\max}$  condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement:

**b- Vérification au flambement des poteaux des différents étages**

**Tableau .V.5 : Justification de l'effort normal réduit.**

Niveau	$l_0$ (m)	$l_f$ (cm)	$I$ (m <sup>4</sup> )	$i$	$\lambda$	$\alpha$	$As$ (cm <sup>2</sup> )	$Br$ (m <sup>2</sup> )	$N_u$ (KN)	$N_u^{\max}$ (KN)
Entre Sol	4.93	345	0.0148	0.187	18.50	0.805	37.70	0.3844	3135.154	6786.007
RDC+1 <sup>er</sup> étage	3.06	214	0.0148	0.187	11.44	0.832	37.70	0.3844	3135.154	7013.612
2 <sup>ème</sup> + 3 <sup>ème</sup> étages	3.06	214	0.0108	0.173	12.37	0.829	33.18	0.3249	1940.712	5944.554
4 <sup>ème</sup> + 5 <sup>ème</sup> étages	3.06	214	0.0076	0.158	13.54	0.825	28.65	0.2704	1442.152	4953.241
6 <sup>ème</sup> + 7 <sup>ème</sup> étages	3.06	214	0.0052	0.144	14.86	0.820	22.24	0.2209	987.105	3988.730
8 <sup>ème</sup> + 9 <sup>ème</sup> étages	3.06	214	0.0034	0.129	16.59	0.813	16.84	0.1764	559.643	3132.006
Terrasse	3.15	220	0.0021	0.114	19.30	0.801	13.57	0.1444	133.695	3052.146
C.D'ascenseur	3.06	214	0.00032	0.0715	29.93	0.741	6.79	0.053	431.707	900.91

D'après le tableau ci-dessus on constate que  $N_u < N_u^{\max}$

**c- Vérification des contraintes**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \left( \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \right)$$

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

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2]$$

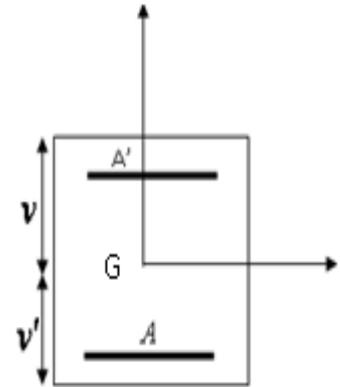


Fig.V.2 : Section du poteau.

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} \quad \text{Et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a :  $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$  et  $v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau .V.6 : Justification des contraintes dans le béton.**

Niveau	d (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	V (cm)	V' (cm)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>
E.SOL+ RDC+1er étage	58.5	37.70	35.57	29.43	0.0182	1898.73	52.59	4.99	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> +3 <sup>ème</sup> étages	54	33.18	32.91	27.09	0.0133	1418.83	49.80	4.69	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> +5 <sup>ème</sup> étages	49.5	28.65	30.23	24.77	0.0094	1054.34	49.68	4.65	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> +7 <sup>ème</sup> étages	45	22.24	27.35	22.65	0.0063	721.76	48.83	4.66	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> +9 <sup>ème</sup> étages	40.5	16.84	24.50	20.50	0.0041	409.44	46.69	4.58	Vérifiée
Terrasse	36	13.57	21.80	18.20	0.0026	98.13	30.65	3.11	Vérifiée
Cage D'ascenseur	22.5	6.79	10.50	14.5	0.0004	319.56	0.85	4.74	Vérifiée

**d- Vérification aux sollicitations tangentielles**

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d}$  (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau .V.7 : Vérification des contraintes tangentielles.**

Niveau	Section	l <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Obs
E.SOL+ RDC+1er étage	65x65	3.45	5.3	0.075	58.5	195.03	0.51	1.87	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> +3 <sup>ème</sup> étages	60x60	2.14	3.56	0.04	54	180.66	0.55	1	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> +5 <sup>ème</sup> étages	55x55	2.14	3.89	0.04	49.5	158.47	0.58	1	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> +7 <sup>ème</sup> étages	50x50	2.14	4.28	0.04	45	120.40	0.53	1	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> +9 <sup>ème</sup> étages	45x45	2.14	4.75	0.04	40.5	80.11	0.44	1	Vérifiée
Terrasse	40x40	2.20	5.5	0.075	36	29.94	0.20	1.87	Vérifiée
Cage D'ascenseur	25x25	2.14	8.56	0.075	22.5	3.62	0.06	1.87	Vérifiée

**V.2.5. Disposition constructive des poteaux**

- **Longueurs de recouvrement : [1]**

Selon le **RPA99** (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

L<sub>r</sub> > 40\*φ en zone II.

φ = 20mm → L<sub>r</sub> > 40\*20 = 80cm → on adopte L<sub>r</sub> = 85cm.

φ = 16mm → L<sub>r</sub> > 40\*16 = 64cm → on adopte L<sub>r</sub> = 70cm.

φ = 14mm → L<sub>r</sub> > 40\*14 = 56cm → on adopte L<sub>r</sub> = 60cm

φ = 12mm → L<sub>r</sub> > 40\*12 = 48cm → on adopte L<sub>r</sub> = 50cm

▪ Les zones nodales

La zone nodale est définie par  $h'$ .

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

$(h_1 * b_1)$  : section de poteau.

$h_e$ : hauteur d'étage.

- ❖ Entre sol :  $h' = 80\text{cm}$
- ❖ RDC jusqu'au 9<sup>ème</sup> étage :  $h' = 70\text{cm}$

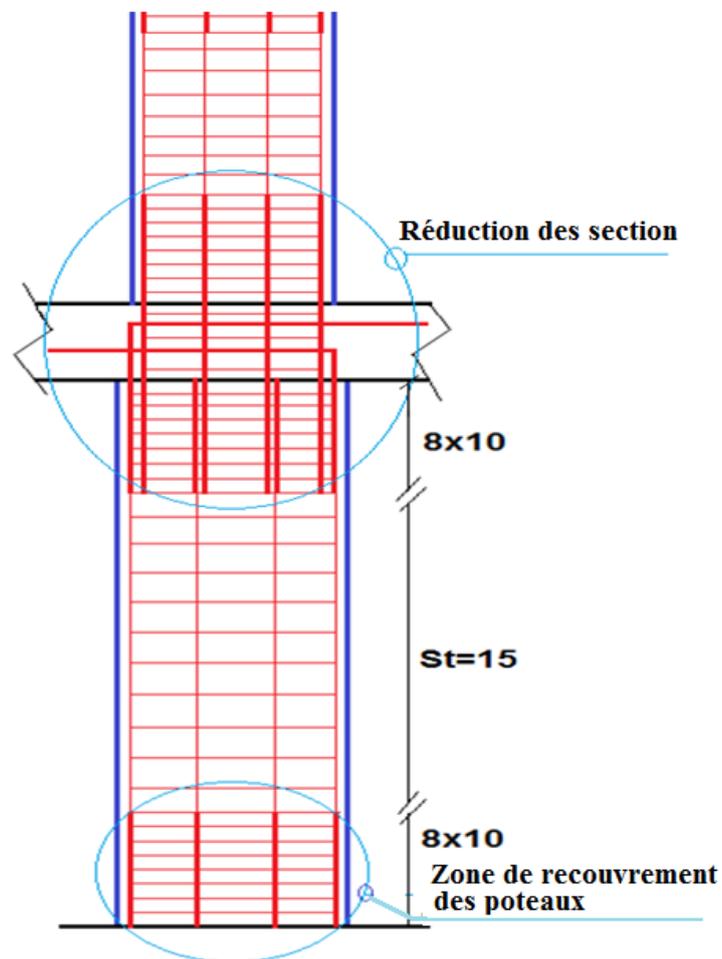


Fig.V.3 : Schéma de la disposition constructive des poteaux.

V.2.6. Schéma de ferrailage

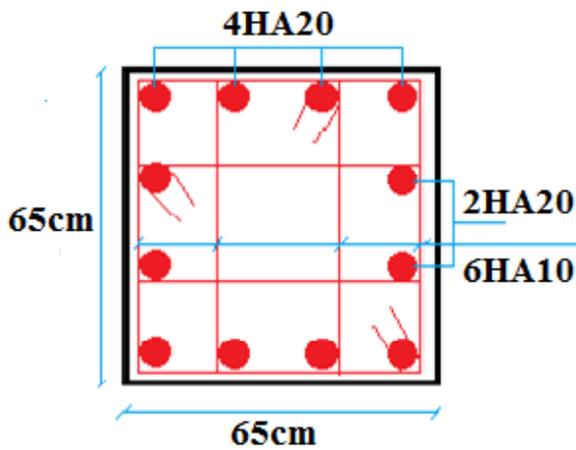


Fig. V.4 : Schéma de ferrailage des poteaux  
Entre sol, RDC et 1<sup>er</sup> étage

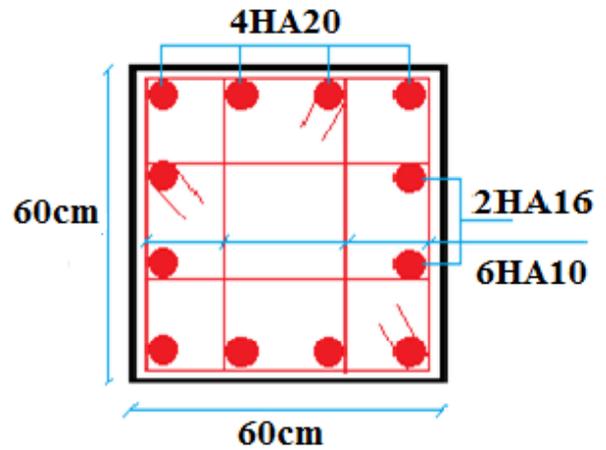


Fig. V.5 : Schéma de ferrailage des poteaux  
2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage

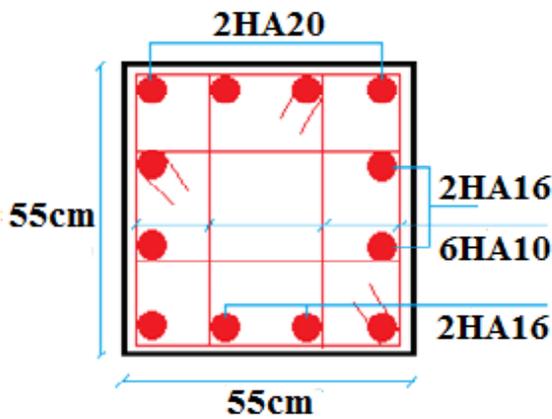


Fig. V.6 : Schéma de ferrailage des poteaux  
4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage.

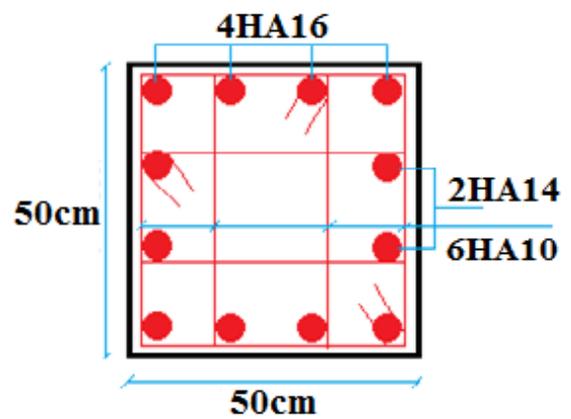


Fig. V.7 : Schéma de ferrailage des poteaux  
6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage.

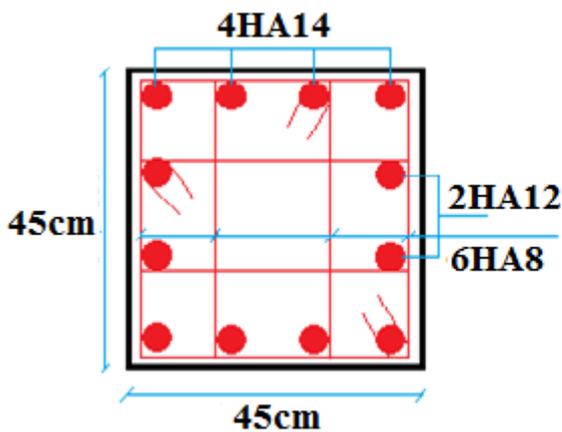


Fig. V.8 : Schéma de ferrailage des poteaux  
8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage.

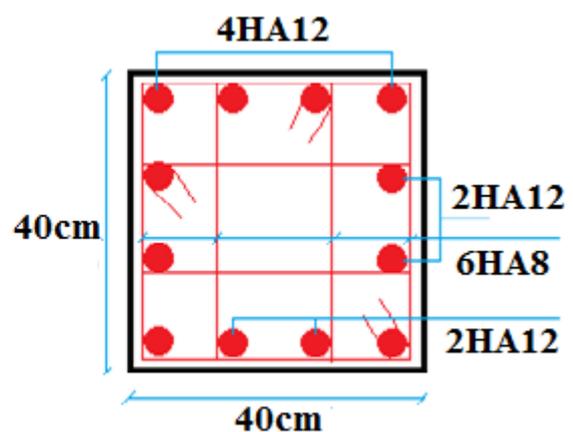


Fig. V.9 : Schéma de ferrailage des poteaux  
Terrasse inaccessible.

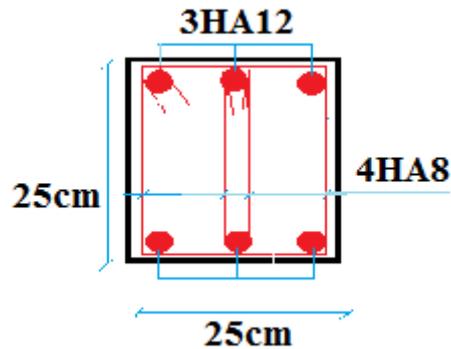


Fig. V.10 : Schéma de ferrailage des poteaux cage d'ascenseur

### V.3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $V$ ), on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'acier données par le **RPA** en zone **II.a**.

#### V.3.1. Recommandation du RPA 99 :

##### 1-Ferrailage :

###### a- Les armatures longitudinales [1] (Article 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de  $0.5\% b \times h$  en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - $4\% b \times h$  En zone courante.
  - $6\% b \times h$  En zone de recouvrement.
  - La longueur minimale des recouvrements est de :
  - $40\phi$  En zone IIa.

avec :  $\phi_{\max}$  : est le diamètre maximale utilisé.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.5**, avec des crochets à  $90^\circ$ . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

**b- Les armatures transversales [1] (Article 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right).$$

En dehors de la zone nodale :  $S_t \leq \frac{h}{2}$ .

h : La hauteur de la poutre.

La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

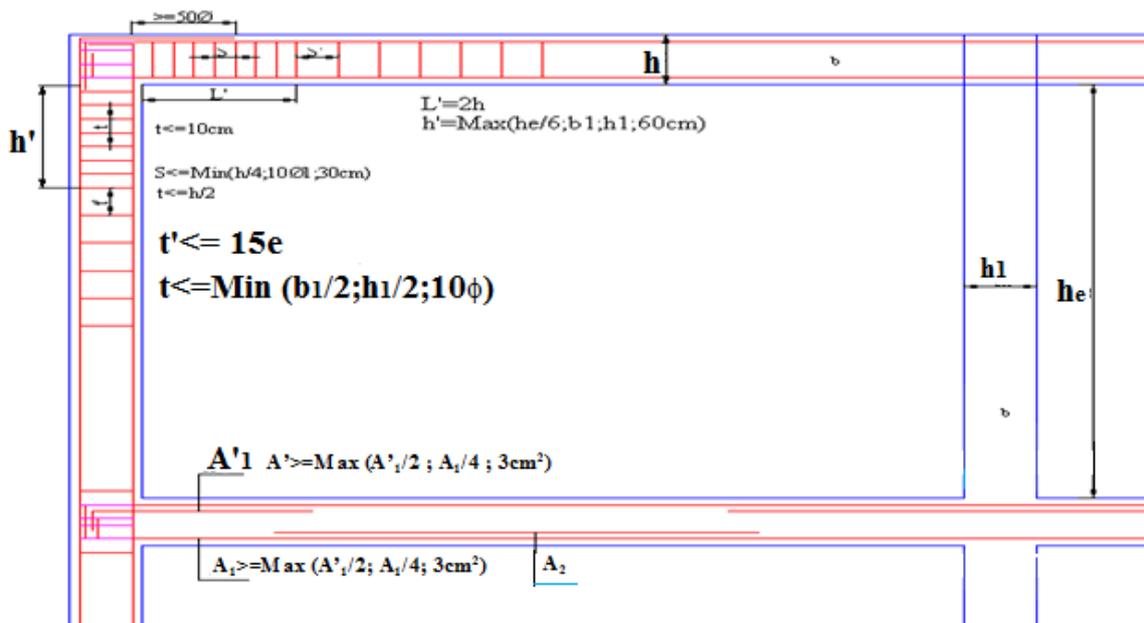


Fig. V.11 : Disposition constructive des portiques

❖ **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale**

2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

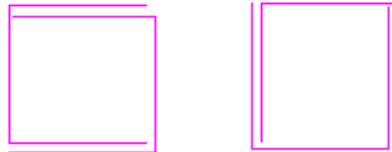


Fig. V.12 : 2U superposés.

**V.3.2.Recommandation de BAEL**

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité)}$$

**V.3.3.Calcul du ferrailage :**

**A) Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple) :**

❖ Calcul du moment réduit ultime :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2MPa \text{ situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48MPa \text{ situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

➤ Si  $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$  alors :

$$A'_s = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour les situations courantes} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \quad \longrightarrow \quad z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

➤ Si  $\mu_{bu} \geq \mu_l$  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 :  $M_l = \mu_l \times b \times d \times f_{bu}$ .

V.3.4.Ferraillages des poutres :

Le ferraillage adopté doit respecter les exigences du **RPA**.

1) Sollicitations de calculs :

Les sollicitations utilisées pour le ferraillage sont les sollicitations les plus défavorables.

**Tableau. V.8** : Les sollicitations les plus défavorables.

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M <sub>travee</sub> (KN.m)	M <sub>appui</sub> (KN.m)	V (KN)	M <sub>travee</sub> (KN.m)	M <sub>appui</sub> (KN.m)	V (KN)
Entre sol	73.90	-128.82	174.76	35.02	-38.78	39.08
RDC et Etages courant	112.30	-142.30	174.015	127.43	-120.97	110.60
Terrasse accessible	59.78	-114.36	130.94	76.10	-70.00	74.30
Terrasse inaccessible	39.05	-64.26	66.069	32.89	-36.77	51.02

2-Les armatures longitudinales :

▪ Exemple de calcul :

➤ RDC jusqu'au 8<sup>ème</sup> étage :

- Ferraillage en travée : M<sub>t</sub>=112.30 KN.m

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{112.30 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.425^2 \times 14.2} = 0.146$$

$$\mu_{bu} = 0.146 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.198$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.39m \Rightarrow A_{st} = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{112.30 \times 10^{-3}}{0.39 \times 348} = 8.27 \text{ cm}^2$$

- Ferraillage en appui : M<sub>A</sub>=142.30 KN.m

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{142.30 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.425^2 \times 14.2} = 0.185$$

$$\mu_{bu} = 0.185 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.257$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.38m \Rightarrow A_{st} = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{142.30 \times 10^{-3}}{0.38 \times 348} = 10.76 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau .V.9 :** Ferrailage longitudinal dans les poutres

Niveau	Type de poutre	section	localisation	A <sub>calcul</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adpt</sub> (cm <sup>2</sup> )	Nbr de barres
Entre sol	Principale	30×45	Appuis	9.60	6.75	81	10.65	3T16+3T14
			Travée	5.26		54	6.88	3T14+2T12
	secondaire	30×40	Appuis	3.06	6	72	6.03	3T16
			Travée	2.76		48	6.03	3T16
RDC et Etages courant	Principale	30×45	Appuis	10.76	6.75	81	12.06	6T16
			Travée	8.27		54	9.24	6T14
	secondaire	30×40	Appuis	9.10	6	72	10.65	3T16+3T14
			Travée	9.39		48	10.65	3T16+3T14
Terrasse accessible	Principale	30×45	Appuis	8.41	6.75	81	9.24	6T14
			Travée	4.20		54	6.79	6T12
	secondaire	30×40	Appuis	5.72	6	72	6.03	3T16
			Travée	6.26		48	6.79	6T12
Terrasse inaccessible	Principale	30×45	Appuis	4.54	6.75	81	6.79	6T12
			Travée	2.70		54	6.79	6T12
	secondaire	30×40	Appuis	2.90	6	72	6.79	6T12
			Travée	2.59		48	6.79	6T12
Cage d'ascenseur	Principale	25×30	Appuis	1.16	3.75	45	4.52	3T12+1T12
	secondaire		Travée	1.16		30	4.52	3T12+1T12

▪ **Longueurs de recouvrement**

$L_r > 40 \phi_L$

- $\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$ , on adopte  $L_r = 70 \text{ cm}$ .
- $\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$ , on adopte  $L_r = 60 \text{ cm}$ .
- $\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$ , on adopte  $L_r = 50 \text{ cm}$
- $\phi = 10\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$ , on adopte  $L_r = 45 \text{ cm}$

**3-Armatures transversales**

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L\right)$$

[2] (Article H.III.3)

❖ **Poutres principales**

$$\phi_t < \text{Min} (12.85 ; 30 ; 12) \text{ mm, donc on prend } \phi_t < 12 \text{ mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de  $\phi 8$  d'où  $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ .

❖ **Poutres secondaires**

$$\phi_t < \text{min} (11.42; 30 ; 12) \text{ mm, donc on prend } \phi_t < 11.42 \text{ mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de  $\phi 8$  d'où  $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ .

🚪 **Cage d'ascenseur**

- **Poutres secondaires**

$$\phi_t < \text{Min} (8.57; 25 ; 14) \text{ mm, donc on prend } \phi_t < 8.57 \text{ mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de  $\phi 8$  d'où  $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**4- Espacement  $S_t$  d'armatures transversales :**

**1- Selon le [2] (Article H.III.3) :**

❖ **Poutres principales**

$S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ , avec:

$$\begin{cases} S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 38.25 \text{ cm} & S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 67 \text{ cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 35.11 \text{ cm} \end{cases}$$

On adopte :  $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Poutres secondaires**

$S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ , avec:

$$\begin{cases} S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 33.75 \text{ cm} & S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 67 \text{ cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 35.11 \text{ cm} \end{cases}$$

2- Selon RPA99

❖ Poutres principales

Zone nodale :  $S_t < \min (h/4, 12\phi_{\min}, 30\text{cm}) = 11.25\text{cm}$  soit  $S_t = 10\text{cm}$

Zone courante :  $S_t < h/2 = 22.5\text{cm}$ . Soit  $S_t = 15\text{cm}$

On adopte un espacement de 15 cm en zone courante et de 10cm en zone nodale sur une longueur de  $l=2xh=0.9\text{m}$

▪ Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t > 0.003 \times S_t \times b.$$

$$A_t > 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{ zone nodale}$$

$$A_t > 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{ zone courante}$$

$$A_t (=2.01\text{cm}^2) > 0.003 \times S_t \times b = 1.35\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{ Verifier}$$

V.3.5.Vérifications [2]

a-Vérification à l'ELU

1-Condition de non fragilité

❖ Poutre principales

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{(f_e)} = 1.54\text{cm}^2$$

❖ Poutre secondaire

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{(f_e)} = 1.36\text{cm}^2$$

Donc, la condition de non fragilité est vérifiée par rapport aux sections adoptées.

2. Contrainte tangentielle maximale

2.1. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \qquad [2] \text{ (Article H.III.1)}$$

Fissuration nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa}$ .

On vérifie les poutres les plus défavorables de chaque type :

**Tableau .V.10 :** Vérification des contraintes tangentielles.

Niveaux	Type de Poutre	V <sub>u</sub> (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Entre sol	Poutre principale	174.76	1.37	3.25	Vérifiée
	Poutre secondaire	39.08	0.34	3.25	
RDC et étages courant	Poutre principale	174.015	1.36	3.25	Vérifiée
	Poutre secondaire	129.60	1.152	3.25	
Terrasse accessible	Poutre principale	130.94	1.026	3.25	Vérifiée
	Poutre secondaire	74.29	0.66	3.25	
Terrasse accessible	Poutre principale	66.07	0.51	3.25	Vérifiée
	Poutre secondaire	51.021	0.45	3.25	

**2.2 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

✓ Appuis de rives :  $A_t > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1).$

✓ Appuis intermédiaires :  $A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 * d}) \dots\dots\dots(2).$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau .V.11 :** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	Type de Poutre	A <sub>L</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>1</sub> <sup>rive</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> <sup>int</sup> (cm <sup>2</sup> )	Obs
Entre sol	PP	10.65	174.76	128.82	5.02	-4.65	Vérifiée
	PS	6.03	39.08	38.78	1.12	-1.79	Vérifiée
RDC et étages courant	PP	12.06	174.015	142.30	5.00	-5.70	Vérifiée
	PS	10.65	129.60	110.97	3.72	-4.61	Vérifiée
Terrasse accessible	PP	9.24	130.94	114.36	3.76	-4.83	Vérifiée
	PS	6.03	74.29	70.00	2.13	-3.12	Vérifiée
Terrasse inaccessible	PP	6.79	66.07	64.26	1.90	-2.93	Vérifiée
	PS	6.79	51.021	36.77	1.47	-1.29	Vérifiée

**b-Vérification à l'ELS**

**1- Etat limite de compression du béton**

Calcul de y:  $\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0$ ;  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$ ;  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Calcul de I:  $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau. V.12 :** Vérification de la contrainte limite de béton.

Poutres	Localisation	Mser (KNm)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Poutres principales	Appuis	-83.21	17.39	117083.96	12.35	15	Vérifier
	Travées	40.04	15.72	101870.72	6.17	15	Vérifier
Poutres secondaires	Appuis	-50.21	15.35	80733.17	9.54	15	Vérifier
	Travées	48.75	15.35	80733.17	9.26	15	Vérifier

**2. Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

❖ **Poutres principales**

(1) :  $\frac{h}{L} = \frac{45}{500} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

$M_t = 40.04KNm$ .

$G = 89.76KN/m$  ;  $Q = 12.82KN/m$  ;  $G_0 = 25 \times 0.3 \times 0.45 = 3.375 KN/m$

$G_T = 89.76 + 3.375 = 93.135 KN/m$

$q_s = G + Q = 93.135 + 12.82 = 105.955 KN/m$

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{105.955 \times 5^2}{8} = 331.11 \text{KNm.}$$

$$(2) : \frac{h}{L} = 0.09 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{40.04}{10 \times 331.11} = 0.012 \text{KNm} \dots \text{condition vérifiée}$$

$$(3) : \frac{A}{b \times d} = \frac{12.06}{30 \times 42.5} = 0.0094 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ Poutres secondaires

$$(1) : \frac{h}{L} = \frac{40}{480} = 0.0833 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$M_t = 48.75 \text{KNm}$$

$$G = 21.18 \text{ KN/m} ; Q = 4.30 \text{KN/m} ; G_0 = 25 \times 0.30 \times 0.40 = 3 \text{ KN/m}$$

$$G_T = 21.18 + 3 = 24.18 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G + Q = 24.18 + 4.30 = 27.18 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{27.18 \times 4.8^2}{8} = 78.27 \text{KNm.}$$

$$(2) : \frac{h}{L} = 0.083 \geq \frac{M_t}{M_0 \times 10} = \frac{48.75}{10 \times 78.27} = 0.062 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$(3) : \frac{A}{b \times d} = \frac{10.65}{30 \times 37.5} = 0.0094 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc, La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.6.Exemple de ferrailage de la poutre principale (étage courant)

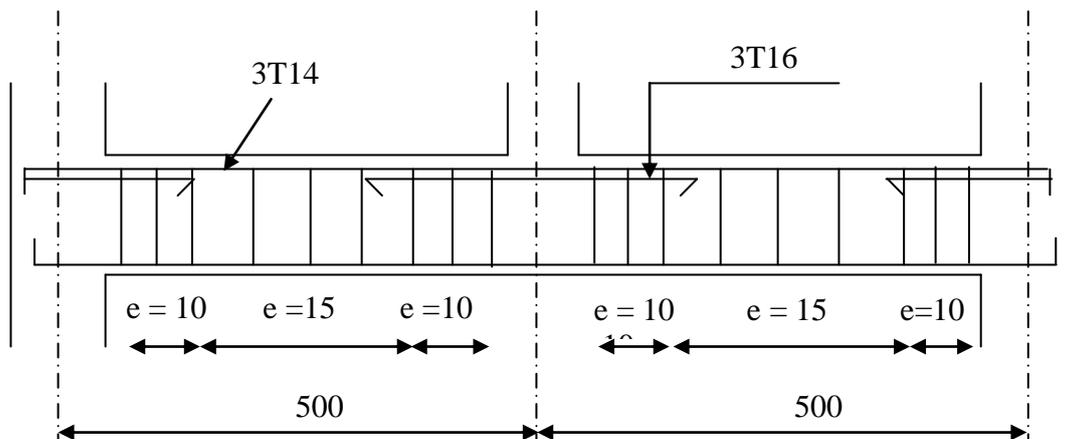


Fig. V.13 : Disposition constructive des poutres

V.3.7. Schéma de ferrailage des Poutres

Le ferrailage adopté pour les poutres principales et secondaires est représenté dans les schémas ci-après :

➤ Plancher entre sol

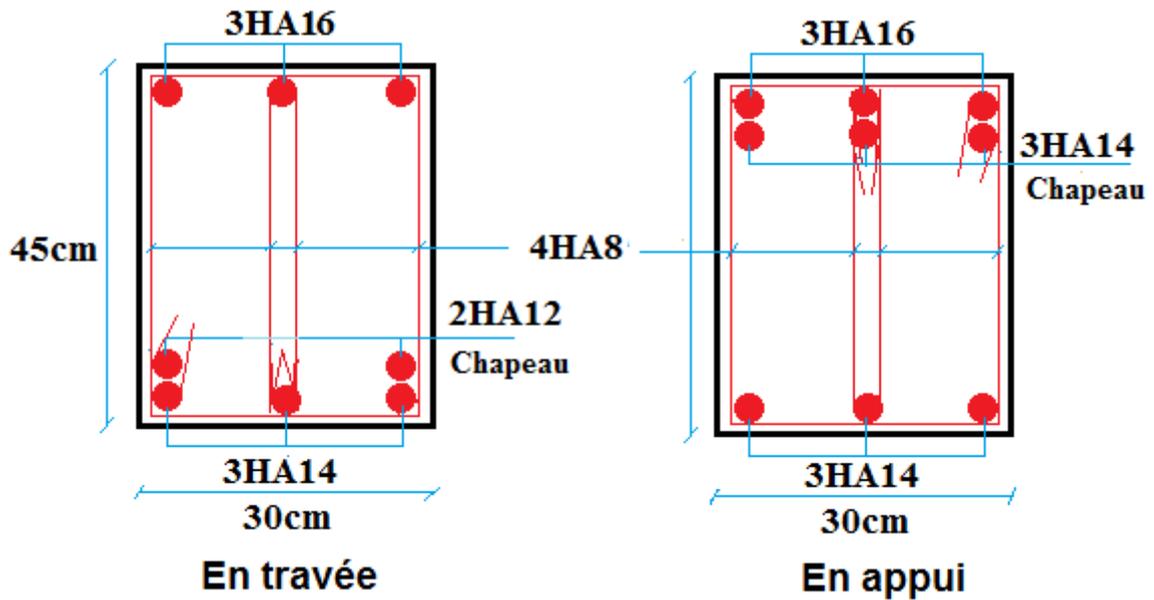


Fig. V.14 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

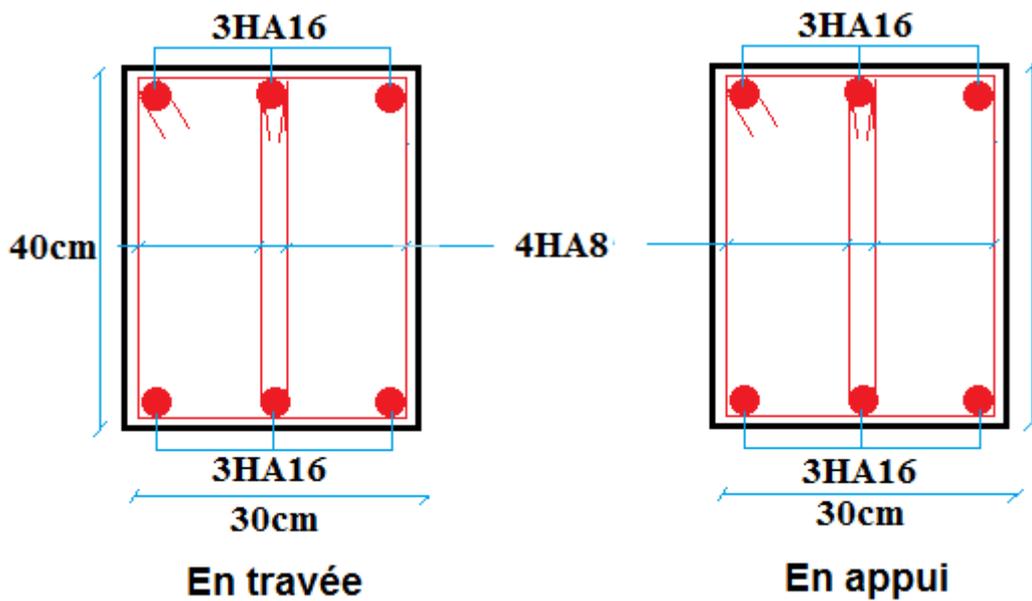


Fig. V.15 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

➤ Plancher RDC et étages courant

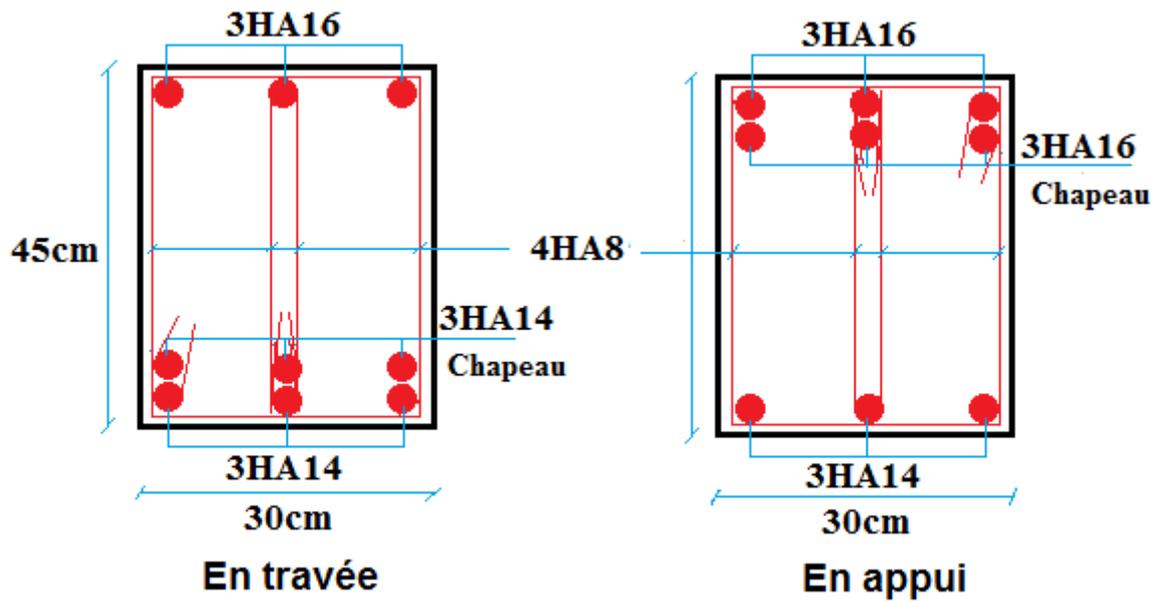


Fig. V.16 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

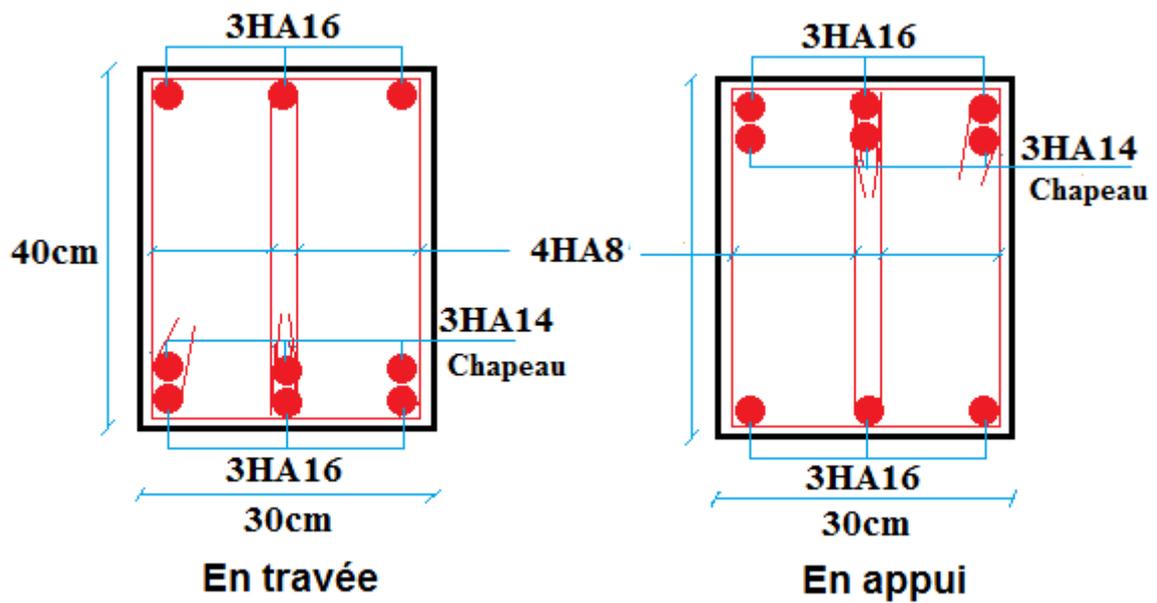


Fig. V.17 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

➤ Plancher terrasse accessible

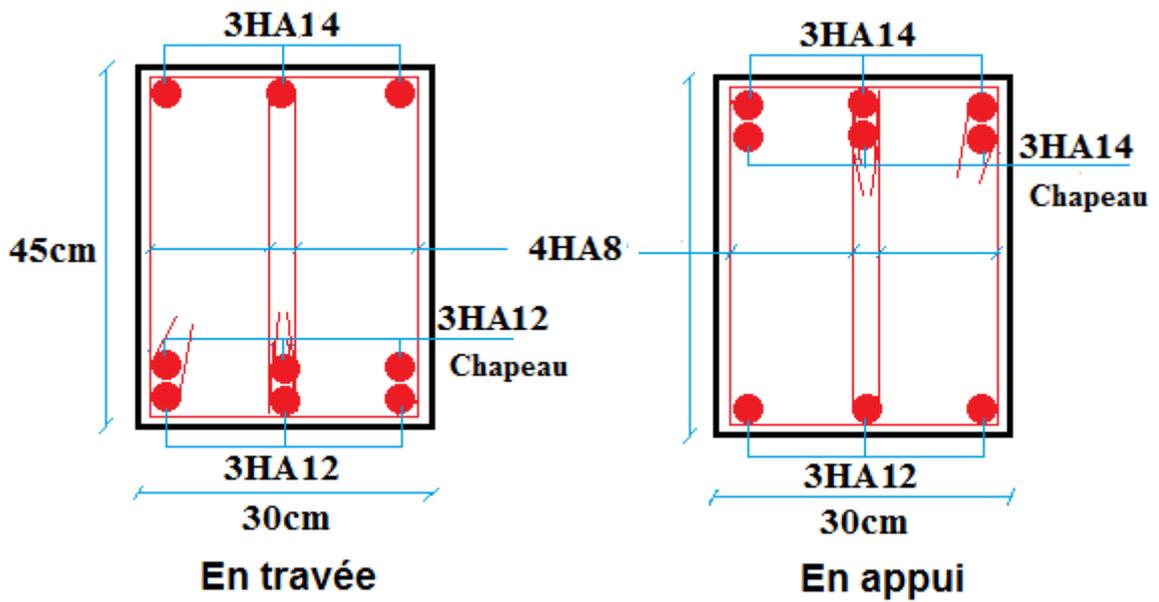


Fig. V.18 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

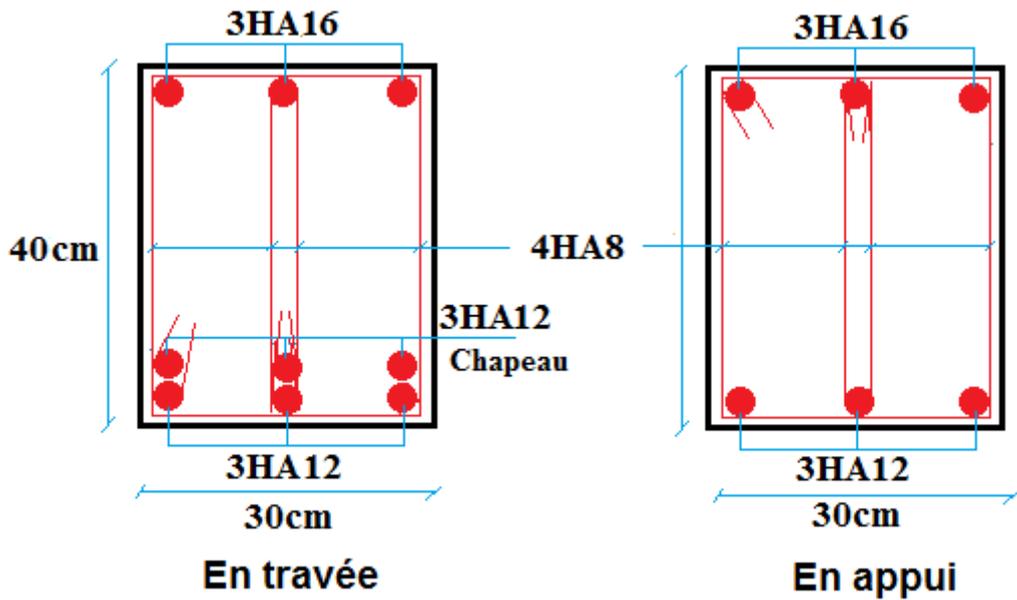


Fig. V.19 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

➤ Plancher terrasse inaccessible

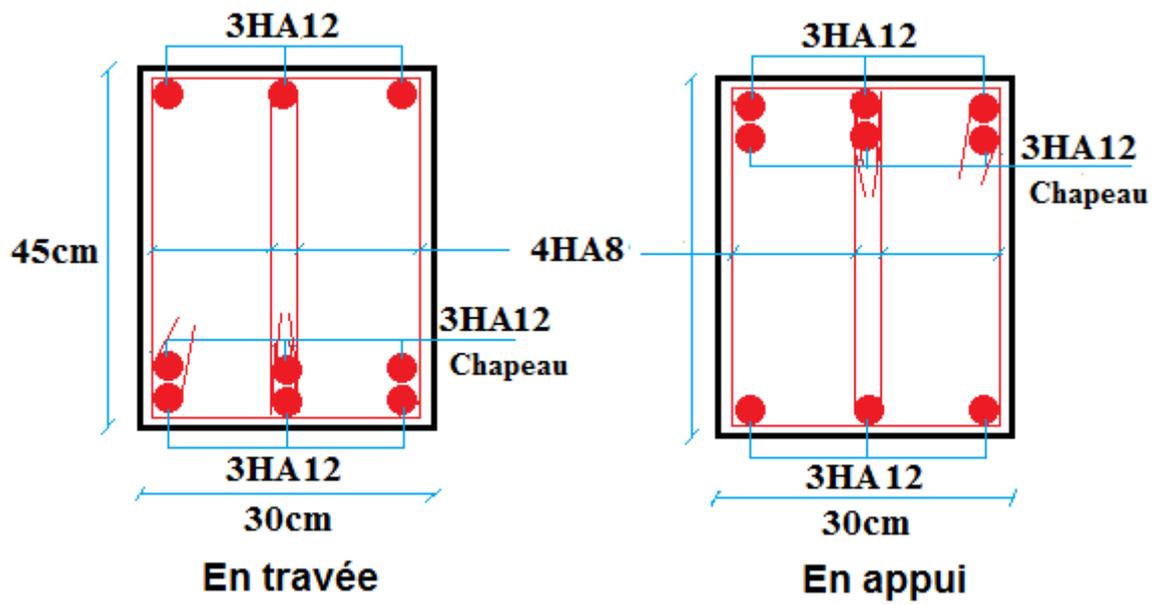


Fig. V.20 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

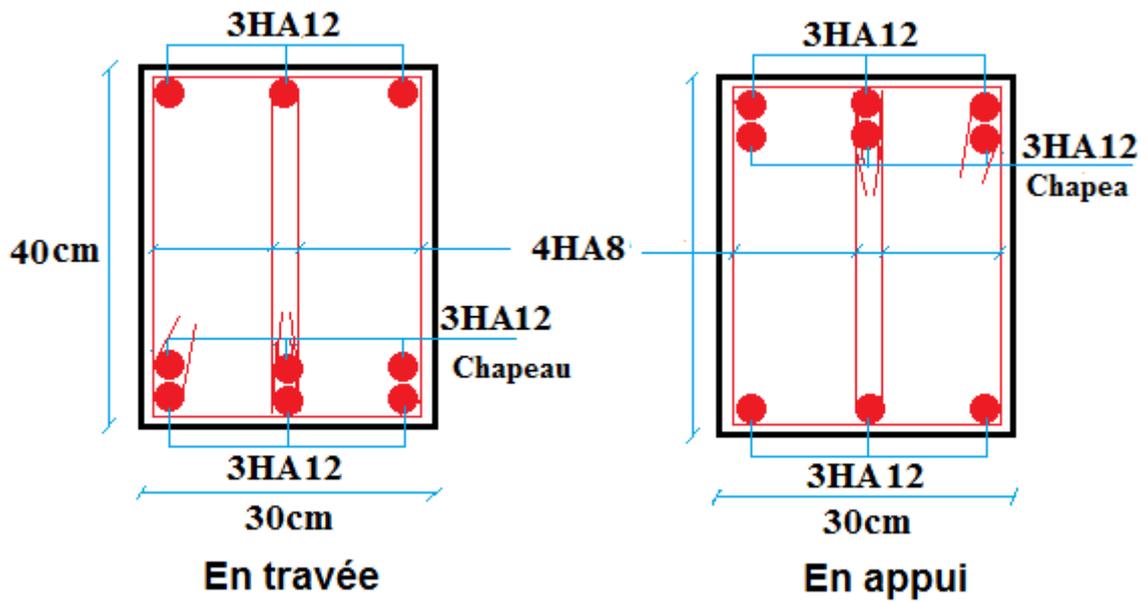


Fig. V.21 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

➤ Cage d'ascenseur

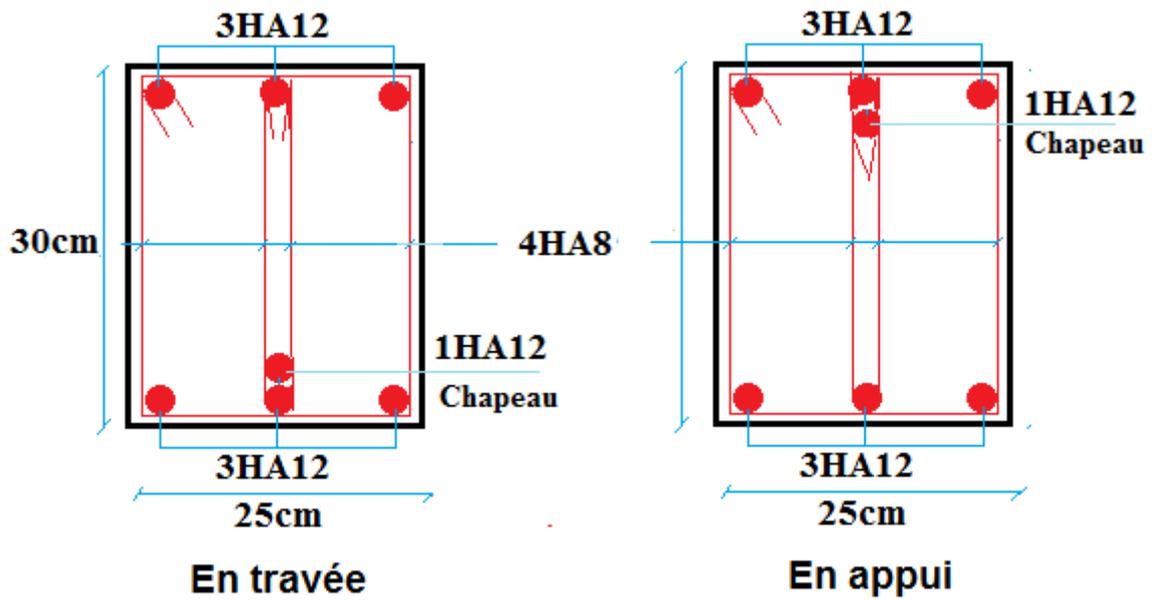


Fig. V.22 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

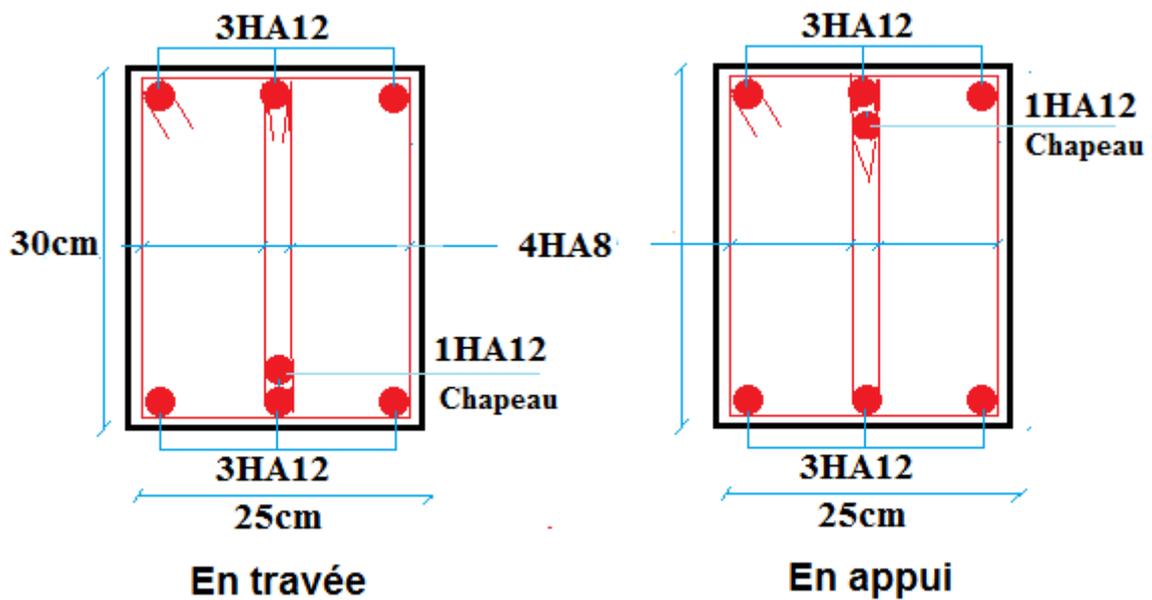


Fig. V.23 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

**V.4. Vérification des zones nodales**

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœuds est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se trouvent dans les poutres et non pas dans les poteaux.

$$|M_x| + |M_y| \geq 1.25(M_w + M_e) \quad \text{RPA99 (Article 7.6.2.)}$$

**V.4.1. Détermination des moments résistants :**

Le moment résistant «  $M_r$  » d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section ;
- De la quantité d'armatures dans la section ;
- De la contrainte limite élastique des aciers.

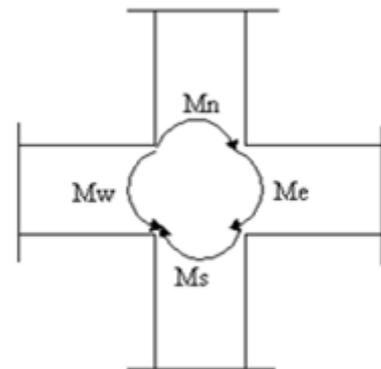
$$M_r = Z \times A_s \times (f_e / \gamma_s) ; Z = 0.9 \times h$$

✓ **Détermination des moments résistants dans les poteaux**

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau .V.13:** Les moments résistant dans les poteaux.

Niveau	Section (cm)	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_r$ (KN.m)
E.SOL+ RDC+	65x65	58.5	37.7	767.11
1 <sup>er</sup> étage				
2 <sup>ème</sup> + 3 étage	60x60	54	33.18	623.20
4 <sup>ème</sup> + 5 <sup>ème</sup> étage	55X55	49.5	28.65	493.27
6 <sup>ème</sup> + 7 <sup>ème</sup> étage	50x50	45	22.24	348.10
8 <sup>ème</sup> + 9 <sup>ème</sup> étage	45x45	40.5	16.84	237.22
Terrasse inaccessible	40x40	36	13.57	169.92



**Fig. V.24 :** Schéma de la zone nodale.

✓ **Détermination des moments résistants dans les poutres**

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poutres sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau .V.14:** Les moments résistant dans les poutres.

Niveau	Type de poutre	Section (cm)	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
Entre Sol	PP	30×45	40.5	10.65	150.10
	PS	30×40	36	6.88	86.14
RDC +1 <sup>er</sup> étage...9 <sup>ème</sup> étage	PP	30×45	40.5	12.06	169.97
	PS	30×40	36	10.65	133.42
Terrasse accessible	PP	30×45	40.5	9.24	130.22
	PS	30×40	36	6.79	85.06
Terrasse inaccessible	PP	30×45	40.5	6.79	95.69
	PS	30×40	36	6.79	85.06

**V.4.2. Vérification des zones nodales :**

**Tableau .V.15:** Vérification de la zone nodale dans différent étage.

Niveau	Sens	M <sub>w</sub> = M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>n</sub> = M <sub>s</sub> (KN.m)	1.25( M <sub>w</sub>   +  M <sub>e</sub>  ) (KN.m)	M <sub>n</sub> +M <sub>s</sub> (KN.m)	Obs
Entre Sol +	YY	150.10	767.11	375.25	1534.22	Vérifiée
	XX	86.14	767.11	215.35	1534.22	Vérifiée
RDC+ 1 <sup>er</sup> étage	YY	169.97	767.11	424.92	1534.22	Vérifiée
	XX	133.42	767.11	333.55	1534.22	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> +3 <sup>ème</sup> étage	YY	169.97	623.20	424.92	1246.4	Vérifiée
	XX	133.42	623.20	333.55	1246.4	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> +5 <sup>ème</sup> étage	YY	169.97	493.27	424.92	986.54	Vérifiée
	XX	133.42	493.27	333.55	986.54	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> +7 <sup>ème</sup> étage	YY	169.97	348.10	424.92	696.2	Vérifiée
	XX	133.42	348.10	333.52	696.2	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> +9 <sup>ème</sup> étage	YY	169.97	237.22	424.92	474.44	Vérifiée
	XX	133.42	237.22	333.52	474.44	Vérifiée
Terrasse accessible	YY	130.22	237.22	325.55	474.44	Vérifiée
	XX	85.06	237.22	212.65	474.44	Vérifiée
Terrasse inaccessible	YY	95.69	169.92	239.22	339.84	Vérifiée
	XX	85.06	169.92	212.65	339.84	Vérifiée

 **Remarque**

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastique se trouvent dans les poutres et non pas dans les poteaux.

## V.5. Étude des voiles

### V.5.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1)  $1.35G+1.5Q$
- 2)  $G+Q\pm E$
- 3)  $0.8G\pm E$

### V.5.2. Recommandations du RPA99

Les voiles comportent des :

#### a) Aciers verticaux [1] (7.7.4.1)

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% * l_t * e$$

Avec  $l_t$  : 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  $S_t < e$ .

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

**b) Aciers horizontaux [1] (7.7.4.2)**

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ.

**c). Règles communes**

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est :  $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$ .

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**V.5.3. Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau .V.16 :** Sollicitations max de calcul dans le voile V<sub>x1</sub>// à x-x'

Niveau	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		V <sub>d</sub> (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
<b>RDC+1<sup>er</sup> étage</b>	1274.75	-25.02	-1013.58	644	383.138	-1010.25	-403.6
<b>2 + 3<sup>ème</sup> étage</b>	1067.75	-26.00	-489.41	649.96	430.1	-478.58	-252.39
<b>4 + 5<sup>ème</sup> étage</b>	858.32	-38.42	-389.72	500.76	325.47	-380.43	-235.14
<b>6 + 7<sup>ème</sup> étage</b>	617.84	-51.89	-248.05	340.03	214.00	-235.45	-174.76
<b>8 + 9<sup>ème</sup> étage</b>	341.19	-67.03	-160.09	155.00	85.04	-144.22	-133.63

V.5.4 Calcul du ferrailage

On va exposer un seul exemple de calcul parallèle à x-x' et les autres seront résumés dans un tableau.

A) Calcul sous  $N_{max}$  et  $M_{cor}$

a) Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e×l). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 2.15m, d = 2.10m, e = 0.15m.$$

$$N_{max} = 1274.75KN \text{ (compression)}, M_{cor} = 25.02KN.m. \text{ (Combinaison ELU)}.$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.019m < \frac{l}{2} = 1.075m \Rightarrow \text{(le centre de pression est à l'intérieur de la section).}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$a \leq b \dots \dots \dots (I).$$

$$a = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$b = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{ua} = M + N \times (d \times h / 2) = 25.02 + 1274.75 \times (2.15 \times 2.10 / 2) = 2902.76 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 2.15 - 0.81 \times 0.05) \times 0.15 \times 2.15 \times 18.48 = 4.07$$

$$[1299.77 \times (2.10 - 0.05) - 2902.76] \times 10^{-3} = -0.25$$

$$4.07 > -0.25 \Rightarrow (I) \text{ n'est pas vérifiée.}$$

Donc, la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{e \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2902.76 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.10^2 \times 18.48} = 0.237$$

$$\mu_{bu} = 0.237 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B} \Rightarrow \epsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1-\alpha}{\alpha}\right) \text{ et } \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.34 \Rightarrow \epsilon_s = 0.0068$$

$$0.0035 < 0.0068 \leq 0.01 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400MPa.$$

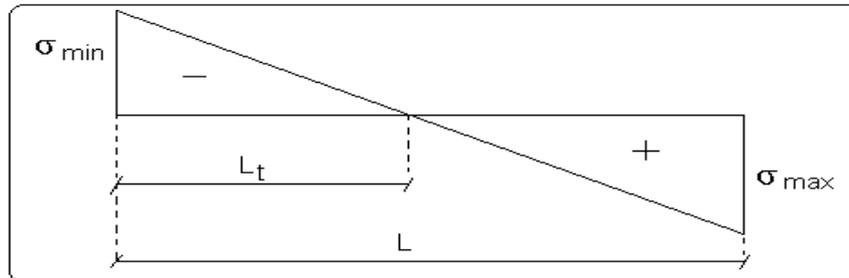
$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.81m.$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{2902.76 \times 10^{-3}}{1.81 \times 400} = 40.01 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_e} = 40.01 - \frac{1274.75 \times 10^{-3}}{400} = 8.15 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 8.14 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$



$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{1274.75 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.15} + \frac{25.02 \times 10^{-3}}{0.12423} \times 1.25 = 4.20 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{1274.75 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.15} - \frac{25.02 \times 10^{-3}}{0.12423} \times 1.25 = 3.70 \text{ MPa}.$$

$$L_t = \frac{3.70 \times 2.50}{3.70 + 4.20} = 1.17 \text{ m}.$$

**b) Armatures horizontales**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 403.60 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 403.60 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.10} = 1.79 \text{ MPa}.$$

$$\text{Soit } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 1.69 \text{ cm}^2.$$

**B) Calcul sous  $M_{\max}$  et  $N_{\text{cor}}$**

$$M_{\max} = 1013.58 \text{ KN.m (Compression)} \rightarrow N_{\text{cor}} = 644 \text{ KN}$$

**a). Armatures verticales**

$$e_G = 1.57 \text{ m} > (h/2) = 1.075 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section → section partiellement comprimée

$$M_{\text{ua}} = M + N \times (d - h/2) = 1013.58 + 644 \times (2.10 - 2.15/2) = 1673.68 \text{ KN.m}.$$

$$M_{ua} = 1673.68 \text{KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.137 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{cm}^2.$$

$$\alpha = 0.185 \rightarrow z = 1.95 \text{ m} \rightarrow A_1 = 21.57 \text{cm}^2 \rightarrow A_s = 5.47 \text{cm}^2.$$

**Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$**

$$\sigma_{\max} = 10.76 \text{MPa}; \quad \sigma_{\min} = -6.77 \text{MPa}$$

$$L_t = 0.83 \text{m}.$$

**C) Calcul sous  $N_{\min}$  et  $M_{\text{cor}}$**

$$N_{\min} = 183.138 \text{ KN (compression)} \rightarrow M_{\text{cor}} = -1010.25 \text{ KN.m}.$$

**a) Armatures verticales**

$$e_G = 5.51 \text{m} > (h/2) = 1.075 \text{m}.$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section  $\rightarrow$  section partiellement comprimée

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 1010.25 + 183.138 \times (2.15 - 2.15/2) = 1402.96 \text{ KN .m}.$$

$$M_{ua} = 1402.96 \text{KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.109 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{cm}^2.$$

$$\alpha = 0.145 \rightarrow z = 2.97 \text{ m} \rightarrow A_1 = 17.96 \text{cm}^2 \rightarrow A_s = 13.39 \text{cm}^2.$$

**Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$**

$$\sigma_{\max} = 9.30 \text{MPa}; \quad \sigma_{\min} = -8.17 \text{MPa}$$

$$L_t = 1.005 \text{m}.$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile  $V_{x1}$ .

$$A_{V(ZT)} = 13.39 \text{cm}^2.$$

$$A_h \geq 1.69 \text{cm}^2 \text{ soit}$$

Avec :  $A_h$  : Armatures horizontales.

**• Vérifications**

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 15 \times 117 = 3.51 \text{cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA}).$$

$$A_{\min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_c = 0.23 \times 245 \times 15 \times 2.1 / 400 = 3.80 \text{cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ dans le voile par le BAEL}).$$

$$A_{\min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 15 \times (215 - 2 \times 117) = 0.69 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone comprimée par le RPA}).$$

$$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 15 \times 215 = 4.84 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA}).$$

Donc on ferraille En zone tendue avec :  $A_{V(ZT)} = 13.39 \text{cm}^2$ .

On opte pour : 14HA12=15.83cm<sup>2</sup> ..... (Schéma ferrailage fig. V .5)

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile V<sub>x1</sub> dans les autres niveaux :

**Tableau .V.17:** Sollicitations de calcul dans le voile V<sub>x1</sub> dans tous les niveaux

Niveau	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 et 3 <sup>ème</sup> étage	4 et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.15×2.15	0.15×2.15	0.15×2,15	0.15×2.15	0.15x2.15
M(KN)	1313.89	26	38,42	51.89	67.03
N(KN)	16.66	1067.75	858.32	617.84	314.19
section	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	403.60	252.39	235.11	174.76	133.63
τ(MPa)	1.947	1.217	1.134	0.843	0.645
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A <sub>v</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	13.39	13.80	11.4	8.75	5.44
A <sub>v</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	4.84	4.84	4.84	4.84	4.84
A <sub>v</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	<b>15.83</b>	<b>15.83</b>	<b>11.74</b>	<b>11.06</b>	<b>7.03</b>
N <sup>bre</sup> / face	14HA12	14HA12	2HA10+12HA10	14HA10	14HA8
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20
A <sub>h</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	1.69	1.14	1.83	0.6	0.60
A <sub>h</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	4.84	4.84	4.84	4.84	4.84
A <sub>h</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	<b>5.53</b>	<b>5.53</b>	<b>5.53</b>	<b>5.53</b>	<b>5.53</b>
N <sup>bre</sup> / Plan	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20

Tableau .V.18: Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x2}$  dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20×2.20	0.15×2.20	0.15×2.20	0.15×2,20	0.15×2.20	0.15×2.20
M (KN)	147.58	131.08	46.92	57.42	66.90	80.53
N (KN)	1715.43	1323.77	1070.02	861.2	620.14	339.38
Section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	378.18	203.98	245.63	235.60	179.31	137.52
$\tau$ (MPa)	1.337	0.992	1.158	1.11	0.845	0.845
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	23.96	18.781	14.175	11.744	8.90	5.62
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	8.80	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>24.64</b>	<b>18.90</b>	<b>18.08</b>	<b>12.44</b>	<b>9.48</b>	<b>9.48</b>
$N^{bre}$ / face	16HA14	2HA14+14 HA12	16HA12	16HA10	12HA10	12HA10
$S_t$ (cm)	15	15	15	15	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.67	1.67	0.93	1.04	0.79	0.79
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	6.45	4.84	4.84	4.84	4.84	4.84
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>7.07</b>	<b>7.07</b>	<b>7.07</b>	<b>7.07</b>	<b>7.07</b>	<b>7.07</b>
$N^{bre}$ / plan	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau .V.19: Sollicitations de calcul dans le voile V<sub>X3</sub> dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 et 3 <sup>ème</sup> étage	4 et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20×3.7	0.15×3.7	0.15×3.7	0.15×3.7	0.15×3.7	0.15×3.7
M(KN)	-14.81	-11.005	-2.25	-2.80	-0.723	-1.6
N(KN)	2752.09	2080.4	1819.43	1494.50	1094.50	61.176
Section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	783.24	144.27	680.85	410.48	288.68	144.027
τ(MPa)	2.195	2.674	1.908	1.50	0.641	0.393
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	34.551	26.162	22.766	18.71	13.755	7.809
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	14.80	11.10	11.10	11.10	11.10	11.10
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>35.42</b>	<b>27.12</b>	<b>23.73</b>	<b>18.96</b>	<b>14.22</b>	<b>14.22</b>
$N^{bre}$ / face	23HA14	24HA12	21HA12	24HA10	18HA10	18HA10
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	2.06	2.51	1.79	1.08	0.60	0.37
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	10.95	8.21	8.22	8.22	8.22	8.22
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>11.30</b>	<b>9.04</b>	<b>9.04</b>	<b>9.04</b>	<b>9.04</b>	<b>9.04</b>
$N^{bre}$ / plan	10HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA15
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau .V.20: Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y1}$  dans tous les niveaux

Niveau	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 et 3 <sup>ème</sup> étage	4 et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.15 × 2.05	0.15 × 2.05	0.15 × 2,05	0.15 × 2.05	0.15x2.05
M(KN)	963.53	72.71	72.71	-131.83	-49.25
N(KN)	-46.42	932.209	777.7	645.92	364.43
section	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	354.71	-315.37	-171.74	146.35	-95.32
$\tau$ (MPa)	1.794	1.595	0.869	0.744	0.748
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	6.957	11.051	11.046	10.486	5.456
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	6.15	6.15	6.15	6.15	6.15
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>7.91</b>	<b>11.30</b>	<b>11.30</b>	<b>11.30</b>	<b>7.91</b>
$N^{bre}$ / face	7HA12	10HA12	10HA12	10HA12	10HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.68	1.50	0.81	0.70	0.45
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.45	4.50	4.5	4.5	4.5
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>2.01</b>	<b>4.74</b>	<b>4.74</b>	<b>4.74</b>	<b>4.74</b>
$N^{bre}$ / Plan	4HA8	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

Tableau .V.21: Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y3}$  dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 et 3 <sup>ème</sup> étage	4 et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20×2.3	0.15×2.3	0.15×2.3	0.15×2.3	0.15×2.3	0.15×2.3
M(KN)	-30.50	31.49	-82.19	-77.85	-182.18	-132.84
N(KN)	1622.85	1284.018	1079.63	889.89	647	398
Section	Entièrement comprimée	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	448.43	300.561	246.499	193.818	146.355	101.014
$\tau$ (MPa)	1.652	1.335	1.111	0.874	0.66	0.455
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	20.783	16.564	14.83	12.393	11.05	7.141
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	6.9	6.9	6.9	6.9	6.9	6.9
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>21.56</b>	<b>16.64</b>	<b>15.82</b>	<b>12.43</b>	<b>11.30</b>	<b>7.90</b>
$N^{bre}$ / face	14HA14	2HA14+12 HA12	14HA12	11HA12	10HA12	10HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	2.06	1.27	1.04	0.82	0.62	0.43
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	6.75	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>6.78</b>	<b>6.78</b>	<b>6.78</b>	<b>6.78</b>	<b>6.78</b>	<b>6.78</b>
$N^{bre}$ / plan	6HA12	6HA10	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20

V.5.5. Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC ( $V_{x3}$ ) comme exemple

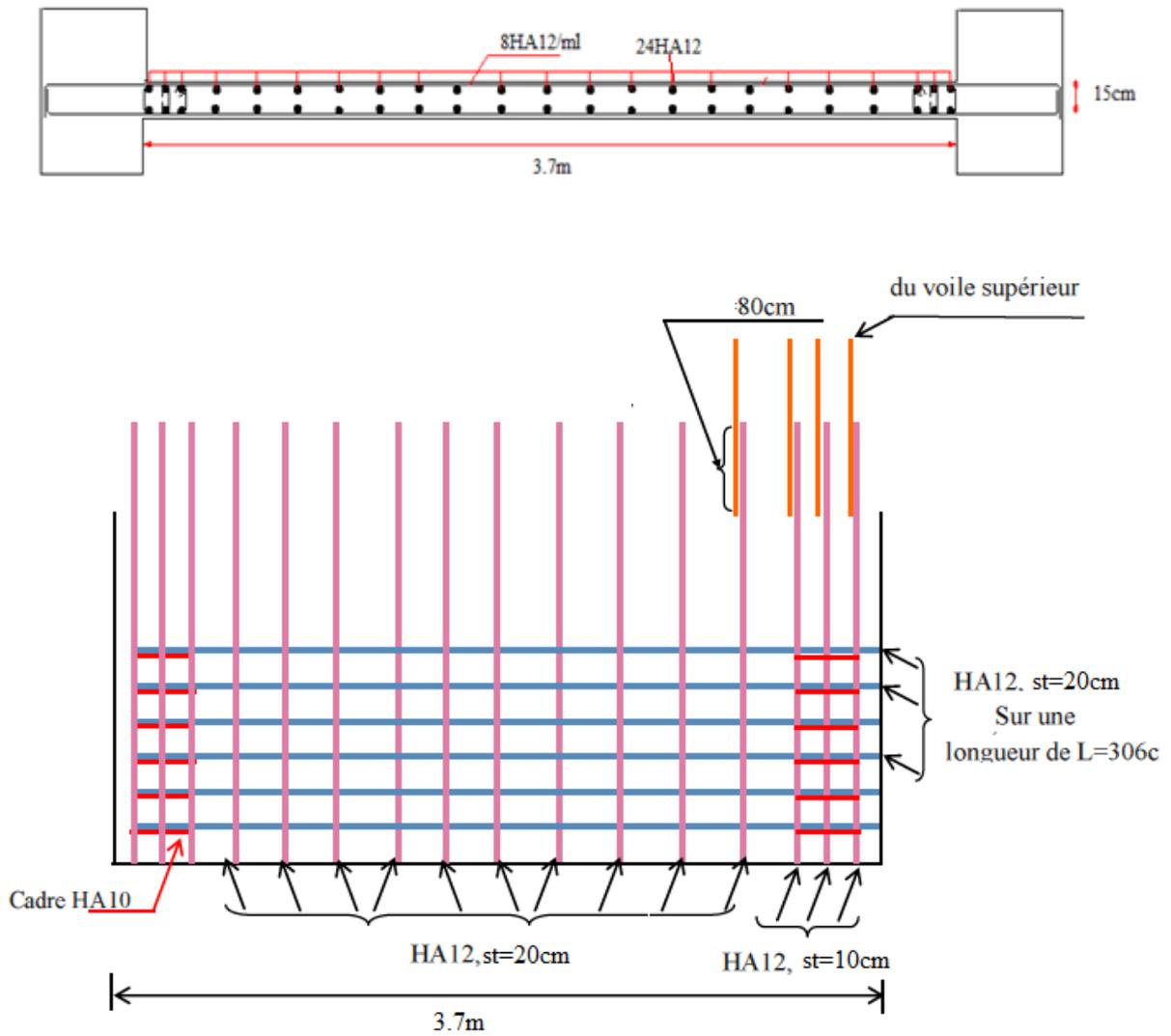


Fig. V.25 : Schéma de ferrailage du voile  $V_{x3}$  au niveau du RDC.

# ***CHAPITRE VI***

## ***Etudes de l'infrastructure***

## VI.1.Introduction

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit indirectement (Fondations profondes : pieux par exemple). Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges et évite les tassements différentiels.

## VI.2.Choix de type de fondations

Le choix de type de fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 2.5m, du niveau de base et la contrainte admissible est de 2bars.

## VI.3. Combinaisons d'actions à considérer

D'après **RPA 99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$1)G + Q \pm E ; \quad 2)0.8 \times G \pm E$$

## VI.4.Etude des fondations

### VI.4.1 Les Vérifications

#### ➤ Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$  .

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- $N$  : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le **SAP 2000V14**.
- $S$  : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

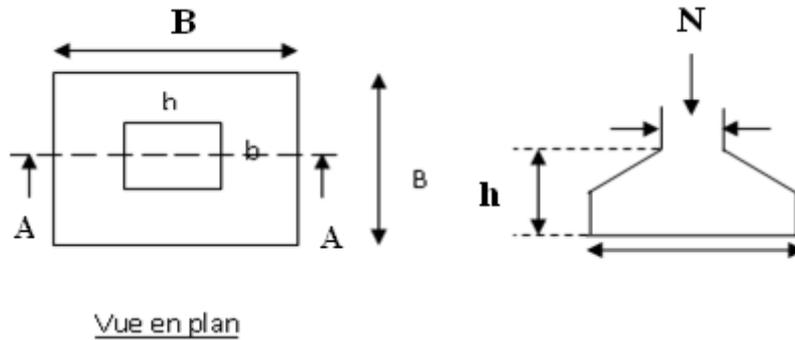


Fig.VI.1 : Schéma de semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section (a × b).

$$N = 3135.154 \text{ KN} \quad \overline{\sigma_{sol}} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \text{AN : } B \geq 4 \text{ m}$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens y varie entre 2.10m et 5.5m.

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.

➤ **Vérification des semelles filantes**

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux.

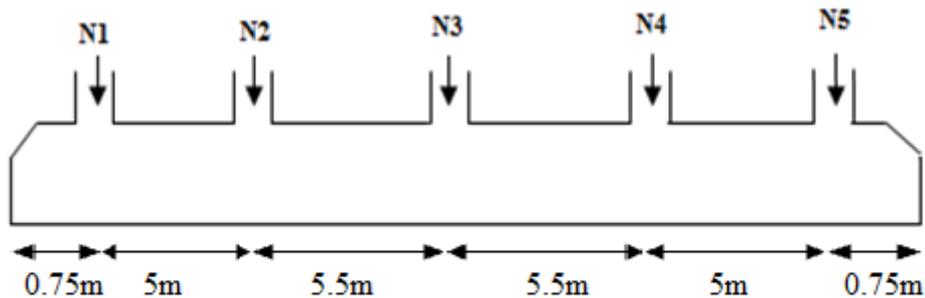


Fig.VI.2 : Schéma de semelle filante.

Avec :

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau ' i '.

$N_s$  : poids estimé de la semelle.

$$N_1 = 2339.878 \text{ KN}, \quad N_2 = 2031.178 \text{ KN}, \quad N_3 = 3135.807 \text{ KN}, \quad N_4 = 2352.714 \text{ KN}$$

$$N_5 = 2029.855 \text{ KN}$$

$$\sum N_i = 11889.432 \text{ KN}.$$

$$N = \sum N_i = 11889.432 \text{ KN}.$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{11889.432KN}{200 \times 21} = 2.83m$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Ce choix ne convient pas.

➤ **Vérification de Radier général**

**Définition :** Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

➤ **Pré dimensionnement**

✓ **La Condition de coffrage**

$L_{max} = 5.50m$ : la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

**Nervure**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{550}{10} \Rightarrow h_t \geq 55cm; \text{ Soit : } h_t = 55cm$$

**Dalle**

$$h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{550}{20} \Rightarrow h_0 \geq 27.5cm; \text{ On prend } h_0 = 40cm .$$

✓ **Vérification de condition de rigidité**

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton  $E = 3.216 \times 10^4 MPa$ .

I : inertie de la section du radier  $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$  .

K : module de résistance du sol.(on un sol moyen donc  $K=4 \times 10^4 KN/m^3$ ).

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$ht \geq 0.82m$$

On redimensionne les nervures avec  $h_t=90cm$ .

✓ **La surface du radier**

$$\frac{N_1}{S_{rad}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{rad1} \geq \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{45304.537}{200} \Rightarrow S_{rad1} \geq 226.53m^2$$

$$\frac{N_2}{S_{rad}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{rad2} \geq \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{43915.524}{200} \Rightarrow S_{rad2} \geq 219.58m^2$$

Avec : N est charge totale transmise par la superstructure tirer a partir de **SAP2000.V14**.

La surface du bâtiment partie une:  $S_{bat1} = 256.38m^2$

La surface du bâtiment partie deux:  $S_{bat2} = 365.01m^2$

On opte:

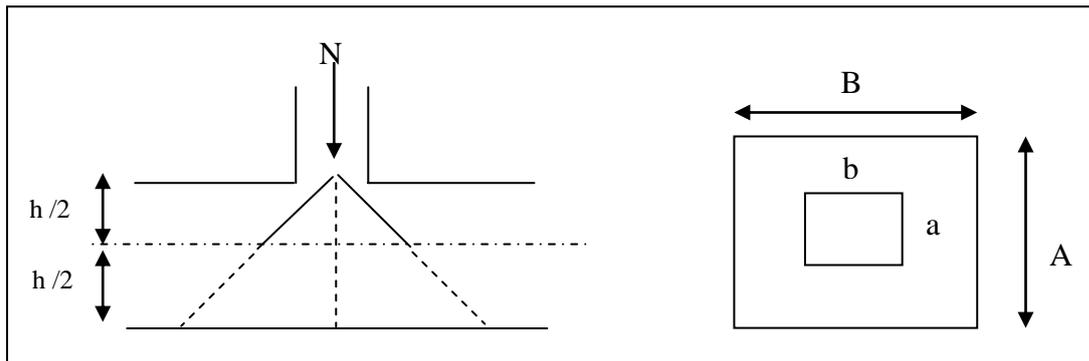
$$S_{rad} = S_{bat} \Rightarrow S_{rad1} = 256.38m^2$$

$$S_{rad2} = 365.01m^2$$

➤ **Les vérifications**

✓ **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL (Article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :



**Fig .VI .3:** Présentation de zone d'impact de la charge concentrée.

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité. D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad [3] \text{ (Article A.5.2.4.2)}$$

Avec :  $\mu_c$  : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$Q_u$  : charge de calcul a l'ELU pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier, avec h = 90cm.

$$\mu_c = (a+b+2h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 2 \times (0.65 + 0.65 + 2 \times 0.9) \Rightarrow \mu_c = 6.2m.$$

$$Q_u = 2600.434KN < 0.045 \times 6.2 \times 0.9 \times (25/1.5) = 4185KN \dots \dots \dots C'est vérifiée$$

✓ Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

➤ Partie une:

$$I_x = 3159.35m^4, Y_G = 10.65m.$$

$$I_y = 4653.53 m^4, X_G = 6.79m.$$

$$N_1' = N + P + \text{Poids des terres} \Rightarrow N_1' = 44304.54 + 256.58 (25 \cdot 0.40 + 20 \cdot 2) \Rightarrow N_1' = 58133.54KN$$

Avec :  $P = \gamma_b \times h_0 \times S$  c'est le poids propre de radier.

$$\text{Poids des terres} = \gamma_h \cdot S \cdot H \quad \gamma_h = 20KN/m^3$$

Avec  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

✓ Sens X-X :  $N_1' = 58133.54KN$  et  $M_{x1} = 17861.11KN.m$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.286MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.166MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.256MPa > \overline{\sigma_s} = 0.2MPa \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.}$$

A cet effet, nous avons prévu un débord minimum.

$$D \geq \max ( h_t/2 , 30cm) \text{ ou } h_t = 90cm. \text{ On prend } D = 1m.$$

$$I_x = 4983.92m^4, Y_G = 10.65m.$$

$$I_y = 5396.16 m^4, X_G = 7.80m.$$

$$N_1' = N + P + \text{Poids des terres} \Rightarrow N_1' = 44304.54 + 299.18 \cdot 25 \cdot 0.40 + 256.58 \cdot 20 \cdot 1.5 \Rightarrow N_1' = 54993.8KN$$

✓ Sens X-X :  $N_1' = 54993.8KN$  et  $M_{x1} = 17861.11KN.m$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.218MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.140MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.198MPa < \overline{\sigma_s} = 0.2MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

✓ Sens Y-Y :  $N_1' = 54993.8\text{KN}$ ;  $M_{y1} = 30354.25\text{KN.m}$ .

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.188\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.179\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.185\text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 0.2\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ Partie deux:

$$I_x = 6535.83\text{m}^4, Y_G = 9.68 \text{ m.}$$

$$I_y = 8561.98 \text{ m}^4, X_G = 8.14\text{m.}$$

$$N_2' = N + P + \text{Poids des terres} \Rightarrow N_2' = 34989.32 + 365.01(25 \times 0.40 + 20 \times 2.5) \Rightarrow N_2' = 56889.92\text{KN}$$

Avec :  $P = \gamma_b \times h_0 \times S$  c'est le poids propre de radier.

$$\text{poids des terres} = \gamma_h \times S \times H \quad \gamma_h = 20\text{KN/m}^3$$

Avec  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

✓ Sens X-X :  $N_2' = 56889.92\text{KN}$  et  $M_{x2} = 37589.94\text{KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.211\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.100\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.183\text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 0.2\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

✓ Sens Y-Y :  $N_2' = 56889.92\text{KN}$ ;  $M_{y2} = 33123.19\text{m}$ .

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.187\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.124\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.171\text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 0.2\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min [0.1 \times f_{c28}; 4\text{MPa}] = 2.5\text{MPa.}$$

$$V_u = \frac{Nu \times L_{\max} \times b}{2S}$$

➤ Partie une :

$$V_u = \frac{54993.8 * 5.5 * 1}{2 * 299.18} = 505.5 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{505.5}{1 * 0.72} * 10^{-3} = 0.70 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ Partie deux :

$$V_u = \frac{56889.92 * 5.5 * 1}{2 * 365.01} = 428.61 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{505.5}{1 * 0.72} * 10^{-3} = 0.595 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le **RPA9 (article 10.1.5)**, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

➤ Partie une

✓ **sens X-X** :  $e = \frac{17861.11}{58133.54} \Rightarrow e = 0.30 \text{m} < \frac{14.6}{4} = 3.65 \text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$

✓ **sens Y-Y** :  $e = \frac{30354.25}{58133.54} \Rightarrow e = 0.57 \text{m} < \frac{21.3}{4} = 5.32 \text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$

➤ Partie deux

✓ **sens X-X** :  $e = \frac{37589.94}{56889.92} \Rightarrow e = 0.64 \text{m} < \frac{17.4}{4} = 4.35 \text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$

✓ **sens Y-Y** :  $e = \frac{33123.19}{56889.92} \Rightarrow e = 0.56 \text{m} < \frac{21.3}{4} = 5.32 \text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique :**

Nous devons vérifier le bâtiment au soulèvement sous l'effet de la sous-pression même si le rapport do sol n'indique pas la présence d'une nappe d'eau phréatique.

Il faut assurer que :  $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Partie une:

Avec

$N = 58133.54 \text{ KN.}$

$F_s$  : coefficient de sécurité ( $F_s = 1.5$ ).

$H$  : la hauteur d'ancrage du radier ( $H = 2 \text{m}$ ).

$S_{rad}$  : Surface totale du radier ( $S_{rad} = 299.18 \text{m}^2$ ).

$\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$  (poids volumique de l'eau).

$N \geq 1.5 \times 2 \times 299.18 \times 10 = 8975.4 \text{KN}$  ..... vérifiée.

Partie deux:

Avec

$N = 56889.92 \text{ KN}$ .

$F_s$ : coefficient de sécurité ( $F_s = 1.5$ ).

$H$ : la hauteur d'ancrage du radier ( $H = 2\text{m}$ ).

$S_{rad}$ : Surface totale du radier ( $S_{rad} = 365.01 \text{m}^2$ ).

$\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$  (poids volumique de l'eau).

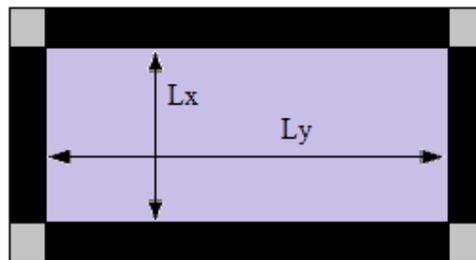
$N \geq 1.5 \times 2.5 \times 365.01 \times 10 = 13687.875 \text{KN}$  ..... vérifiée

**VI.4.2. Ferrailage**

**VI.4.2.1. La dalle du radier**

La 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 les deux partie de radier.

$L_x = 3.50\text{m}; L_y = 4.35\text{m}$ .



**Fig. VI.4 :** Panneau de dalle sur quatre appuis.

➤ **Calcul des sollicitations**

➤ **Calcul a l'É.L.U**

$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0$

$N_u = 61882,089 \text{KN}$

$N_u$ : Effort normal (avec le poids du radier).

$G_0 = \rho * e + \gamma_h * h = 25 \times 0.4 + 20 * (2.5 - 0.4) = 52 \text{KN/m}^2$

$q_u = \frac{61882,089}{299.18} + 1.35 * 52 \Rightarrow q_u = 277.04 \text{KN / m}^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.8 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.  $\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases}$

[Annexe 2].

Sens x-x' :  $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0561 \times 277.04 \times (3.50)^2 = 190.39 KN.m$

Sens y-y' :  $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0.5959 \times 190.39 = 113.46 KN.m$

➤ **En travée**

Sens x-x' :  $M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 161.83 KN.m$

Sens y-y' :  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 96.44 KN.m$

➤ **En appui**

$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 95.2 KN.m$

Le ferrailage se fera pour une section  $(b \times h_r) = (1 \times 0.4) m^2$ . les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau .VI.1:** Résumé des résultats de ferrailage de radier.

		M(KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix par (m)	S <sub>t</sub> (cm)
<b>Sens X-X</b>	<b>Travée</b>	161.83	12.77	3.36	13.85	9HA14	10
	<b>Appui</b>	95.2	7.38	3.36	7.92	7HA12	15
<b>Sens Y-Y</b>	<b>Travée</b>	96.44	7.48	3.2	7.92	7HA12	15
	<b>Appui</b>	95.2	7.38	3.2	7.92	7HA12	15

➤ **Condition de non fragilité**

On calcule A<sub>min</sub> : On a des HA f<sub>e</sub>E400 ⇒ ρ<sub>0</sub> = 0.0008 ; h<sub>r</sub>=40cm ; b=100cm ; ρ = 0.9

$$\left. \begin{matrix} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 3.36cm^2 \\ A_{min}^y = 3.2cm^2 \end{cases}$$

On vérifie que  $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 3.2 > 0.84cm^2$  .....c'est vérifiée.

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa.$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 341.64KN$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times l_y}{2} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 177.95KN$$

$$\Rightarrow V_{max} = 341.64KN$$

$$\tau_u = \frac{361.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} \Rightarrow \tau_u = 0.95MPa < 1.25MPa \dots\dots\dots c'est vérifiée$$

pas de risque de cisaillement.

➤ Vérification à l'E.L.S

On doit vérifier que :  $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$ .

$$q_s = \frac{Ns}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{45304,537}{299.18} + 52 \Rightarrow q_s = 203.43KN$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.8 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0628 \\ \mu_y = 0.7111 \end{cases} \quad [\text{Annexe 2}].$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 156.50KN.m \\ M_{0y} = 111.28KN.m \end{cases}$$

➤ En travée

Sens x-x' :  $M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 133.025KN.m$

Sens y-y' :  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 94.6KN.m$

➤ En appui

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 78.25KNm$$

➤ Calcul de Y

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0$$

➤ Calcul de I

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

➤ Vérification de  $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

➤ Vérification de  $\sigma_s$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 * \eta\right) = 240MPa.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau .VI.2 :** Vérification des contraintes de radier.

Sens	M <sub>s</sub>	Valeurs (KNm)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> MPa	Observation	σ <sub>s</sub> (MPa)	Observation
x-x	M <sub>t</sub>	133.02	13.85	10.32	137347.31	9.99	vérifiée	373.06	Non vérifiée
	M <sub>a</sub>	78.25	7.92	8.13	110188.60	5.77		296.88	
y-y	M <sub>t</sub>	94.6	7.92	8.13	110188.60	6.98		358.90	
	M <sub>a</sub>	78.25	7.92	8.13	110188.60	5.77		296.88	

➤ **Remarque**

On remarque que la condition  $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$  n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section Tendu d'acier  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est à la contrainte limite de service  $\overline{\sigma_s}$ .

$$A = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_s} \times d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}, \quad \alpha = \sqrt{90\beta \frac{(1-\alpha)}{(3-\alpha)}}, \quad \beta = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_s} \times b \times d^2}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau .VI.3:** Résumé des résultats de ferrailage à ELS de radier.

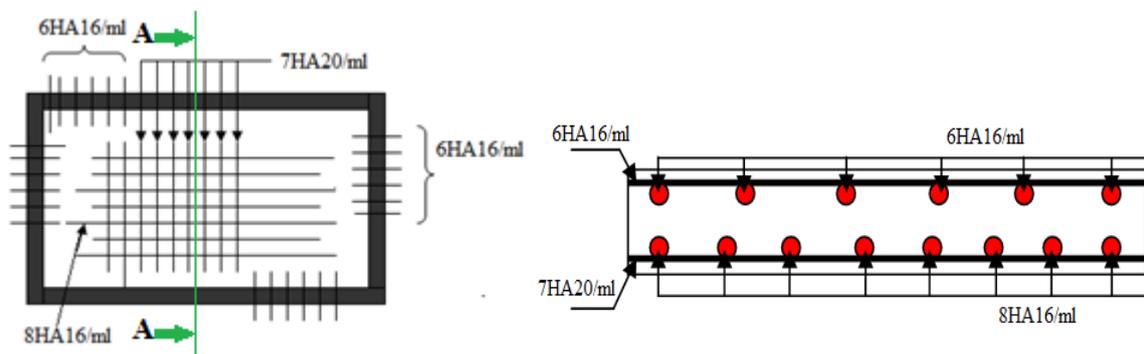
		M (KN.m)	$\beta (10^{-3})$	$\alpha$	$A_{calc}(cm^2)$	<b>Aadop(cm2/ml)</b>
<b>Travée</b>	<b>xx</b>	133.02	5.092	0.3376	20.65	<b>7HA20=21.99</b>
	<b>yy</b>	94.60	3.62	0.2918	14.43	<b>8HA16=16.08</b>
	<b>Appui</b>	78.25	2.995	0.2686	11.84	<b>6HA16=12.06</b>

➤ **Espacement des armatures**

Armatures //  $L_x$  :  $S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

Armatures //  $L_y$  :  $S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 13 \text{ cm}$

➤ **Schéma de ferrailage de radier**



**Fig.VI.5:** Schéma de ferrailage de la dalle de radier.

**VI.4.2.2. Calcul des nervures**

➤ **Les sollicitations sur les nervures**

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On à  $\rho = 0.8 \Rightarrow$  la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

➤ Estimation des charges revenant aux nervures et calcul des sollicitations

Pour simplifier les calculs on remplace les charges trapézoïdale et les charges triangulaire par des charges uniformément réparties.

Charges trapézoïdales	Charges triangulaires
$\begin{cases} q_M = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_V = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$	$q_M = q_V = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

Avec :

$q_M$  : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

$q_V$  : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même effort tranchant maximum que la charge réelle.

$l_{xd}$  : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

$l_{yd}$  : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

$l_{xg}$  : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

$l_{yg}$  : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

Pour la nervure de rive on divise la charge équivalente sur deux .

$$q_u = 277.04 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 203.43 \text{ KN} / \text{m}^2$$

➤ Moments aux appuis

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \text{ Avec :}$$

$$M_a = 0.15 \times M_0, \text{ avec : } M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

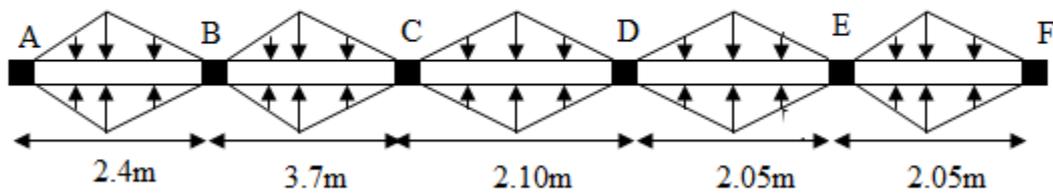
➤ **Moment en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{l}) + M_d(\frac{x}{l});$$

$$M_0(x) = \frac{p \times x}{2}(l - x) \text{ et } x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{p \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

➤ **Sens transversal (x-x)**



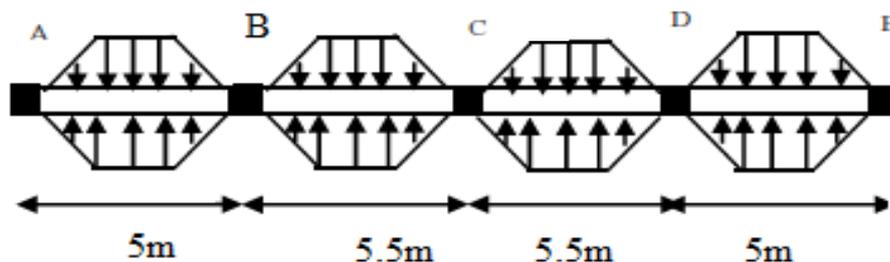
**Fig.VI.6 :** Charges transmises aux nervures sens x-x.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau .VI .4 :** Sollicitation à l'ELU de la nervure suivant le sens x-x.

Travée	$l_x$ (m)	$l'_x$ (m)	P (KN/m)	$M_d$ (KNm)		X (m)	$M_t$ (KNm)
				$M_g$	$M_d$		
A-B	2.40	2.40	443,26	29,92	523,49	1,942	175,83
B-C	3.70	2.96	683,37	523,49	495,99	1,823	302,05
C-D	2.10	1.68	387,86	495,99	124,35	0,411	456,76
D-E	2.05	1.64	378,62	124,35	119,80	1,017	119,70
E-F	2.05	1.64	378,62	119,80	21,83	0,852	96,48

➤ **Sens longitudinal (y-y)**



**Fig.VI.7 :** Charges transmises aux nervures sens y-y

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau .VI .5 : Sollicitation à l'ELU de la nervure suivant le sens y-y.

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)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	5	5	624,11	129,86	1721,14	3,65	47,66
B-C	5.5	4.40	686,52	1721,14	1592,22	2,67	1043,78
C-D	5.5	4.40	686,52	1592,22	1721,14	2,83	938,30
D-E	5	5	624,11	1721,14	129,86	1,35	1225,36

➤ **Ferrailage**

Le ferrailage se fera pour une section en Tté en flexion simple.

$h=0.9m ; h_0=40cm ; b_0=65 cm ; d=85 cm.$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10} ; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{5.5}{10} ; \frac{3.7}{2})$

$b_1 \leq \min(55;185)$

Soit :  $b_1 = 45cm$

Donc  $b=2*b_1+b_0=155cm$

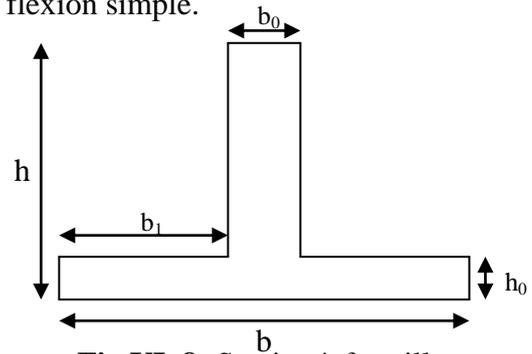


Fig.VI .8: Section à ferrailer.

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau. VI.6 : section des armatures de ferrailage des nervures de radier.

		M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )
X-X	Travée	456,76	13.31	29.25	2(5HA20)=31.42
	appuis	-523,49	15.33		2(5HA20)=31.42
Y-Y	Travée	1225,36	37.46	29.25	2(5HA25)=49.09
	appuis	-1721,14	54.52		5HA32+5HA20=55.92

➤ **Vérification a L'ELU**

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min [0.1 * f_{c28} ; 4MPa]=2.5MPa.$

$V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{max} = 1364.29KN.$

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 1.035MPa < 2.5MPa.....vérifiée$

➤ **Armatures transversales**

$\phi_t \leq \min(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l) = \min(2.57;6.5;1.6) = 16mm$  Soit  $\phi_t = 10mm.$

- Espacement des aciers transversaux
- Condition de RPA

A partir de l'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respectées les conditions suivantes :

- Zone courante :  $St \leq h/2 = 40\text{cm}$
- Zone nodale :  $St \leq \min (h/4; 12 ; \Phi_l) = 20\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- Zone courante :  $St = 15\text{cm}$
- Zone nodale :  $St = 10\text{cm}$

- Vérification a L'ELS
- Vérification des contraintes

Il faut vérifier que :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 * \eta\right) = 240\text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \qquad \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau.VI.7** : Vérification des cntraintes dans le béton et dans l'acier.

Sens	Momen ts	Valeurs (KNm)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_s$ (MPa)	Obs.
x-x	$M_t$	335.41	19.89	2404538,57	2,77	vérifiée	142,51	vérifiée
	$M_a$	-384.40	19.89	2404538,57	-3,18		163,33	
y-y	$M_t$	899.78	24.06	3730511,55	6,27		220.47	Non
	$M_a$	-1263.83	25.40	4134267,10	-8,39		273.29	vérifiée

On remarque que la condition  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  dans le sens y-y n'est pas vérifiée, donc il faut recalculer la section d'acier tendus  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service  $\bar{\sigma}_s$ . On recalcule à l'ELS.

$$A = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}, \quad \alpha = \sqrt{90\beta \frac{(1-\alpha)}{(3-\alpha)}}, \quad \beta = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} \dots \text{cahiers de cours de cursus.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .VI.8: Résultats de ferrailage à ELS des nervures.

Sens		M (KN.m)	$\beta$ ( $10^{-3}$ )	$\alpha$	$A_{calc}$ (cm <sup>2</sup> )	Aadop(cm2/ml)
y.y	Appui	-1263.83	4.53	0.40	69.05	8T32+2T20=70.62

➤ Schema de ferrailage des nervures

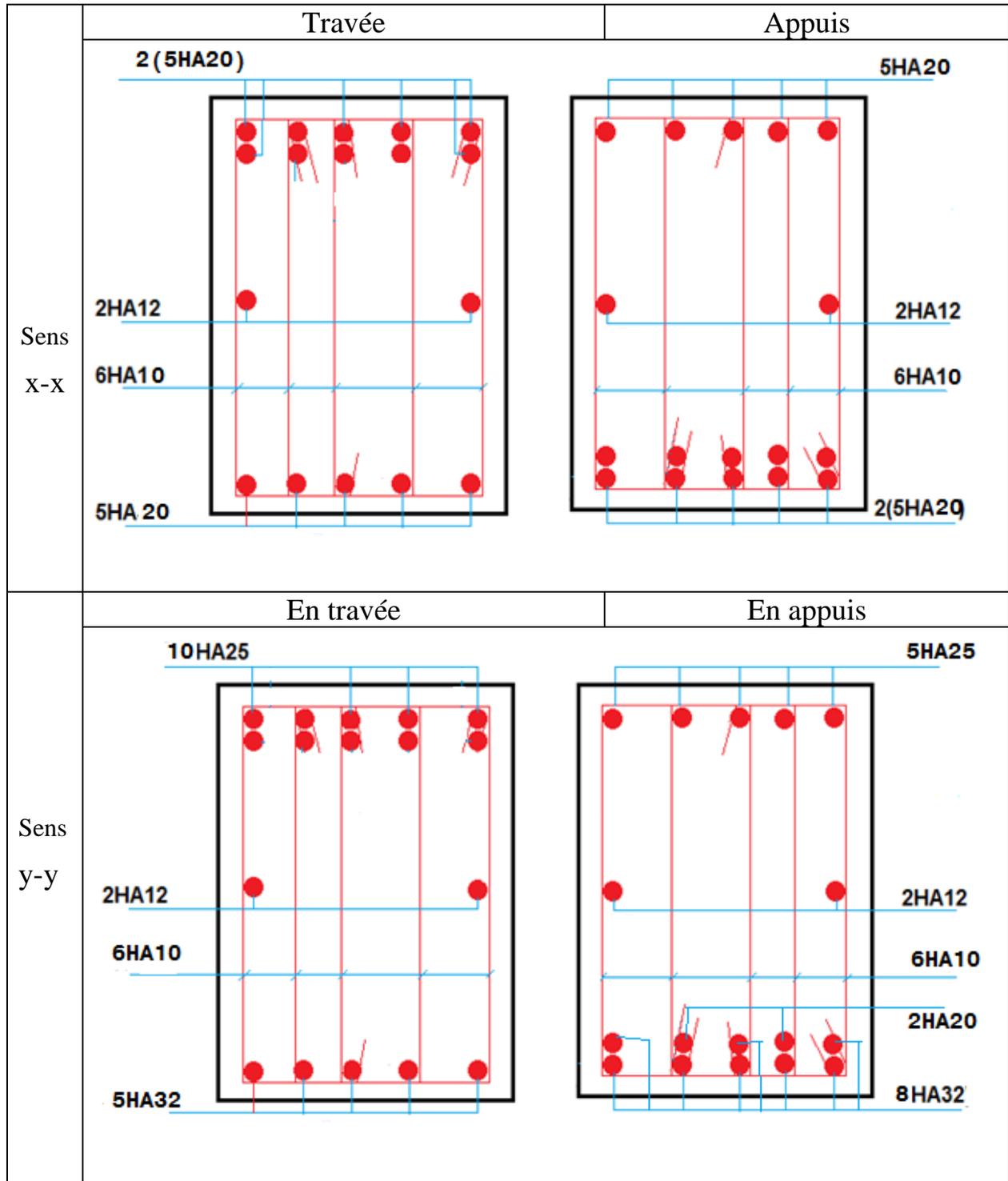


Fig.VI.9 : Schéma de ferrailage des nervures

VI.5.Ferraillage du débord

Le débord est assimilé à une console de 50cm de largeur soumis à la flexion simple.

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{2} = 277.04 \times \frac{1^2}{2} = 138.52 \text{ KN.m}$$

$$D=100\text{cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 5.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_s=101.72 \text{ KN.m}$$

$$y=9.90 \text{ cm}$$

$$I=175183.75 \text{ cm}^4$$

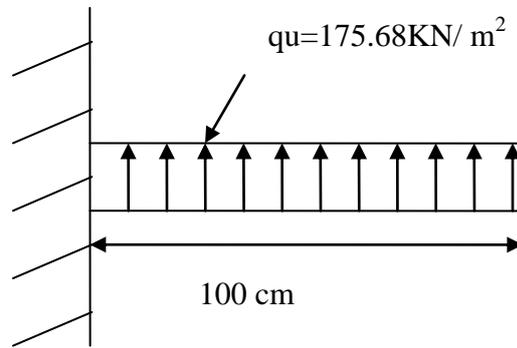


Fig. VI.10 : Schéma statique du débord.

Le calcul du ferraillage et les vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau .VI. 9: Section d'armatures du débord et vérification des contraintes.

q <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)
175.68	138.52	9.36	5.18	6T16=12.06	5.75	236.03	15	240

➤ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

Sachant que :

$$V_u = q_u \times L = 277.04 \times 1 = 277.04 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{277.04 \times 10^{-3}}{1 \times 0.37} = 0.75 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Schéma de ferraillage du débord.

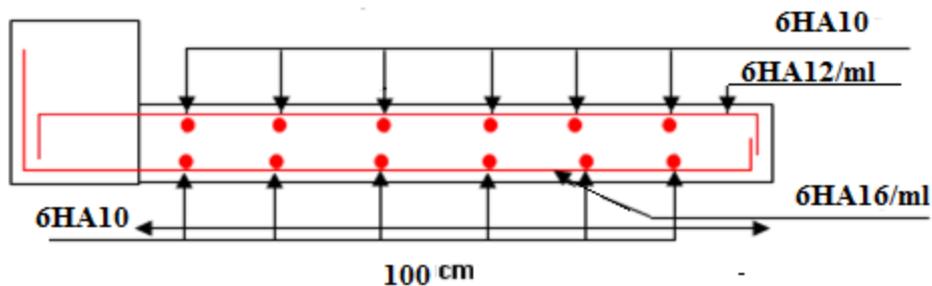


Fig. VI.11: Schéma de ferraillage du débord.

VI.6. Etude du mur de soutènement

Au niveau de l'infrastructure, un mur de soutènement est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile sera calculé comme un plancher encasté au niveau de la semelle (radier). Ce mur doit satisfaire les exigences minimales du RPA suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15cm
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le mur ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

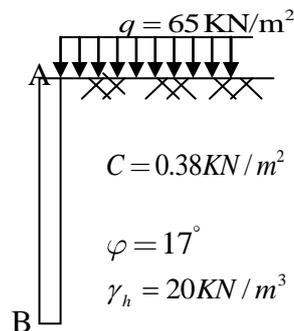


Fig. VI.12 : Schéma du mur

Pour notre cas le mur est soumis à la poussée des terres et la surcharge (q) qui est due au poids de la route qui passe juste à côté de la structure. Elle est estimée selon le **DTR (charges permanentes et surcharges d'exploitations)** à 65KN/m<sup>2</sup>

Selon le rapport du sol, les caractéristiques du sol de l'assise de notre structure sont :

- L'angle de frottement interne :  $\varphi = 17^\circ$
- La cohésion :  $C = 0.38KN / m^2$
- Poids volumique des terres :  $\gamma_h = 20KN / m^3$

VI.6.1. Détermination des contraintes :

➤ **Evaluation des charges et surcharges :** Le mur de soutènement est soumis à :

✓ **La poussée des terres :**

$$G = h \times (\gamma \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 \times c \times tg(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$G = 4.48 \times (20 \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{17^\circ}{2})) - 2 \times c \times tg(\frac{\pi}{4} - \frac{17^\circ}{2}) \Rightarrow G = 46.29KN / m^2$$

✓ **Surcharge accidentelle :** q = 65 KN/m<sup>2</sup>

$$Q = q * tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow Q = 65 \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{17^\circ}{2}) \Rightarrow Q = 35.60KN / m^2$$

➤ Ferrailage du mur

Le mur sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée.

➤ A L'E.L.U

$$\sigma_{\max} = 1.5 Q + 1.35 G = 142.59 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5 Q = 53.4 \text{ KN/m}^2$$

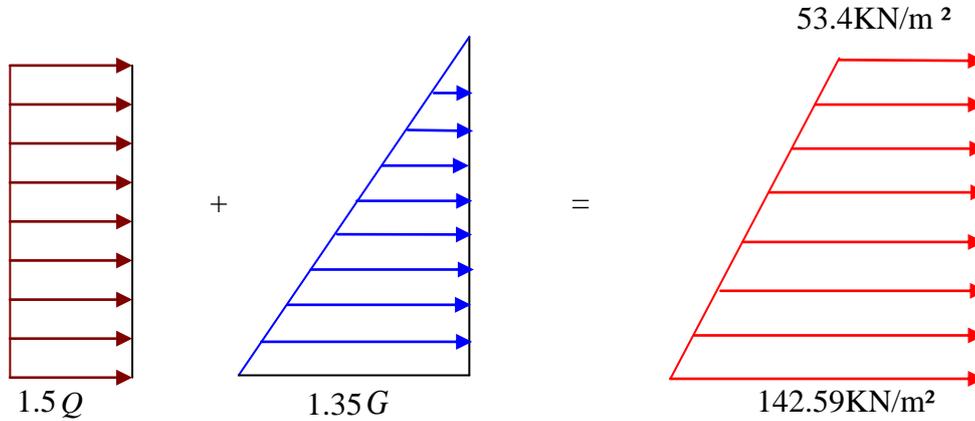


Fig.VI.13 : Diagramme des contraintes.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 120.29 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{\text{moy}} = 120.29 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.5 \text{ m}; L_y = 4.48 \text{ m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}$$

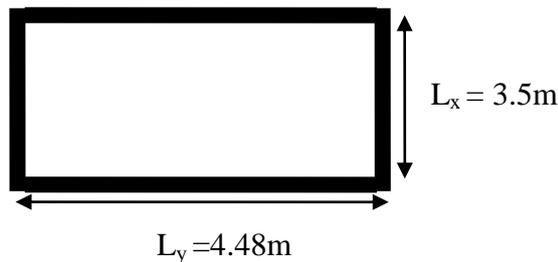


Fig. VI.14 : Le panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.78 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u; \quad M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0.67 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 0.5608 \end{cases} \quad \text{Annexe 2}$$

$$M_{0x} = 86.05 \text{ KN} \times \text{m}; \quad M_{0y} = 48.26 \text{ KN} \times \text{m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 73.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 41.02 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_{0x} = -43.03 \text{ KN.m}$$

Tableau.VI.10 : Section des armatures du mur de soutènement.

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Travée	XX	73.15	0.1811	0.2517	0.1619	12.99	2	7HA16=14.07	15
	YY	41.02	0.1015	0.1341	0.1703	6.93		7HA12=7.92	15
Appui	XX YY	43.03	0.1065	0.1411	0.170	7.30	2	7HA12=7.92	15

Vérifications à l'E.L.U

Avec  $A_{min} = 0.1\% b \times h$  .....condition exigée par le RPA.

➤ Les espacements

Armatures //  $L_x$  :  $St \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Armatures //  $L_y$  :  $St \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que  $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$ , fissuration nuisible.

$$V_{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \cdot \frac{l_y^2}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{120.29 \times 3.5}{2} \cdot \frac{4.48^2}{3.5^4 + 4.48^4} = 7.64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{7.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} \Rightarrow \tau_u = 0.048 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

a) A L'E.L.S :

$$\sigma_{max} = Q + G = 81.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 35.60 \text{ KN/m}^2$$

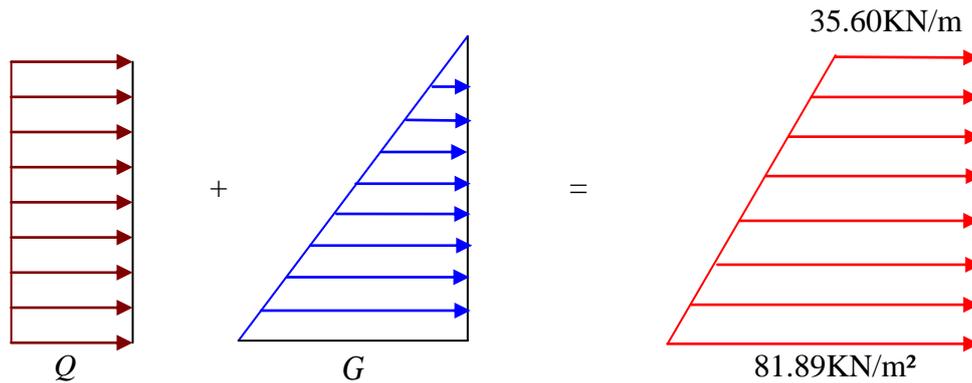


Fig .VI.15 : Répartition des contraintes sur le mur a l'ELS.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 70.32 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow q_s = \sigma_{moy} = 70.32 \text{ KN / m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.5 \text{ m}; L_y = 4.48 \text{ m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.78 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u; \quad M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0.78 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0650 \\ \mu_y = 0.6841 \end{cases} \quad \text{Annexe 2}$$

$$M_{0x} = 55.98 \text{ KN} \times \text{m}; \quad M_{0y} = 38.30 \text{ KN} \times \text{m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 32.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 47.58 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_{0x} = -27.99 \text{ KN.m}$$

**Tableau .VI.11 :** Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs	σ <sub>s</sub> (MPa)	Obs
Sens xx	En travée	47.58	14.07	6.37	53601.58	5,65	Vérifiée	128.22	Vérifiée
	En appuis	27.99	7.92	5.09	30221.30	4.71	Vérifiée	151.57	Non Vérifiée
Sens yy	En travée	32.55	7.92	5.09	30221.30	5,48	Vérifiée	176.26	Non Vérifiée
	En appuis	27.99	7.92	5.09	30221.30	4.71	Vérifiée	151.57	Non Vérifiée

On remarque que la condition  $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$  dans le sens x-x en appui et y-y n'est pas vérifiée. Donc il faut redimensionner la section d'acier tendus A<sub>s</sub> en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service  $\overline{\sigma_s}$ .

$$A = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_s} \times d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_s} \times b \times d^2}; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \frac{(1 - \alpha)}{(3 - \alpha)}}$$

Le nouveau ferrailage adopté est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau .VI.12 :** Section des armatures à ELS.

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	β	α	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
Sens xx	En appuis	28.44	4.56*10 <sup>-3</sup>	0.33	8.19	7HA14=10.78
Sens yy	En travée	26.44	5.30*10 <sup>-3</sup>	0.35	9.60	7HA14=10.78
	En appuis	28.44	4.56*10 <sup>-3</sup>	0.33	8.19	7HA14=10.78

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Les deux nappes sont liées par quatre épingles /m<sup>2</sup> de diamètre φ6

VI.6.3. Schéma de ferrailage du mur de soutènement :

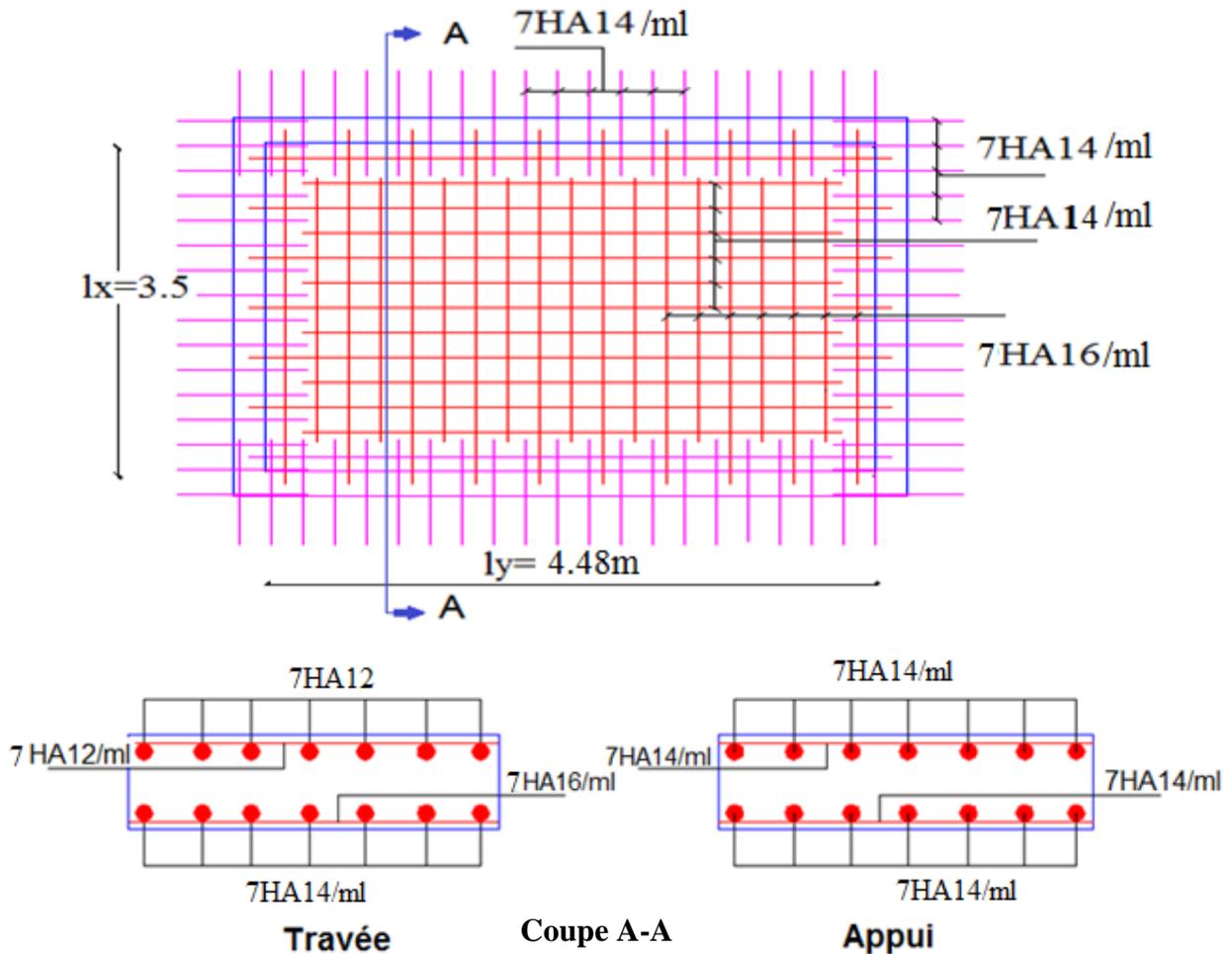


Fig.VI.16 : Schéma de ferrailage de mur de soutènement.

VI.7. Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'argumentations techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre projet, vue la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles filantes, le radier est le type de fondation le plus adéquat.

# ***CONCLUSION***

# *Conclusion*

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- ✚ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influencent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- ✚ La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- ✚ La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel SAP2000, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- ✚ La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales n'est satisfaite qu'après le redimensionnement des éléments structuraux et la diminution de l'épaisseur des voiles à partir de RDC.
- ✚ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- ✚ Après l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie.
- ✚ Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- ✚ Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qu'est très important.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Enfin, notre souhait le plus cher est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

# ***Bibliographie***

[1] Document technique réglementaire DTR BC 2 48 « Règles parasismiques Algériennes; RPA99/version 2003 ».

[2] BAEL91 « Béton armé aux états limites; édition Eyrolles troisième tirage 1997 ».

[3] CBA 93 « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».

[4] DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».

[5] D.T.R. BC 2.33.1 « Méthodes de calcul des fondations superficielles ».

Autres documents consultés :

Cahiers de cours de cursus.

Mémoires de fin d'études.

## **Logiciels**

- Logiciel SAP 2000.V14.
- Logiciel Socotec.

# ***ANNEXES***

# Annexe 1

## Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left( \frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$$

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

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

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left( \frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

## 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	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
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	0.0956	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	0.4065	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 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 4

## Caractéristiques générales

Installation

en simplex  
pour les dispositions  
en batteries  
consulter la table T31  
simple accès  
255 cm

Utilisation

collective (sécurité  
sélective, à analyse  
permanente de trafic,  
à ouverture centrale  
trafic intense)

Nombre de faces de service  
Distance mini entre niveaux

Portes automatiques

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN			
	largeur BO	prof. TO	hauteur HO		TRI 220 V		TRI 380 V			cuivres	local des machines		
					In	Id	In	Id		FC	DM	PM	
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	480	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
520		260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33500	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	36000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540		260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	5000
590		260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000



Le présent document est distribué par le Comité National de Liaison des Handicapés (CNLH) - 10, rue de la République, 92000 Nanterre. Les espaces sont réservés à la Norme NF P 81-201 et sont destinés aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le copié d'un document général. S'agit-il d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre Correspondant Schneider cabinet.

# Annexe 5

## Performances & Raffinement

### Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes  
machinerie supérieure  
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre révolutions/mot	Course max. en m	Dimensions de cabine	Passage libre de port	Dimensions de gaine	Profondeur de cuvette											
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	(2) HSG											
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140										
					Dy S	80 x 200	180 x 210	135	140										
					ACVF	80 x 200	180 x 210	135	140										
	1,50					Dy S	80 x 200	180 x 210	150	160									
						ACVF	80 x 200	180 x 210	150	160									
1000 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140										
					Dy S	110 x 210	240 x 230	140	140										
					ACVF	110 x 210	240 x 230	140	140										
					1,50					Dy S	110 x 210	240 x 230	155	160					
										ACVF	110 x 210	240 x 230	155	160					
	2,50					Dy MV	110 x 210	240 x 230	180	220									
						TD 2	110 x 210	240 x 230	180	220									
						4,00					TD 2	110 x 210	240 x 230	220					
											1,00	2 v	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
															Dy S	110 x 210	260 x 230	140	160
															ACVF	110 x 210	260 x 230	140	160
1,50					Dy S										110 x 210	260 x 230	155	160	
					ACVF										110 x 210	260 x 230	155	160	
2,50					Dy MV	110 x 210	260 x 230	180	220										
					TD 2	110 x 210	260 x 230	180	220										
					4,00					TD 2	110 x 210	260 x 230	320						
										1,00	2 v	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160	
														Dy S	110 x 210	260 x 260	140	160	
														ACVF	110 x 210	260 x 260	140	160	
1,50														Dy S	110 x 210	260 x 260	155	160	
														ACVF	110 x 210	260 x 260	155	160	
2,50					Dy MV	110 x 210	260 x 260	180	220										
					TD 2	110 x 210	260 x 260	180	220										
					4,00					TD 2	110 x 210	260 x 260	320						
										1,00	2 v	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	280 x 260	140	160	
														Dy S	110 x 210	280 x 260	140	160	
														ACVF	110 x 210	280 x 260	140	160	
1,50														Dy S	110 x 210	280 x 260	155	160	
														ACVF	110 x 210	280 x 260	155	160	
2,50					Dy MV	110 x 210	280 x 260	180	220										
					TD 2	110 x 210	280 x 260	180	220										
					4,00					TD 2	110 x 210	280 x 260	320						
										1,00	2 v	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	300 x 260	140	160	
														Dy S	110 x 210	300 x 260	140	160	
														ACVF	110 x 210	300 x 260	140	160	
1,50														Dy S	110 x 210	300 x 260	155	160	
														ACVF	110 x 210	300 x 260	155	160	
2,50					Dy MV	110 x 210	300 x 260	180	220										
					TD 2	110 x 210	300 x 260	180	220										
					4,00					TD 2	110 x 210	300 x 260	320						

Notes: toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Les profondeurs de cuvette et hauteur sont données en fonction de la vitesse. (2) Envolée: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dérivation à traction contrôlée de vitesse. (3) Les profondeurs de cuvette et hauteur sont données en fonction de la vitesse. (4) ACVF = Variation continue de fréquence. (5) Dy MV = Dérivation à traction contrôlée de vitesse. (6) TD 2 = Traction à deux vitesses. (7) La puissance est calculée selon la norme CEI 60909. (8) HSG = Hauteur de la gaine.

## Annexe 6

**Tableau des Armatures  
(en Cm<sup>2</sup>)**

<b>Ø</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

*PLANS*  
*D'ARCHITECTUE*

## Résumé

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment multifonctionnel (R+9+Entre sol) qui regroupe des commerces et logements d'habitation, contreventé par une structure mixte.

Dans notre étude, en plus des calculs statiques qui sont l'objet des trois premiers chapitres, nous avons entamés dans le chapitre quatre la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement, on a constaté au cours de notre étude que l'introduction des escaliers influe sur le comportement de la structure (ils engendrent des effets de torsion).

Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/version 2003), sa réponse est calculée avec le logiciel SAP 2000.V14.

Le calcul du ferrailage des éléments structuraux (principaux) est exposé au chapitre cinq.

En dernier lieux, le calcul de l'infrastructure qui est l'objet du chapitre six.