



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

## Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de  
Master en Génie Civil

## Thème

**Etude d'un Hôtel en R+8 avec sous-sol en béton armé**

**Présenté par :**

*M<sup>elle</sup>* Kherfallah Célia

*M<sup>elle</sup>* Guendouzen Nadia

**Encadré par :**

M Bourouba Abdelhalim

**Membre de jury :**

M Chellouah

*M<sup>elle</sup>* Guenounou

## *REMERCIEMENTS*

Tout d'abords, nous remercions dieu, le généreux, qui a enseigné à l'homme ce qu'il ne savait pas et aussi de nous avoir donné la force afin d'accomplir ce modeste travail de recherche de près de cinq ans.

Aux membres du jury, qu'ils trouvent ici le témoignage de nos vifs remerciements pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant d'apporter leurs jugements sur ce travail.

On adresse notre profonde reconnaissance à Monsieur **BOUROUBA ABDELHALIM**, qu'il trouve ici notre profonde gratitude et nos sincères remerciements d'avoir accepter de nous encadrer, ainsi que pour l'aide qu'il nous a apporté afin de réaliser ce travail.

A madame **OUARI NADIA**, à qui nous adressons un remerciement spécial et sincère, pour son soutien moral pour surmonter bon nombre de difficultés, sa collaboration et son aide illimitée, tout au long de notre parcours. Elle a su nous prodiguer, à tout instant, conseils et encouragements.

Aussi, nous tenons à remercier chaleureusement Mr **ALLAOUA ACHOUR** (ingénieur d'état en bâtiment) de nous avoir fourni une aide précieuse et grandiose grâce à sa grande expérience pour arriver à terme de à notre projet.

Nos remerciements les plus chaleureux à tous ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

# DEDICACES

*Vous m'avez donné la vie, la tendresse et le courage pour réussir tout ce que je  
peux vous offrir ne pourra exprimer l'amour et la reconnaissance que je vous  
porte. En témoignage :*

*Je vous dédie le fruit de ce présent labeur et cet humble travail en signe de  
reconnaissance et respect :*

*A vous mes **chers parents**, toujours prêts à satisfaire mes droits d'études, qui  
ont toujours su inventer des petites astuces pour adoucir les mauvais moments.*

*A mes deux sœurs : **MELISSA ET SARAH**, en témoignage de leur fraternité avec  
mes souhaits de bonheur, de santé et de succès et à tous les membres de ma très  
chère famille : mon adorable oncle **RAFIK** et sa **petite famille**, toutes mes  
**précieuses tantes** et **leurs enfants** sans oublier les **cousins** et **cousines**.*

*A mes chers **grands parents** fidèles à leur sincérité, gentillesse, amour et  
tendresse, qui m'ont éternellement soutenu durant tout mon parcours parsemé de  
pétales et de roses, grâce à Dieu*

*A mon cher fiancé **BADIS**, pour sa gentillesse, sa fidélité, son amour, sa sincérité et  
aussi son soutien quotidien durant ce long parcours et qui a su me combler afin  
de réaliser cet objectif qui m'est cher au cœur.*

*A mes chères amies **SARAH, KAHINA** et **NADIA** qui m'ont épaulé durant cette  
épreuve, en restant toujours à l'écoute.*

*Célia*

# DEDICACES

*Je dédie ce présent et modeste travail :*

*A mes très chers parents*

*Ceux qui m'ont tout donné sans rien au retour; Tant d'affection et d'amour ; Ce  
n'est que grâce à leur soutien que ce travail a vu le jour ;*

*Que Dieu vous protège et vous accorde une longue vie pleine de santé et de  
bonheur*

*À mes adorables sœurs*

*Sarah, Kenza, Cilina, et surtout à la petite Katia*

*A toute ma grande famille*

*Cousins, cousines, oncles*

*A toutes mes chères amies*

*Biba, Siham, Célia , Lili et en particulier à Tina qui a été toujours à mes cotés et qui  
m'a toujours encouragé*

*A mon cher fiancé*

*Sofiane pour son soutien et ses conseils précieux et qui m'encourage toujours à  
allée plus loin.*

*Nadia*

## Liste des figures

|                                                                                                                     |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>Figure II.1.</b> Plancher à corps creux.                                                                         | 9   |
| <b>Figure II.2.</b> Disposition des poutrelles.                                                                     | 10  |
| <b>Figure II.3.</b> Coupe transversal d'une poutrelle.                                                              | 11  |
| <b>Figure II.4.</b> Dalle sur deux appuis.                                                                          | 12  |
| <b>Figure II.5.</b> Dalle sur quatre appuis.                                                                        | 12  |
| <b>Figure II.6.</b> Dalle sur trois appuis.                                                                         | 12  |
| <b>Figure II.7.</b> Hauteur libre d'étage.                                                                          | 14  |
| <b>Figure II.8.</b> Vue en plan d'un voile.                                                                         | 15  |
| <b>Figure II.9.</b> Schémas de l'escalier.                                                                          | 16  |
| <b>Figure II.10.</b> Escalier du 1 <sup>er</sup> étage.                                                             | 17  |
| <b>Figure II.11.</b> Plancher terrasse inaccessible.                                                                | 20  |
| <b>Figure II.12.</b> Plancher étage courant.                                                                        | 21  |
| <b>Figure II.13.</b> Acrotère de type 1.                                                                            | 24  |
| <b>Figure II.14.</b> Acrotère de type 2.                                                                            | 24  |
| <b>Figure III.1.</b> Disposition des poutrelles.                                                                    | 38  |
| <b>Figure III.2.</b> Coupe transversale d'une poutrelle.                                                            | 39  |
| <b>Figure III.3.</b> Evaluation des efforts tranchants.                                                             | 42  |
| <b>Figure III.4.</b> Coupe longitudinale du schéma de ferrailage de la poutrelle de type 1.                         | 64  |
| <b>Figure III.5.</b> Vue en plan de l'escalier à trois volées.                                                      | 65  |
| <b>Figure III.6.</b> Schémas statique de la volée.                                                                  | 65  |
| <b>Figure III.7.</b> Schémas de ferrailage de la volée 1 de l'escalier type 1 (Sous sol).                           | 70  |
| <b>Figure III.8.</b> Schémas statique de la volée 2 l'escalier type 1 (Sous sol).                                   | 71  |
| <b>Figure III.9.</b> Schémas de ferrailage de la volée 2 de l'escalier type 1 (Sous sol).                           | 73  |
| <b>Figure III.10.</b> Schémas statique de la volée 3 de l'escalier type 1 (Sous sol).                               | 73  |
| <b>Figure III.11.</b> Schémas de ferrailage de la volée 3 l'escalier type 1 (Sous sol).                             | 76  |
| <b>Figure III.12.</b> Schémas statique de la volée 1 et 2 de l'escalier type 2 (RDC et 1 <sup>er</sup> étage).      | 77  |
| <b>Figure III.13.</b> Schémas de ferrailage de la volée 1 et 2 de l'escalier type 2 (RDC et 1 <sup>er</sup> étage). | 80  |
| <b>Figure III.14.</b> Schémas statique de la poutre brisée.                                                         | 81  |
| <b>Figure III.15.</b> Schémas de ferrailage de la poutre brisée.                                                    | 85  |
| <b>Figure III.16.</b> Schémas statique de la poutre palière.                                                        | 86  |
| <b>Figure III.17.</b> Schémas de ferrailage de la poutre palière.                                                   | 90  |
| <b>Figure III.18.</b> Dalle sur deux appuis (D1).                                                                   | 92  |
| <b>Figure III.19.</b> Schémas de ferrailage de la dalle (D1) sur deux appuis.                                       | 94  |
| <b>Figure III.20.</b> Dalle (D2) sur quatre appuis.                                                                 | 95  |
| <b>Figure III.21.</b> Schémas de ferrailage de la dalle (D2) sur quatre appuis.                                     | 98  |
| <b>Figure III.22.</b> Dalle sur trois appuis.                                                                       | 99  |
| <b>Figure III.23.</b> Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.                                            | 102 |
| <b>Figure III.24.</b> Disposition des chainages.                                                                    | 103 |
| <b>Figure III.25.</b> Schéma statique de la poutre de chaînage.                                                     | 104 |
| <b>Figure III.26.</b> Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.                                                | 107 |

|                                                                                         |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>Figure III.27.</b> Acrotère de type 1.                                               | 108 |
| <b>Figure III.28.</b> Acrotère de type 2.                                               | 108 |
| <b>Figure III.29.</b> Section à ferrailler.                                             | 111 |
| <b>Figure III.30.</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère type1 (terrasse accessible).   | 114 |
| <b>Figure III.31.</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère type2 (terrasse inaccessible). | 120 |
| <b>Figure.III.32.</b> Cage des ascenseurs.                                              | 121 |
| <b>Figure III.33.</b> Schéma représentant la surface d'impact.                          | 125 |
| <b>Figure III.34.</b> Calcul du périmètre de la feuille moyenne.                        | 125 |
| <b>Figure III.35.</b> Schéma de ferraille de la dalle de l'ascenseur.                   | 130 |
| <b>Figure IV.1.</b> Disposition des voiles.                                             | 133 |
| <b>Figure IV.2.</b> 1 <sup>er</sup> Mode de vibration (Translation selon l'axe x-x).    | 135 |
| <b>Figure IV.3.</b> 2 <sup>eme</sup> Mode de vibration (Translation selon l'axe y-y).   | 135 |
| <b>Figure IV.4.</b> 3 <sup>eme</sup> Mode de vibration (torsion autour de l'axe z-z).   | 136 |
| <b>Figure IV.5.</b> 1 <sup>er</sup> Mode de vibration (Translation selon l'axe x-x).    | 143 |
| <b>Figure IV.6.</b> 2 <sup>eme</sup> Mode de vibration (Translation selon l'axe y-y).   | 143 |
| <b>Figure IV.7.</b> 3 <sup>eme</sup> Mode de vibration (torsion autour de l'axe z-z).   | 144 |
| <b>Figure V.1.</b> Zone nodale.                                                         | 151 |
| <b>Figure V.2.</b> Section d'un poteau.                                                 | 155 |
| <b>Figure V.3 :</b> La zone nodale.                                                     | 159 |
| <b>Figure V.4 :</b> Schéma de ferrailage du voile $V_Y$ .                               | 177 |
| <b>Figure V.5 :</b> Coupe A-A du schéma de ferrailage du voile $V_Y$ .                  | 177 |
| <b>Figure VI.1 :</b> Schémas d'une dalle sur quatre appuis.                             | 183 |
| <b>Figure VI.2 :</b> Schémas de ferrailage du radier.                                   | 186 |
| <b>Figure VI.3 :</b> Schéma des lignes de ruptures dans le radier.                      | 187 |
| <b>Figure VI.4 :</b> chargement de la nervure intermédiaire dans le sens y-y.           | 188 |
| <b>Figure VI.5 :</b> chargement de la nervure intermédiaire dans le sens x-x.           | 188 |
| <b>Figure VI.6 :</b> schémas statique dans le sens x-x.                                 | 189 |
| <b>Figure VI.7 :</b> Schémas statique dans le sens y-y.                                 | 190 |
| <b>Figure VI.8 :</b> Section à ferrailler.                                              | 191 |
| <b>Figure VI.9 :</b> Schémas de ferrailage de la nervure dans le sens x-x.              | 193 |
| <b>Figure VI.10 :</b> Schémas de ferrailage de la nervure dans le sens y-y.             | 194 |
| <b>Figure VI.11 :</b> Répartition des contraintes sur le voile périphérique.            | 195 |
| <b>Figure VI.12 :</b> Schéma de ferrailage du voile périphérique.                       | 198 |
| <b>Figure VI.13.</b> Schéma du voile adossé.                                            | 199 |
| <b>Figure VI.14.</b> Répartition des contraintes à l'ELU sur le voile adossé.           | 200 |
| <b>Figure VI.15 :</b> Répartition des contraintes à l'ELS sur le voile adossé.          | 200 |
| <b>Figure VI.16</b> Schéma de ferrailage du voile adossé.                               | 203 |

## Liste des tableaux

|                                                                                               |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>Tableau I.1</b> : Limite d'élasticité $F_e$ en fonction du type d'acier                    | 5  |
| <b>Tableau II.1</b> : Dimensions de la 1 <sup>ère</sup> cage d'escalier                       | 18 |
| <b>Tableau II.2</b> : Dimensions de la 2 <sup>ème</sup> cage d'escalier.                      | 19 |
| <b>Tableau II.3</b> : Charge permanente revenant au plancher terrasse inaccessible.           | 20 |
| <b>Tableau II.4</b> : Charge permanente revenant au plancher terrasse accessible.             | 20 |
| <b>Tableau II.5</b> : Charge permanente revenant aux planchers EC et RDC.                     | 21 |
| <b>Tableau II.6</b> : Evaluation des charges sur les dalles pleines des étages courants.      | 21 |
| <b>Tableau II.7</b> : Evaluation des charges sur la dalle pleine de la terrasse accessible.   | 22 |
| <b>Tableau II.8</b> : Evaluation des charges sur la dalle pleine de la terrasse inaccessible. | 22 |
| <b>Tableau II.9</b> : Evaluation des charges sur la volée.                                    | 23 |
| <b>Tableau II.10</b> : Evaluation des charges sur le palier.                                  | 23 |
| <b>Tableau II.11</b> : Evaluation des charges de l'acrotère.                                  | 24 |
| <b>Tableau II.12</b> : Charge permanente revenant aux murs extérieurs.                        | 24 |
| <b>Tableau II.13</b> : Evaluation des poids propres des poteaux.                              | 26 |
| <b>Tableau II.14</b> : Descente de charge poteau (D3).                                        | 27 |
| <b>Tableau II.15</b> : Descente de charge poteau (C3).                                        | 30 |
| <b>Tableau II.16</b> : Descente de charge poteau (B3).                                        | 32 |
| <b>Tableau II.17</b> : Vérification des critères de résistance.                               | 35 |
| <b>Tableau II.18</b> : Calcul des élancements.                                                | 36 |
| <b>Tableau II.19</b> : Critère de stabilité de forme.                                         | 36 |
| <b>Tableau III.1</b> : Les Types de poutrelles.                                               | 39 |
| <b>Tableau III.2</b> : Chargement sur les poutrelles                                          | 44 |
| <b>Tableau III.3</b> : moments sur appuis dans les poutrelles.                                | 47 |
| <b>Tableau III.4</b> : Moment en travée et efforts tranchants dans les poutrelles.            | 48 |
| <b>Tableau III.5</b> : Sollicitations maximales retenues pour le calcul de ferrailage.        | 49 |
| <b>Tableau III.6</b> : Le ferrailage des poutrelles.                                          | 54 |
| <b>Tableau III.8</b> : Vérification des contraintes à l'ELU.                                  | 55 |
| <b>Tableau III.7</b> : Vérifications à l'ELS.                                                 | 58 |
| <b>Tableau III.9</b> : Vérification des états limite de déformations.                         | 62 |
| <b>Tableau III.10</b> : Charge de l'escalier.                                                 | 66 |
| <b>Tableau III.11</b> : Résultat de ferrailage de l'escalier.                                 | 67 |
| <b>Tableau III.12</b> : Vérification des contraintes de compression du béton.                 | 69 |
| <b>Tableau III.13</b> : Résumé des calculs de la flèche.                                      | 70 |
| <b>Tableau III.14</b> : Contrainte de compression du béton.                                   | 72 |
| <b>Tableau III.15</b> : Résultat de ferrailage de l'escalier.                                 | 74 |
| <b>Tableau III.16</b> : Vérification des contraintes de compression du béton.                 | 75 |
| <b>Tableau III.17</b> : Résumé des calculs de la flèche.                                      | 76 |
| <b>Tableau III.18</b> : Charge sur l'escalier.                                                | 77 |
| <b>Tableau III.19</b> : Résultat de ferrailage de l'escalier.                                 | 78 |
| <b>Tableau III.20</b> : Vérification des contraintes de compression du béton.                 | 79 |
| <b>Tableau III.21</b> : Résumé des calculs de la flèche.                                      | 80 |
| <b>Tableau III.22</b> : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.                     | 82 |

|                                                                                                   |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>Tableau III.23 :</b> Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis.                   | 82  |
| <b>Tableau III.24 :</b> Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.                         | 83  |
| <b>Tableau III.25. :</b> Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis.                  | 83  |
| <b>Tableau III.26 :</b> Ferrailage de la poutre palière en travée et aux appuis.                  | 87  |
| <b>Tableau III.27 :</b> Ferrailage de la poutre palière en travée et aux appuis.                  | 88  |
| <b>Tableau III.28 :</b> Résultat de ferrailage de tous les escaliers.                             | 91  |
| <b>Tableau III.29 :</b> Armatures de répartition.                                                 | 91  |
| <b>Tableau III.30 :</b> Ferrailage de la dalle sur deux appuis.                                   | 93  |
| <b>Tableau III.31 :</b> Vérifications des contraintes de l'acier et du béton.                     | 94  |
| <b>Tableau III.32 :</b> Ferrailage de la dalle sur quatre appuis.                                 | 96  |
| <b>Tableau III.33 :</b> Vérifications des contraintes de l'acier et du béton                      | 97  |
| <b>Tableau III.34 :</b> Ferrailage de la dalle sur trois appuis.                                  | 100 |
| <b>Tableau III.35 :</b> Vérifications des contraintes de l'acier et du béton.                     | 101 |
| <b>Tableau III.36 :</b> Ferrailage longitudinale.                                                 | 104 |
| <b>Tableau III.37 :</b> Valeur de $\sigma$ et $\mu$                                               | 107 |
| <b>Tableau III.38 :</b> Valeur de $I_f$ et $f$ .                                                  | 107 |
| <b>Tableau III.39 :</b> Evaluation des charges de l'acrotère.                                     | 108 |
| <b>Tableau III.40.a :</b> Combinaisons de calcul de l'acrotère de type 1(terrasse accessible)     | 110 |
| <b>Tableau III.40.b :</b> Combinaisons de calcul de l'acrotère de type 2(terrasse inaccessible)   | 115 |
| <b>Tableau III.41 :</b> Section de ferrailage de la dalle de l'ascenseur (sous charge répartie).  | 123 |
| <b>Tableau III.42 :</b> Vérification des contraintes de compression du béton.                     | 124 |
| <b>Tableau III.43 :</b> Section de ferrailage de la dalle de l'ascenseur (sous charge concentrée) | 127 |
| <b>Tableau III.44 :</b> Vérification des contraintes de compression du béton.                     | 128 |
| <b>Tableau III.45 :</b> Vérification des contraintes dans l'acier.                                | 129 |
| <b>Tableau IV.1 :</b> Périodes de vibration et taux de participation massique.                    | 134 |
| <b>Tableau IV.2 :</b> Valeurs des pénalités $P_q$                                                 | 137 |
| <b>Tableau IV.3 :</b> Les résultats de vérification de la résultante sismique.                    | 139 |
| <b>Tableau IV.4 :</b> Les résultats de vérification après modification du spectre de réponse.     | 140 |
| <b>Tableau IV.5 :</b> Justification de l'interaction sous charges verticales.                     | 140 |
| <b>Tableau IV.6 :</b> Justification de l'interaction sous charges horizontales.                   | 141 |
| <b>Tableau IV.7 :</b> Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.                    | 142 |
| <b>Tableau IV.8 :</b> Les résultats de vérification de la résultante sismique.                    | 144 |
| <b>Tableau IV.9 :</b> Les résultats de vérification après modification du spectre de réponse.     | 144 |
| <b>Tableau IV.10 :</b> Justification de l'interaction sous charges verticales.                    | 145 |
| <b>Tableau IV.11:</b> Justification de l'interaction sous charges horizontales.                   | 146 |
| <b>Tableau IV.12 :</b> Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.                   | 147 |
| <b>Tableau IV.13 :</b> Vérification des déformations suivant X-X.                                 | 147 |
| <b>Tableau IV.14 :</b> Vérification des déformations suivant Y-Y.                                 | 148 |
| <b>Tableau IV.15 :</b> Vérification des effets $P - \Delta$ .                                     | 149 |
| <b>Tableau V.1 :</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.            | 151 |

|                                                                                           |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>Tableau V.2 :</b> Sollicitations dans les poteaux.                                     | 152 |
| <b>Tableau V.3 :</b> Ferrailage longitudinales des poteaux.                               | 153 |
| <b>Tableau V.4 :</b> Ferrailage transversales des poteaux.                                | 153 |
| <b>Tableau V.5 :</b> Vérification du flambement des poteaux.                              | 154 |
| <b>Tableau V.6 :</b> Vérification des contraintes de compression dans le béton.           | 155 |
| <b>Tableau V.7 :</b> Vérification des contraintes tangentielles dans les poteaux.         | 156 |
| <b>Tableau V.8 :</b> Schémas de ferrailage des poteaux de chaque niveau.                  | 157 |
| <b>Tableau V.9 :</b> Le ferrailage des poutres (P1).                                      | 160 |
| <b>Tableau V.10 :</b> Le ferrailage des poutres (P2).                                     | 161 |
| <b>Tableau V.11 :</b> Vérification des contraintes tangentielles.                         | 163 |
| <b>Tableau V.12 :</b> Résultats de vérification des contraintes dans le béton.            | 164 |
| <b>Tableau V.13 :</b> Vérification de la flèche.                                          | 165 |
| <b>Tableau V.14 :</b> Schémas de ferrailage des poutres.                                  | 166 |
| <b>Tableau V.15 :</b> Moment résistant dans les poteaux.                                  | 170 |
| <b>Tableau V.16 :</b> Vérification des zones nodale.                                      | 170 |
| <b>Tableau V.17 :</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_x1$ .                     | 174 |
| <b>Tableau V.18 :</b> Ferrailage du voile $V_x1$ .                                        | 174 |
| <b>Tableau V.19 :</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_x2$ .                     | 175 |
| <b>Tableau V.20 :</b> Ferrailage du voile $V_x2$ .                                        | 175 |
| <b>Tableau V.21 :</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_y$ .                      | 176 |
| <b>Tableau V.22 :</b> Ferrailage du voile $V_y$ .                                         | 176 |
| <b>Tableau VI.1 :</b> Ferrailage de la dalle du radier.                                   | 184 |
| <b>Tableau VI.2 :</b> Sollicitations dans le radier à l'ELS.                              | 184 |
| <b>Tableau VI.3 :</b> Vérification des contraintes dans le radier.                        | 185 |
| <b>Tableau VI.4 :</b> Vérification des nouvelles contraintes dans le radier.              | 185 |
| <b>Tableau VI.5 :</b> Charges reprise par la nervure à l'ELU et à l'ELS dans le sens x-x. | 189 |
| <b>Tableau VI.6 :</b> Charges reprise par la nervure à l'ELU dans le sens y-y.            | 190 |
| <b>Tableau VI.7 :</b> Charges reprise par la nervure à l'ELS dans le sens y-y.            | 190 |
| <b>Tableau VI.8 :</b> Sollicitations dans la nervure.                                     | 191 |
| <b>Tableau VI.9 :</b> Résultats de ferrailage de la nervure sens y-y.                     | 191 |
| <b>Tableau VI.10 :</b> Résultats de ferrailage de la nervure sens x-x.                    | 192 |
| <b>Tableau VI.11 :</b> Vérification des contraintes dans la nervure.                      | 193 |
| <b>Tableau VI.12 :</b> Sollicitations dans le voile périphérique à l'ELU.                 | 196 |
| <b>Tableau VI.13 :</b> Ferrailage du voile périphérique.                                  | 196 |
| <b>Tableau VI.14 :</b> Sollicitations dans le voile périphérique à l'ELS.                 | 197 |
| <b>Tableau VI.15 :</b> Vérification des contraintes dans le voile périphérique.           | 197 |
| <b>Tableau VI.16 :</b> Sollicitations dans le voile adossé à l'ELU.                       | 201 |
| <b>Tableau VI.17 :</b> Ferrailage du voile adossé .                                       | 201 |
| <b>Tableau VI.18 :</b> Sollicitations dans le voile adossé à l'ELS.                       | 202 |
| <b>Tableau VI.19 :</b> Vérification des contraintes dans le voile adossé.                 | 202 |
| <b>Tableau VII.1 :</b> Devis estimatif du volume des fouilles en excavation               | 204 |
| <b>Tableau VII.2 :</b> Devis estimatif de la surface du corps creux                       | 204 |
| <b>Tableau VII.3 :</b> Devis quantitatifs et estimatif des gros œuvres                    | 205 |

# Symboles et notations

---

## 1. Notation

### 1.1 Majuscules Romaines

|                          |                                                                             |
|--------------------------|-----------------------------------------------------------------------------|
| $A$ (ou $A_s$ ou $A_l$ ) | : Aire d'une section d'acier (longitudinal)                                 |
| $A_t$                    | : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales |
| $B$                      | : Aire d'une section de béton                                               |
| $E_s$                    | : Module de Young de l'acier                                                |
| $E_{ij}$                 | : Module de Young instantané à l'âge de $j$ jours                           |
| $E_{vj}$                 | : Module de Young différé à l'âge de $j$ jours                              |
| $F$                      | : Force ou action en général                                                |
| $I$                      | : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au béton (ELS)    |
| $M_{ser}$                | : Moment fléchissant de calcul de service                                   |
| $M_u$                    | : Moment fléchissant de calcul ultime                                       |
| $N_{ser}$                | : Effort normal de calcul de service                                        |
| $N_u$                    | : Effort normal de calcul ultime                                            |
| $G$                      | : Charge permanente                                                         |
| $Q$                      | : Charge d'exploitation                                                     |
| $V_u$                    | : Effort tranchant de calcul ultime                                         |
| $W$                      | : Résultante des actions du vent                                            |

### 1.2 Minuscules Romaines

|                 |                                                                                                                  |
|-----------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| $a$             | : Largeur d'un poteau                                                                                            |
| $a'$ (ou $b'$ ) | : Dimension d'une fondation                                                                                      |
| $b$             | : Largeur d'une poutre, ou d'un poteau                                                                           |
| $b_0$           | : Largeur de l'âme d'une poutre                                                                                  |
| $d$ (et $d'$ )  | : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton |
| $e$             | : Excentricité de l'effort normal, épaisseur d'une dalle                                                         |
| $f_e$           | : Limite d'élasticité de l'acier                                                                                 |
| $f_{cj}$        | : Résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de $j$ jour                                       |
| $f_{tj}$        | : Résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de $j$ jour                                          |
| $g$             | : Charge permanente unitaire                                                                                     |
| $h$             | : Hauteur d'une poutre, d'une fondation                                                                          |
| $h_0$           | : Hauteur du talon d'une poutre                                                                                  |

|                 |                                                          |
|-----------------|----------------------------------------------------------|
| $H_t$           | : Hauteur totale du plancher                             |
| $i$             | : Rayon de giration d'une section                        |
| $j$             | : Nombre de jours de maturité du béton                   |
| $l$             | : Porté d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau |
| $l_s$           | : Longueur de scellement droite                          |
| $l_f$           | : Longueur de flambement                                 |
| $\eta$          | : Coefficient d'équivalence acier-béton                  |
| $q$             | : Charge permanente unitaire                             |
| $s_t$           | : Espacement des armatures transversales                 |
| $u$             | : Périmètre                                              |
| $x$             | : Abscisse                                               |
| $y$             | : Ordonnée                                               |
| $y_s$           | : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS            |
| $y_u$           | : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU            |
| $z$ (ou $z_b$ ) | : Bras de levier du couple de flexion                    |

### 1.3 Minuscules grecs

|                    |                                                           |
|--------------------|-----------------------------------------------------------|
| $\alpha$           | : Angle d'une armature avec la fibre moyenne (alpha)      |
| $\alpha_u$         | : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU        |
| $\gamma_s$         | : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma)     |
| $\gamma_b$         | : Coefficient partiel de sécurité sur le béton            |
| $\xi_{bc\ max}$    | : Déformation maximale du béton comprimé (epsilon)        |
| $\xi_{sc}$         | : Déformation des armatures comprimées                    |
| $\xi_{st}$         | : Déformation des armatures tendues                       |
| $\eta$             | : Coefficient de fissuration relatif à une armature (êta) |
| $\lambda$          | : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda)     |
| $\mu_{ser}$        | : Moment ultime réduit à l'ELS (mu)                       |
| $\mu_u$            | : Moment ultime réduit à l'ELU                            |
| $\nu$              | : Coefficient de poisson (nu)                             |
| $\rho$             | : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho)  |
| $\sigma$           | : Contrainte normale (sigma)                              |
| $\sigma_{bc\ max}$ | : Contrainte maximale du béton comprimé                   |
| $\sigma_{st}$      | : Contrainte dans les aciers tendus                       |
| $\sigma_{sc}$      | : Contrainte dans les aciers comprimés                    |
| $\tau$             | : Contrainte tangente (tau)                               |
| $\tau_u$           | : Contrainte tangente conventionnelle                     |
| $\tau_s$           | : Contrainte d'adhérence                                  |
| $\varphi$          | : Coefficient de fluage (phi)                             |
| $\phi_l$           | : Diamètre d'une armature longitudinale                   |
| $\phi_t$           | : Diamètre d'une armature transversale                    |

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à une armature (psi)

## 2. Unités

Les unités utilisées en béton armé sont celles du système international (USI) et leurs multiples :

**m, (cm, mm)** : Longueur, dimension, portée

**cm<sup>2</sup>** : Section d'acier

**m<sup>2</sup>** : Section

**KN(N, MN)** : Charge ponctuelle

**KNm<sup>-1</sup>(Nm<sup>-1</sup>, MNm<sup>-1</sup>)** : Charge linéique

**KNm<sup>-2</sup>(Nm<sup>-2</sup>, MNm<sup>-2</sup>)** : Charge surfacique

**KNm<sup>-3</sup>(Nm<sup>-3</sup>, MNm<sup>-3</sup>)** : Charge volumique

**KNm** : Moment

**MPa(Pa, kPa)** : Contrainte

Une conversion bien utile :

$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ MNm}^{-2} = 1 \text{ Nmm}^{-2} = 10^6 \text{ Pa}$$

On rencontre encore parfois le bar comme unité de contrainte

$$1 \text{ bar} = 1 \text{ kgcm}^{-2} \quad \text{et} \quad 10 \text{ bar} \approx 1 \text{ MPa}$$

# Table des matières

---

|                                                         |    |
|---------------------------------------------------------|----|
| Introduction générale .....                             | 1  |
| <b>Chapitre I : Présentation du projet</b>              |    |
| I.1 Présentation de l'ouvrage .....                     | 2  |
| I.2 Caractéristiques géométriques de la structure ..... | 2  |
| I.3 Données géotechniques du site .....                 | 2  |
| I.4 Description structurales : .....                    | 3  |
| I.4.1 Ossature et système de contreventement : .....    | 3  |
| I.4.2 Les planchers : .....                             | 3  |
| I.4.3 Les escaliers : .....                             | 3  |
| I.4.4 La maçonnerie : .....                             | 3  |
| I.4.5 L'acrotère : .....                                | 3  |
| I.4.6 L'ascenseur : .....                               | 3  |
| I.4.7 La terrasse : .....                               | 3  |
| I.5 Règlements et normes utilisés .....                 | 4  |
| I.6 Caractéristique des matériaux .....                 | 4  |
| I.7 Actions .....                                       | 6  |
| I.7.1 Actions permanentes (G) .....                     | 6  |
| I.7.2 Actions variables ( $Q_i$ ) .....                 | 6  |
| I.7.3 Actions accidentelles ( $FA$ ) .....              | 6  |
| I.8 Combinaisons d'actions .....                        | 7  |
| I.8.1 Combinaisons d'action à l'ELU .....               | 7  |
| I.8.2 Combinaisons d'actions à l'ELS .....              | 8  |
| <b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments</b>   |    |
| II.1 Introduction : .....                               | 9  |
| II.2 Pré dimensionnement des planchers : .....          | 9  |
| II.3 Pré dimensionnements des poutres .....             | 13 |
| II.4 Pré dimensionnement des poteaux .....              | 14 |

|      |                                              |    |
|------|----------------------------------------------|----|
| II.5 | Pré dimensionnement des voiles : .....       | 15 |
| II.6 | Pré dimensionnement des escaliers : .....    | 16 |
| II.7 | Evaluation des charges et surcharges : ..... | 20 |
| II.8 | Décente de charges .....                     | 25 |
| II.9 | Conclusion.....                              | 37 |

## Chapitre III : Etude des éléments secondaires

|         |                                                                                                                                |    |
|---------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| III.1   | Etude des plancher : .....                                                                                                     | 38 |
| III.1.1 | Disposition des poutrelles : .....                                                                                             | 38 |
| III.1.2 | Dimension des poutrelles : .....                                                                                               | 39 |
| III.1.3 | Différents type de poutrelles : .....                                                                                          | 39 |
| III.1.4 | Calcul des sollicitations .....                                                                                                | 40 |
| III.1.5 | Les charges revenant aux poutrelles : .....                                                                                    | 43 |
| III.1.6 | Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : .....                                                    | 44 |
| III.1.7 | Exemple de calcul (poutrelle type 1) : .....                                                                                   | 45 |
| III.1.8 | Ferraillages des poutrelles : (flexion simple).....                                                                            | 50 |
| III.1.9 | Ferraillage de la dalle de compression : .....                                                                                 | 63 |
| III.2   | Etude des escaliers : .....                                                                                                    | 65 |
| III.2.1 | Etude de l'Escalier type1 à trois volées (sous-sol au niveau de la <b>2<sup>ème</sup></b> cage d'escalier) : .....             | 65 |
| III.2.2 | Calcul du chargement : .....                                                                                                   | 66 |
| III.2.3 | Calcul des sollicitations : .....                                                                                              | 66 |
| III.2.4 | Calcul du ferraillage a l'ELU : .....                                                                                          | 67 |
| III.2.5 | Etude de l'escalier type 2 à deux volées ex (1 <sup>er</sup> cage d'escalier au niveau du RDC et 1 <sup>er</sup> étage): ..... | 77 |
| III.2.6 | Calcul de la poutre brisée : .....                                                                                             | 81 |
| III.2.7 | Calcul de la poutre palière (au niveau de la 1 <sup>er</sup> cage d'escalier) : .....                                          | 86 |
| III.3   | Dalles pleines : .....                                                                                                         | 92 |
| III.3.1 | Dalle sur deux appuis (D1) : .....                                                                                             | 92 |
| III.3.2 | Dalle sur quatre appuis (D2) : .....                                                                                           | 95 |
| III.3.3 | Dalle sur trois appuis (terrace inaccessible) : .....                                                                          | 99 |

|         |                                                                                |     |
|---------|--------------------------------------------------------------------------------|-----|
| III.4   | Poutre de chainage .....                                                       | 103 |
| III.4.1 | Dimensionnement : .....                                                        | 103 |
| III.4.2 | Sollicitations : .....                                                         | 104 |
| III.4.3 | Ferraillage : .....                                                            | 104 |
| III.4.4 | Verifications : .....                                                          | 105 |
| III.5   | Etude de l'acrotère .....                                                      | 108 |
| III.5.1 | Hypothèses de calcul : .....                                                   | 108 |
| III.5.2 | Evaluations des charges et surcharges : .....                                  | 108 |
| III.5.3 | Calcul des sollicitations de l'acrotère type 1 (terrasse accessible) : .....   | 109 |
| III.5.4 | Ferraillage de l'acrotère type 1 (terrasse accessible) : .....                 | 111 |
| III.5.5 | Calcul des sollicitations de l'acrotère type 2 (terrasse inaccessible) : ..... | 115 |
| III.5.6 | Ferraillage de l'acrotère type 2 (terrasse inaccessible) : .....               | 116 |
| III.6   | Etude de l'ascenseur .....                                                     | 121 |
| III.6.1 | Caracteristiques des ascenseurs : .....                                        | 121 |
| III.6.2 | Etude de la dalle pleine du local machine : .....                              | 122 |
| III.6.3 | Evaluation des charges et surcharges : .....                                   | 122 |

## **Chapitre IV : Etude dynamique**

|        |                                                                     |     |
|--------|---------------------------------------------------------------------|-----|
| IV.1   | Modélisation : .....                                                | 131 |
| IV.2   | Méthodes de calcul des forces sismiques .....                       | 132 |
| IV.2.1 | Disposition des voiles .....                                        | 132 |
| IV.2.2 | Modes de vibration et taux de participation des masses .....        | 133 |
| IV.2.3 | Justification de la résultante des forces sismiques de calcul ..... | 136 |
| IV.2.4 | Justification de l'interaction voiles-portiques .....               | 140 |
| IV.2.5 | Vérification de l'effort normal réduit .....                        | 142 |
| IV.3   | Revérification après modification de la section des poteaux .....   | 142 |
| IV.4   | Conclusion .....                                                    | 149 |

## **Chapitre V : Etude des éléments principaux**

|     |                    |     |
|-----|--------------------|-----|
| V.1 | Introduction ..... | 150 |
|-----|--------------------|-----|

|       |                                                          |     |
|-------|----------------------------------------------------------|-----|
| V.2   | Etude des poteaux.....                                   | 150 |
| V.2.1 | Recommandations du RPA99/V2003 .....                     | 150 |
| V.2.2 | Sollicitations de calcul .....                           | 152 |
| V.2.3 | Calcul du ferrailage.....                                | 152 |
| V.2.4 | Armature transversales.....                              | 152 |
| V.2.5 | Vérifications.....                                       | 153 |
| V.2.6 | Dispositions constructives .....                         | 156 |
| V.2.7 | Détermination de la zone nodale critique .....           | 157 |
| V.2.8 | Schémas de ferrailageRecommandations du RPA99/V2003..... | 157 |
| V.3   | Etude des poutres .....                                  | 159 |
| V.3.1 | Recommandations du RPA99/vrsson2003.....                 | 159 |
| V.3.2 | Calcul du ferrailage : .....                             | 160 |
| V.3.3 | Vérification.....                                        | 162 |
| V.3.4 | Schéma de ferrailage .....                               | 166 |
| V.3.5 | Vérification des zones nodales : .....                   | 169 |
| V.4   | Etude des voiles.....                                    | 171 |
| V.4.1 | Calcul du ferrailage .....                               | 173 |
| V.4.2 | Schéma de ferrailage du voile Vy .....                   | 177 |
| V.5   | Conclusion.....                                          | 177 |

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

|        |                                            |     |
|--------|--------------------------------------------|-----|
| VI.1   | Introduction : .....                       | 178 |
| VI.2   | Caractéristiques géotechniques du sol..... | 178 |
| VI.3   | Choix du type de fondations.....           | 178 |
| VI.4   | Calcul de la surface des fondations: ..... | 179 |
| VI.4.1 | Ferrailage de la dalle du radier.....      | 183 |
| VI.4.2 | Etude des nervures .....                   | 187 |
| VI.5   | Voile périphérique.....                    | 194 |
| VI.5.1 | Introduction .....                         | 194 |
| VI.5.2 | Dimensionnement du voile.....              | 194 |

|        |                                                  |     |
|--------|--------------------------------------------------|-----|
| VI.5.3 | Caractéristiques du sol .....                    | 195 |
| VI.5.4 | Evaluation des charges et surcharges .....       | 195 |
| VI.5.5 | Ferraillage du voile.....                        | 195 |
| VI.5.6 | Vérifications .....                              | 196 |
| VI.5.7 | Schéma de ferraillage du voile périphérique..... | 198 |
| VI.6   | Voile adossé .....                               | 199 |
| VI.6.1 | Calcul des sollicitations .....                  | 199 |
| VI.6.2 | Calcul du ferraillage .....                      | 201 |
| VI.6.3 | Schéma de ferraillage du voile adossé .....      | 203 |

## **Chapitre VII : Devis estimatifs et quantitatifs**

|       |                                                          |     |
|-------|----------------------------------------------------------|-----|
| VII.1 | Devis des terrassements en grande masse .....            | 204 |
| VII.2 | Devis estimatifs des planchers en corps creux .....      | 204 |
| VII.3 | Devis quantitatifs et estimatifs des gros œuvres : ..... | 204 |
|       | Conclusion generale : .....                              | 205 |

Bibliographie

Annexes

## Introduction générale

En génie civil, lors de la conception et le calcul parasismique des bâtiments, les ingénieurs doivent appliquer les différents règlements en vigueur et de respecter les règles de l'art de construction afin d'assurer le bon fonctionnement des ouvrages

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant que la prévision est incertaine et son apparition est aléatoire. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. A cet effet l'ingénieur associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution de problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

De ce fait, les ingénieurs doivent garantir :

- La sécurité : résistance et stabilité de l'ouvrage ;
- L'économie : minimiser le cout de réalisation ;
- Le confort et l'esthétique.

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+8, avec sous sol, à usage touristique (Hôtel) qui se situe dans la wilaya de Bejaia, ville de Tichy.

Dans ce projet, le travail est organisé en sept chapitres distincts. Le premier est consacré à la présentation de l'ouvrage et les différentes caractéristiques qu'il présente. Dans le deuxième, on a effectué un pré-dimensionnement des différents éléments constituant le bâtiment. Le troisième chapitre consiste en le calcul des éléments non structuraux de la structure. La quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment à savoir la détermination de la réponse sismique et les caractéristiques dynamique propre à la structure. Dans le cinquième chapitre, le calcul et le ferrailage des éléments structuraux du bâtiment seront présenté. Le chapitre six sera dédié a l'étude de l'infrastructure. Un devis quantitatif et estimatif à fait l'objet du chapitre sept. Au final, une conclusion générale clôture le manuscrit.

---

# **Chapitre I :**

# **Présentation du projet**

---

## I.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+8 avec sous sol, destiné à l'usage touristique (Hôtel) pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes. Donc, d'après le règlement parasismique Algérien (RPA99/Version 2003) l'ouvrage est classé dans le groupe d'usage 1B ayant une grande importance.

Le site du projet se trouve dans la ville de Tichy, au bord de la RN09, environ 300 mètre à l'est du siège de l'APC et à une centaine de mètre du rivage (mer). La commune de Tichy est classée d'après le RPA99/ Version 2003 en zone IIa de moyenne sismicité.

## I.2 Caractéristiques géométriques de la structure

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

|                                                                     |         |
|---------------------------------------------------------------------|---------|
| • Longueur total en plan .....                                      | 20 m    |
| • Largeur en plan (sous-sol, RDC).....                              | 17,75 m |
| • Largeur en plan (1 <sup>er</sup> étage).....                      | 19.25 m |
| • Largeur en plan (2 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup> étage)..... | 20.75 m |
| • Hauteur du sous- sol .....                                        | 3,74 m  |
| • Hauteur du RDC.....                                               | 3,40 m  |
| • Hauteur du 1 <sup>er</sup> étage .....                            | 3,40 m  |
| • Hauteur des étages courants .....                                 | 3,06 m  |
| • Hauteur totale du bâtiment hors sol.....                          | 31,28 m |

## I.3 Données géotechniques du site

D'après le rapport de sol, le terrain du projet est caractérisé par deux parties distinctes par rapport à leur relief. Une partie amont (partie supérieure au Sud) de pente assez abrupte et irrégulière avec des arbres. Partie aval (partie inférieure au Nord) plate qui fait l'objet de terrassements en grande masse. De plus les essais effectués ont révélé l'existence de sols limoneux marneux schisteux très compacts avec passage de blocs rocheux d'origine calcaire.

Suite aux résultats de l'ensemble des essais effectués, une conclusion a été donnée comme suit :

- La profondeur d'ancrage minimale est 3 mètre au-dessous de la RN09 (niveau 0).
- La contrainte admissible du sol de fondation est de 1.8 bars.
- Les caractéristiques mécaniques moyennes du sol de fondation sont :
  - o Du niveau de la route (niveau 0) jusqu'à 5m de hauteur :  $C=0.28$  bars,  $\phi = 25^\circ$
  - o Au delà de 5 m de hauteur :  $C=0.23$  bars,  $\phi = 19^\circ$
- Le site est de catégorie S2, qui concerne les sols fermes.
- Aucune substance agressive n'est remarquée dans le terrain du projet.

## **I.4 Description structurales :**

### **I.4.1 Ossature et système de contreventement :**

Etant donné que la hauteur de notre bâtiment dépasse 14 mètre et d'après le RPA 99/Version 2003, le contreventement ne peut pas être assuré uniquement par des portiques auto-stables. Il est donc judicieux d'adopter un contreventement mixte voiles-portiques.

### **I.4.2 Les planchers :**

Tous les planchers des étages seront semi pré fabriqué en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique. La dalle de l'ascenseur et paliers d'escalier seront réalisés en dalles pleines.

### **I.4.3 Les escaliers :**

Ce sont des éléments non structuraux réalisés en béton armé coulés sur place, comportant deux volées (ou 3 volée) permettant le passage d'un niveau à un autre.

### **I.4.4 La maçonnerie :**

- Les murs extérieurs sont en doubles parois de briques creuses, avec une lame d'air de 5 cm.
- Les murs de séparation intérieur seront en une seule paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

### **I.4.5 L'acrotère :**

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse.

Dans notre projet on a deux types d'acrotères :

- Un acrotère sur le plancher terrasse accessible qui va servir en plus de son rôle préliminaire comme garde corps.
- Un acrotère sur le plancher terrasse inaccessible.

### **I.4.6 L'ascenseur :**

C'est un élément mécanique, il sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

### **I.4.7 La terrasse :**

Dans notre cas on a deux types de terrasse :

- Une terrasse accessible.
- Une terrasse inaccessible.

## I.5 Règlements et normes utilisés

- DTR BC 2.48 : Règles parasismiques Algériennes RPA 99 / Version 2003.
- DTR BC 2.41 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.
- DTR BC 2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitations.
- DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.
- Béton aux états limites BAEL 91/ Version 99.

## I.6 Caractéristique des matériaux

Les matériaux utilisées dans la construction seront conforme aux règles technique de conception et de calcul des structure en béton armé BAEL 91/99.

### • Béton

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

### Résistance caractéristique

Pour notre ouvrage on utilisera un béton courant dont la résistance nominale à la compression est de 25MPa prévue à 28 jours, et par conséquent la résistance à la traction est :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} = 2.1 \text{ MPa} \quad \text{CBA 93 (Art A. 2.1.1.2)}$$

### Contraintes limites du béton

1. A l'ELU : est notée  $f_{bu}$  tel que  $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$  CBA 93 (Article A.4.3.4)

Avec :  $\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{en cas de situations accidentelles.} \end{cases}$

$$\begin{cases} \theta = 1 : \text{Lorsque } T > 24 \text{ h} \\ \theta = 0.9 : \text{Lorsque } 1\text{h} \leq T \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0.8 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1\text{h} \end{cases}$$

Le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur fait en négligeant le fluage de béton.

2. A l'ELS : est donné par  $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

### Module de déformation longitudinale du béton

Ils existent deux modules de déformation déterminés :

1. Le module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{ij}} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

2. Le module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{ij}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

### Coefficient de poisson

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté «  $\nu$  ».

L'ELU :  $\nu = 0$  → Calcul des sollicitations.

L'ELS :  $\nu = 0.2$  → Calcul des déformations.

### • Acier

Le deuxième matériau qui rentre dans le béton armé est l'acier, son rôle est de reprendre les efforts de traction.

**Tableau I.1** : Limite d'élasticité  $F_e$  en fonction du type d'acier

|             | Aciers ronds lisses |            | Acier à haute résistance |            | Treillis soudé à fils lisses | Treillis soudés à haute adhérence |
|-------------|---------------------|------------|--------------------------|------------|------------------------------|-----------------------------------|
| Désignation | $F_e E215$          | $F_e E235$ | $F_e E400$               | $F_e E500$ | $F_e E500$                   | $F_e E500$                        |
| $F_e$ [MPa] | 215                 | 235        | 400                      | 500        | 500                          | 500                               |

Dans notre projet on utilisera trois types d'armatures :

- Haute adhérence de nuance  $F_e 400$  (les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structure).
- Treillis soudés de nuance  $F_e 500$  (pour la dalle de compression des plancher à corps creux).
- Ronds lisses de nuance  $F_e 235$  (pour les armatures transversales des poutrelles).

### Contrainte limite de l'acier

1. A l'ELU : donnée par  $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

$f_e$  : Contrainte limite élastique

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

$\gamma_s$ : 1.15 en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$  : en cas de situations accidentelles

## 2. A l'ELS :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{ij}} \right) [\text{MPa}]$ .

Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left( \frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta f_{ij}} \right) [\text{MPa}]$ .

$\eta$ : Coefficient de fissuration, tel que  $\eta = 1$  Pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1.6$  Pour les aciers à haute adhérence (HA).

## I.7 Actions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, on distingue trois catégories d'actions.

### I.7.1 Actions permanentes (G)

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

- Le poids propre de la structure ;
- Le poids de cloison ;
- Le poids des poussés des terres et des liquides.

### I.7.2 Actions variables (Q<sub>i</sub>)

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 ;
- Les charges appliquées en cours d'exécution ;
- Les charges dues à la température.

### I.7.3 Actions accidentelles (F<sub>A</sub>)

Ce sont des actions rares dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application, on peut citer :

- Les séismes (E) ;
- Les explosions ;
- Les chocs.

## I.8 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions constitués par les actions de calcul à considérer simultanément. 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 sections. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

Dans ce qui suit on désigne par :

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

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

$Q_1$ : Action variable de base.

$Q_i$  ( $i > 1$ ): Action variable d'accompagnement.

### I.8.1 Combinaisons d'action à l'ELU

#### ➤ Situations durables ou transitoires

On ne tien compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{max} + G_{min} + 1.5Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{0i} Q_i \quad \text{CBA (Article A. 3.3.2.1)}$$

Avec :

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

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

$\gamma_{Q1}$  : Vaut 1,5 en général et 1.35 dans les cas suivants :

- Bâtiments agricoles à faibles occupation humaine ;
- Charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier ;
- La température.

#### ➤ Situations accidentelles

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{11} Q_1 + \sum \Psi_{2i} Q_i \quad \text{CBA (Article A. 3.3.2.1)}$$

Avec :

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

$\Psi_{11} Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable.

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

Pour ce qui est de l'action sismique les règles parasismiques Algériennes RPA 99/2003 considèrent les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E \dots \dots \dots (1)$
- $0.8 G \pm E \dots \dots \dots (2)$

Dans le cas de portiques auto stables, la première combinaison est remplacée par

- $G + Q \pm 1.2E \dots \dots \dots (3) \quad \text{RPA 99/2003(art 5.2)}$

### I.8.2 Combinaisons d'actions à l'ELS

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

---

# **Chapitre II :**

## Pré dimensionnement des éléments

---

## II.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons effectuer un pré dimensionnement des différents éléments constituant l'ouvrage en question. Cette étape nous permettra de prévoir les sections minimales des éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les sollicitations et les efforts auxquels ils sont soumis. Cette opération sera réalisée conformément aux lois et règles dictées par la réglementation en vigueur. Par ailleurs, il est à noter que les résultats trouvés dans ce chapitre ne seront pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérification dans la phase dimensionnement.

## II.2 Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel du plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature. Dans notre structure on trouve des planchers à corps creux et des dalles pleines.

### 1) Plancher à corps creux

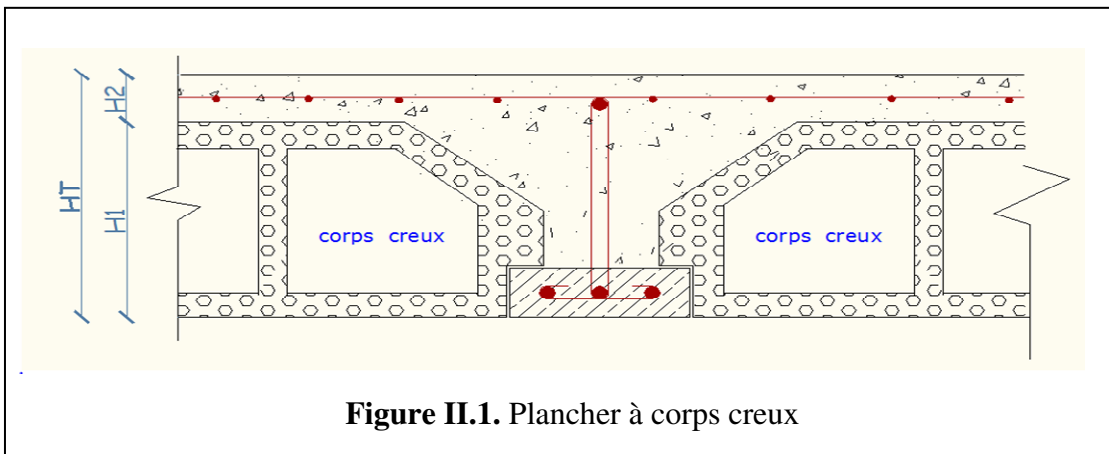
Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression.

La hauteur du plancher doit vérifier la condition de la flèche suivante :

$$H_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

$L_{max}$  : La Portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$H_t$  : Hauteur total du plancher.



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

- On suppose que la largeur des poutrelles est 30 cm (appuis des poutrelles).
- Le choix du sens de la disposition des poutrelles est prie selon le critère de la continuité et le critère de la plus petite portée.

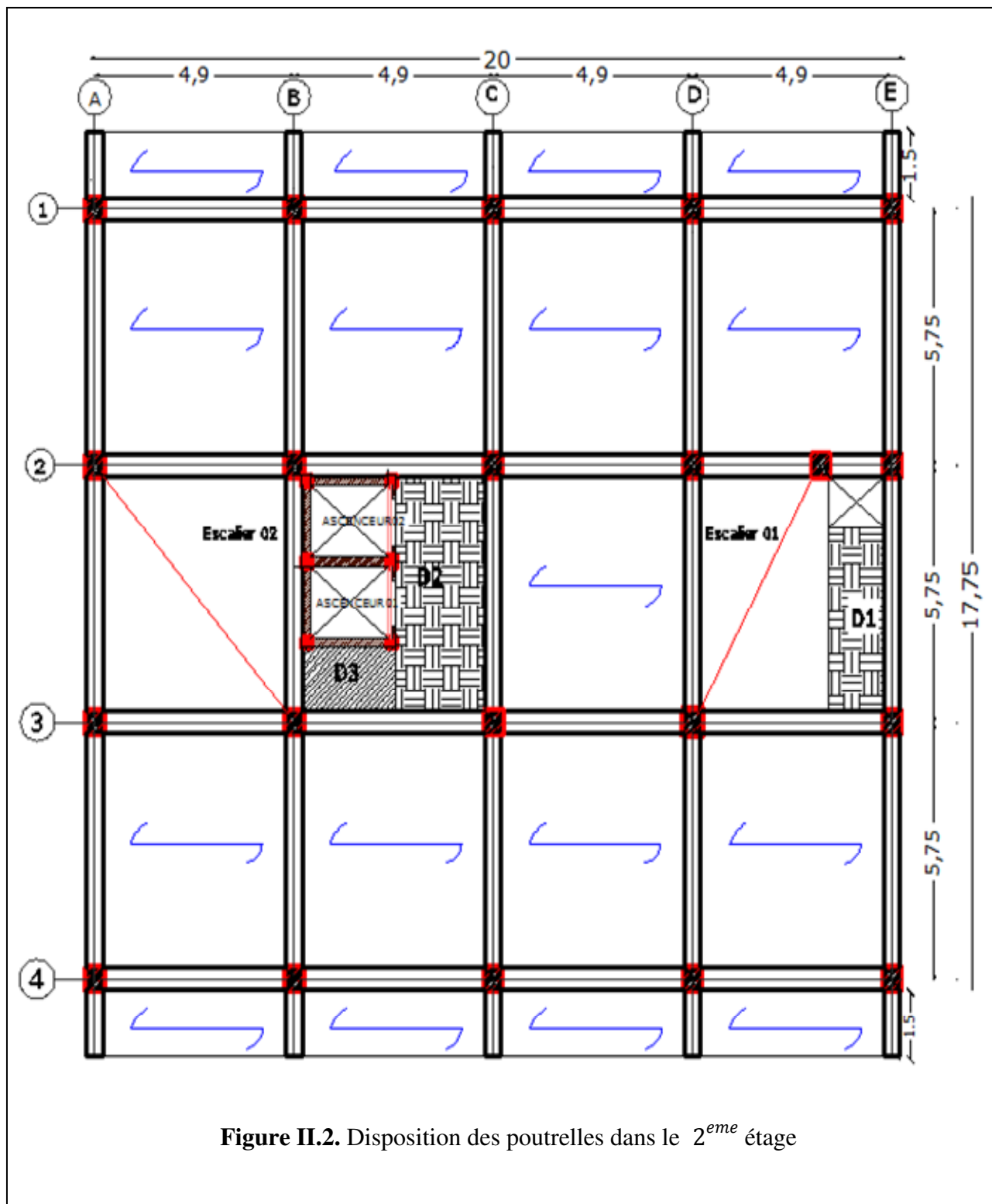
$$H_t \geq \frac{490 - 30}{22.5}$$

$$H_t \geq 20.44 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$H_t = 25 \text{ cm} : \begin{cases} H_1 = 20 \text{ cm} : \text{L'épaisseur du corps creux} \\ H_2 = 5 \text{ cm} : \text{L'épaisseur de la dalle plein} \end{cases}$$

Dans notre structure, la disposition des poutrelles est indiquée sur la figure suivante :



• **Les poutrelles :**

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

La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \quad \text{CBA93 (Article A. 4.1.3)}$$

$l_x = 65 \text{ cm}$  : Représente la distance entre de deux poutrelles successives.

$l_y = 460 \text{ cm}$  : Représente la distance minimale entre nus d'appuis.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6)h \rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 15) \text{ cm}$$

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

$$b_1 \leq \min\left(\frac{65}{2}, \frac{460}{10}\right)$$

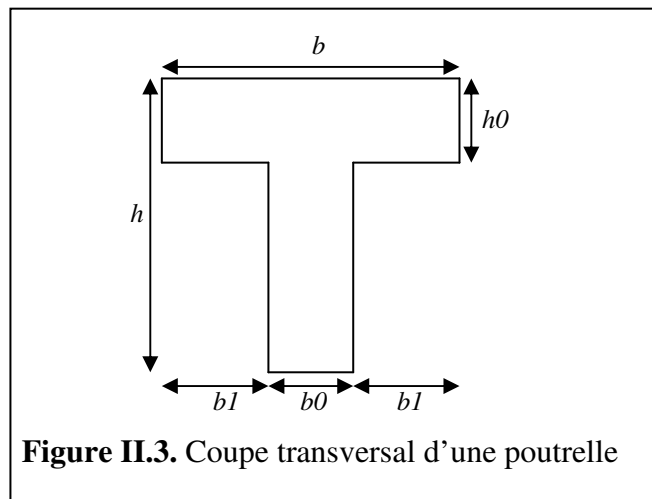
$$b_1 \leq \min(32.5, 46)$$

$$b_1 \leq 32.5 \text{ cm}$$

$$b \leq 2b_1 + b_0 = 2 \times 32.5 + 10$$

$$b \leq 75 \text{ cm}$$

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



**Figure II.3.** Coupe transversal d'une poutrelle

**2) Plancher à dalle pleine :**

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire (d'épaisseur  $h$ ), dont l'une des directions est petite par rapport aux deux autres (les portées  $l_x$  et  $l_y$ ). On désigne par  $l_x$  la plus petite des portées. Le pré dimensionnement des dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

- Critère de coupe feu : (BAEL91)

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

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

$$e \geq 14 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Pour quatre heures de coupe-feu.}$$

- Isolation phonique : (CBA 93)

$$e \geq 13 \text{ cm}$$

- Critère de résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{l_x}{20} \dots\dots\dots \text{Pour une dalle sur un ou deux appuis.}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \dots\dots\dots \text{Pour les dalle avec } \rho \leq 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_D}{40} \dots\dots\dots \text{Pour les dalle avec } \rho \geq 0.4$$

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

Dans notre cas :

**a) Dalle sur deux appuis (D1)**

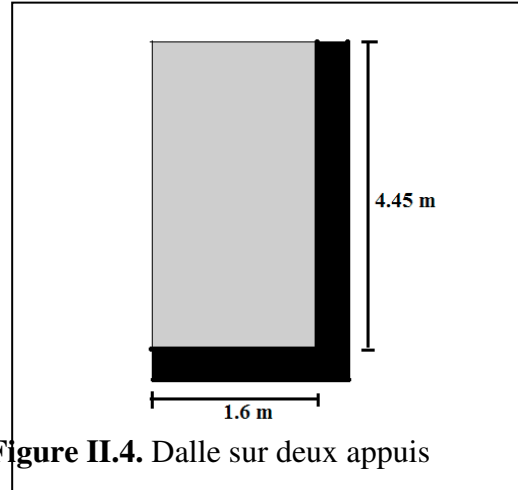
$$\begin{cases} l_x = 1.6 \text{ m} \\ l_y = 4.45 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.6}{4.45} = 0.35 < 0.4$$

La dalle travaille dans un seul sens ( $l_x$ )

$$e \geq \frac{l_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{160}{20} = 8 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 15 \text{ cm}$  pour répondre au critère de résistance au feu



**Figure II.4.** Dalle sur deux appuis

**b) Dalle sur 4 appuis (D2):**

$$\begin{cases} l_x = 2.3 \text{ m} \\ l_y = 5.45 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.3}{5.45} = 0.42 > 0.4$$

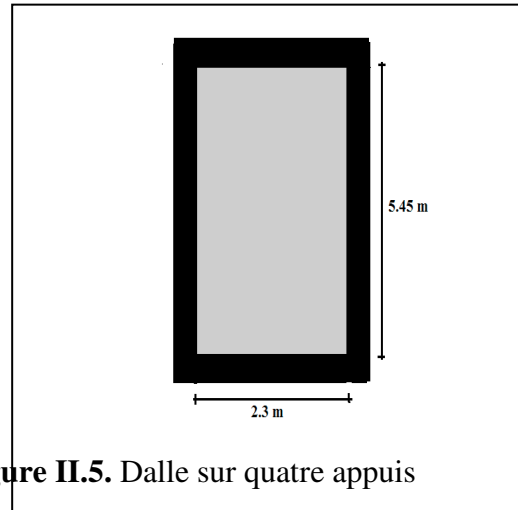
La dalle travaille dans les deux sens.

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

$$\frac{230}{45} \leq e \leq \frac{230}{40}$$

$$5.11 \text{ cm} \leq e \leq 5.75 \text{ cm}$$

On prend  $e = 15 \text{ cm}$  pour répondre au critère de résistance au feu



**Figure II.5.** Dalle sur quatre appuis

**c) Dalle sur trois appuis : (terrasse inaccessible)**

$$\begin{cases} l_x = 2.30 \text{ m} \\ l_y = 5.45 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.30}{5.70} = 0.422 \geq 0.4$$

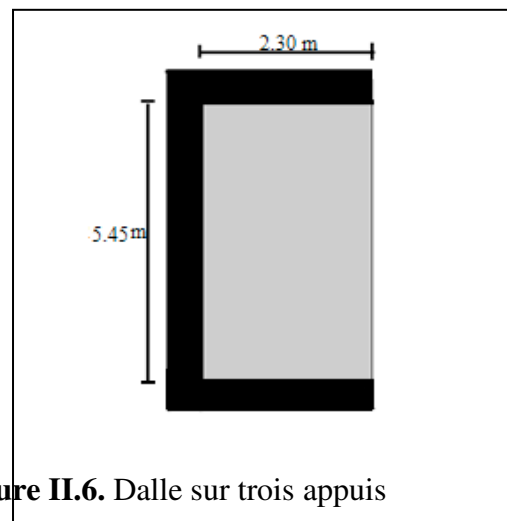
La dalle travaille dans les deux sens.

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

$$\frac{230}{45} \leq e \leq \frac{230}{40}$$

$$5.11 \text{ cm} \leq e \leq 5.75 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 15 \text{ cm}$  pour répondre au critère de résistance au feu



**Figure II.6.** Dalle sur trois appuis

## II.3 Pré dimensionnements des poutres

### 1) Les poutres principales :

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

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

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

$$L_{max} = 575 - 30 = 545 \text{ cm}$$

$$\frac{545}{15} \leq h \leq \frac{545}{10}$$

$$36.33 \text{ cm} \leq h \leq 54.5 \text{ cm}$$

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

Vérification : Selon les recommandations du **RPA99** (Art : 7.5.1), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$(1) \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots I \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots II \\ (h/b) \leq 4 \dots\dots\dots III \end{cases}$$

Sachant que :

$b$  : Largeur de la poutre

$h$  : Hauteur de la poutre.

$$\Rightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{verifier} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{verifier} \\ (h/b) = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{verifier} \end{cases}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :  $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

### 2) Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

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

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

$$L_{max} = 490 - 30 = 460 \text{ cm}$$

$$\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10}$$

$$30.66 \text{ cm} \leq h \leq 46 \text{ cm}$$

Soit :  $h = 35 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

**Vérification** : Selon les recommandations du **RPA99** (Art : 7.5.1), on doit satisfaire les conditions suivantes :

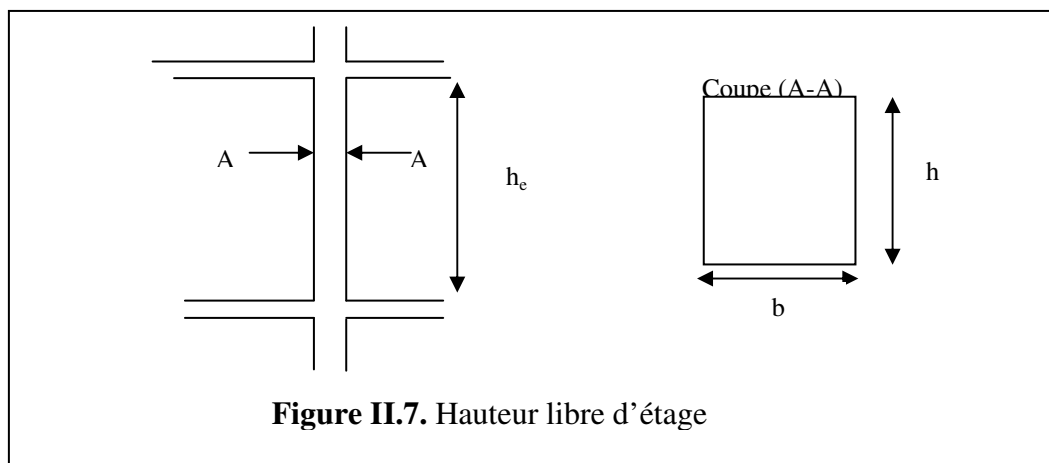
$$(1) \Rightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{verifier} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{verifier} \\ (h/b) = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{verifier} \end{cases}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :  **$b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$**

## II.4 Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple selon les réglés du BAEL91, en appliquant les trois critères suivant :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99



Les exigences du RPA en zone IIA  $\begin{cases} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq h_e/20 \\ 0.25 < b/h < 4 \end{cases}$  **RPA99 (Art7.4.1)**

$h_e = 334 \text{ cm}$  Hauteur libre du sous sol.  
 $h_e = 300 \text{ cm}$  Hauteur libre du RDC et 1<sup>er</sup> étage.  
 $h_e = 266 \text{ cm}$  Hauteur libre des autres étages.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99 citées ci-dessus. On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

- Sous sol et RDC :  $(50 \times 60) \text{ cm}^2$
- 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étage :  $(45 \times 55) \text{ cm}^2$
- 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étage :  $(40 \times 50) \text{ cm}^2$
- 5<sup>eme</sup> et 6<sup>me</sup> étage :  $(35 \times 45) \text{ cm}^2$
- 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup> étage :  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Terrasse :  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

## II.5 Pré dimensionnement des voiles :

Ce sont des éléments de contreventement minces et continus disposés verticalement, généralement en béton armé, ayant une dimension plus petite que les deux autres qui est l'épaisseur.

L'épaisseur est donnée par les conditions du RPA99 (Art 7.7.1) suivantes :

$$\begin{cases} e \geq \max \left[ \frac{h_e}{20} ; 15 \right] \text{ cm} \\ L \geq 4 \times e \end{cases}$$

$h_e$  : Hauteur libre d'étage

$h_p$  : Hauteur total de la poutre

$e$  : Epaisseur du voile

$L$  : Longueur du voile

- **Pour le sous sol :**

$$h_e = 374 - 40 = 334 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} e \geq \max[16.7 ; 15] \text{ cm} \\ L \geq 4 \times e \end{cases}$$

Soit :  $e = 20 \text{ cm}$

$$L \geq 80 \text{ cm}$$

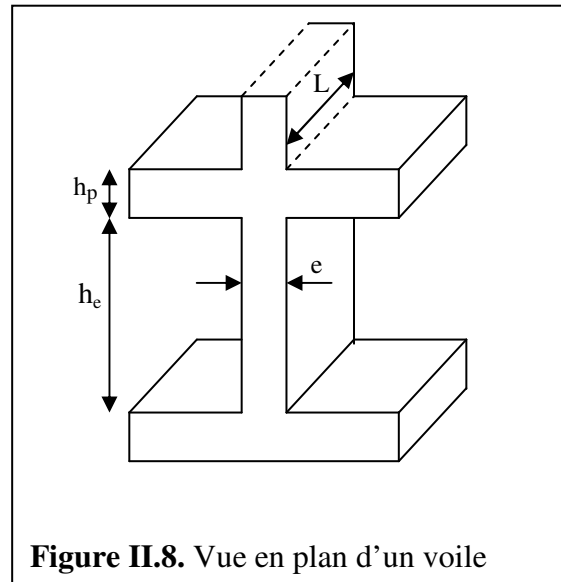
- **Pour le RDC et le 1<sup>er</sup> étage :**

$$h_e = 340 - 40 = 300 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} e \geq \max[15 ; 15] \text{ cm} \\ L \geq 4 \times e \end{cases}$$

Soit :  $e = 15 \text{ cm}$

$$L \geq 80 \text{ cm}$$



**Figure II.8.** Vue en plan d'un voile

- Pour les étages courants :

$$h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} e \geq \max[13.3 ; 15] \text{ cm} \\ L \geq 4 \times e \end{cases}$$

$$\text{Soit : } e = 20 \text{ cm}$$

$$L \geq 80 \text{ cm}$$

Donc on adopte des voiles d'une épaisseur de **20 cm** pour tous les niveaux, avec  $L \geq 80 \text{ cm}$

## II.6 Pré dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, les escaliers peuvent être en béton armé, en acier 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) :  $L_0$  (Longueur projeter de la volée)
- (3) :  $g$  (Giron)
- (4) :  $h$  (Hauteur de la contre marche)
- (5) :  $H$  (Hauteur de la volée)
- (6) :  $\alpha$  (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : (Emmarchement)

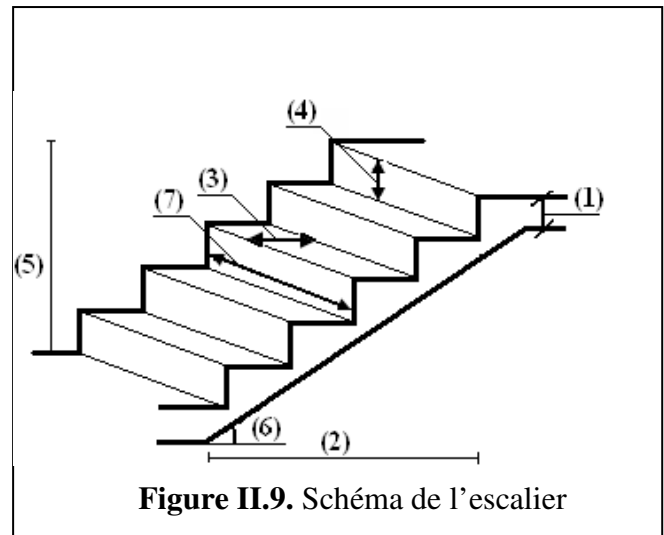


Figure II.9. Schéma de l'escalier

Notre projet présente deux cages d'escaliers :

- Une cage d'escalier qui comporte deux volées.
- Une cage d'escalier qui comporte trois et deux volées.

### 1) Dimensionnement de la première cage d'escalier :

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

$$59 \text{ cm} \leq g + 2 \times h \leq 64 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} & n: \text{nombre de contre marche} \\ g = \frac{L_0}{n-1} & n-1: \text{nombre de marche} \end{cases}$$

Si on pose  $2h + g = 64 \text{ cm}$ , on remplace  $h$  et  $g$  par leur expression en fonction de  $n$ , on obtiendra :

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

– Pour le RDC et le 1<sup>er</sup> étage (exemple de calcul) :

On à deux volées identiques

H=170 cm L<sub>0</sub>=240cm

$$64 n^2 - (64 + 2 \times 170 + 243)n + 2 \times 170 = 0$$

$$64n^2 - 647n + 340 = 0$$

$$n = 10$$

$$n - 1 = 9$$

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{170}{10} = 17 \text{ cm} \\ g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{9} \approx 27 \text{ cm} \end{cases}$$

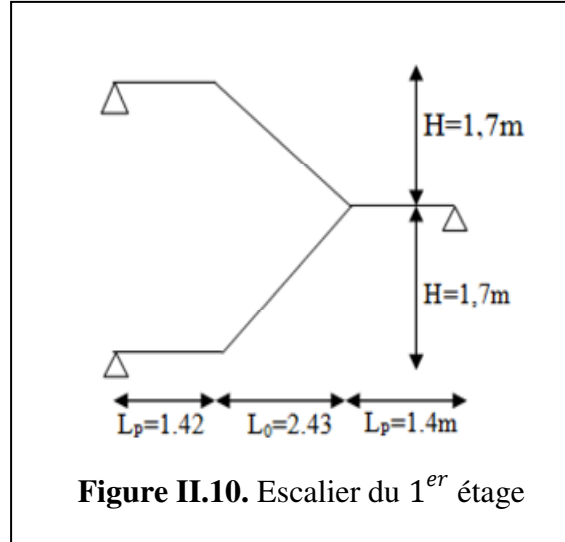


Figure II.10. Escalier du 1<sup>er</sup> étage

De (1) :

$$59 \text{ cm} \leq 27 + 2 \times 17 = 61 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{verifier}$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H^2}$$

$$L_v = \sqrt{243^2 + 170^2}$$

$$L_v = 296.56 \text{ cm}$$

$$L = L_p + L_p + L_v = 142 + 140 + \sqrt{240^2 + 170^2}$$

$$L = 578.56 \text{ cm} = 5.78 \text{ m}$$

$$\frac{578.56}{30} < e < \frac{578.56}{20}$$

$$19.28 \text{ cm} < e < 28.93 \text{ cm}$$

$$e = 22 \text{ cm}$$

- **Inclinaison de la paillasse :**

$$\alpha = \text{tg}^{-1} (H/L_0) = \text{tg}^{-1} (170/243) = 34.97^\circ$$

- **Poids de la paillasse :**

$$G = \frac{e \gamma_b}{\cos \alpha} = \frac{0.22 \times 25}{\cos 34.97} = 6.71 \text{ KN/m}^2$$

❌

**Tableau II.1 : Dimensions de la 1<sup>ère</sup> cage d'escalier .**

| étage                              | volée | H<br>(m) | L <sub>0</sub><br>(m) | n  | n-1 | g<br>(cm) | h<br>(cm) | L<br>(m) | e<br>(cm) | L <sub>v</sub><br>(cm) | α<br>(°) | G<br>(KN/m <sup>2</sup> ) |
|------------------------------------|-------|----------|-----------------------|----|-----|-----------|-----------|----------|-----------|------------------------|----------|---------------------------|
| RDC<br>Et 1 <sup>er</sup><br>étage | 1     | 1.7      | 2.43                  | 10 | 9   | 27        | 17        | 5.78     | 22        | 296.56                 | 34.97    | 6.71                      |
|                                    | 2     | 1.7      | 2.43                  | 10 | 9   | 27        | 17        | 5.78     | 22        | 296.56                 | 34.97    | 6.71                      |
| Etagé<br>courant                   | 1     | 1.53     | 2.4                   | 9  | 8   | 30        | 17        | 5.69     | 22        | 284.62                 | 32.51    | 6.52                      |
|                                    | 2     | 1.53     | 2.4                   | 9  | 8   | 30        | 17        | 5.69     | 22        | 284.62                 | 32.51    | 6.52                      |

**2) Dimensionnement de la 2<sup>ème</sup> cage d'escalier :**

– Pour le sous sol : (escalier a trois volée) exemple de calcul :

**Volée 1 et 3 (identique) :**

$$H = 153 \text{ cm et } L_0 = 240 \text{ cm}$$

$$n = 9 \text{ et } n-1 = 8$$

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \\ g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

De (1) :

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

**- Epaisseur de la paillasse :**

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

$$L = L_p + L_{p'} + L_v$$

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{240^2 + 153^2} = 284.62 \text{ cm}$$

$$L = 284.62 + 160 + 180 = 624.62 \text{ cm}$$

$$\frac{624.62}{30} < e < \frac{624.62}{20}$$

$$20.82 \text{ cm} < e < 31.23 \text{ cm}$$

$$e = 22 \text{ cm}$$

**- Inclinaison de la paillasse :**

$$\alpha = \text{tg}^{-1} (H/L_0) = \text{tg}^{-1} (153/240) = 32.51^\circ$$

**- Poids de la paillasse :**

$$G = \frac{e \gamma_b}{\cos \alpha} = \frac{0.22 \times 25}{\cos 32.51} = 6.52 \text{ KN/m}^2$$

**Volée 2 :**

$$H = 68 \text{ cm et } L_0 = 90 \text{ cm}$$

$$n = 4 \text{ et } n - 1 = 3$$

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{68}{4} = 17 \text{ cm} \\ g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{90}{3} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

De (1) :

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \text{ cm} = 64 \leq 64 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{verifier}$$

**- Epaisseur de la paillasse :**

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

$$L = L_{\text{net}} + L_p + L_v$$

$$L = 160 + 160 + \sqrt{90^2 + 68^2} = 482.8 \text{ cm}$$

$$\frac{482.8}{30} < e < \frac{482.8}{20}$$

$$16.09 \text{ cm} < e < 24.14 \text{ cm}$$

$$e = 18 \text{ cm}$$

**- Inclinaison de la paillasse :**

$$\alpha = \text{tg}^{-1} (H/L_0) = \text{tg}^{-1} (68/90) = 37.07^\circ$$

**- Poids de la paillasse :**

$$G = \frac{e \gamma_b}{\cos \alpha} = \frac{0.18 \times 25}{\cos 37.07} = 5.64 \text{ KN/m}^2$$

**Tableau II.2 :** Dimensions de la 2<sup>ème</sup> cage d'escalier.

| Etage                              | volée | H<br>(m) | L <sub>0</sub><br>(m) | N | n-1 | g<br>(cm) | h<br>(cm) | L<br>(m) | e<br>(cm) | L <sub>0</sub><br>(cm) | α<br>(°) | G<br>(KN/m <sup>2</sup> ) |
|------------------------------------|-------|----------|-----------------------|---|-----|-----------|-----------|----------|-----------|------------------------|----------|---------------------------|
| Sous-Sol                           | 1     | 1.53     | 2.4                   | 9 | 8   | 30        | 17        | 6.24     | 22        | 284.62                 | 32.51    | 6.52                      |
|                                    | 2     | 0.68     | 0.9                   | 4 | 3   | 30        | 17        | 4.82     | 18        | 112.8                  | 37.07    | 5.64                      |
|                                    | 3     | 1.53     | 2.4                   | 9 | 8   | 30        | 17        | 6.24     | 22        | 284.62                 | 32.51    | 6.52                      |
| RDC<br>et 1 <sup>er</sup><br>étage | 1     | 1.53     | 2.4                   | 9 | 8   | 30        | 17        | 6.04     | 22        | 284.62                 | 32.51    | 6.52                      |
|                                    | 2     | 0.34     | 0.3                   | 2 | 1   | 30        | 17        | 4.75     | 18        | 45.34                  | 48.57    | 6.8                       |
|                                    | 3     | 1.53     | 2.4                   | 9 | 8   | 30        | 17        | 6.04     | 22        | 284.62                 | 32.51    | 6.52                      |
| Etage<br>courant                   | 1     | 1.53     | 2.4                   | 9 | 8   | 30        | 17        | 6.04     | 22        | 284.62                 | 32.51    | 6.52                      |
|                                    | 2     | 1.53     | 2.4                   | 9 | 8   | 30        | 17        | 6.04     | 22        | 284.62                 | 32.51    | 6.52                      |

## II.7 Evaluation des charges et surcharges :

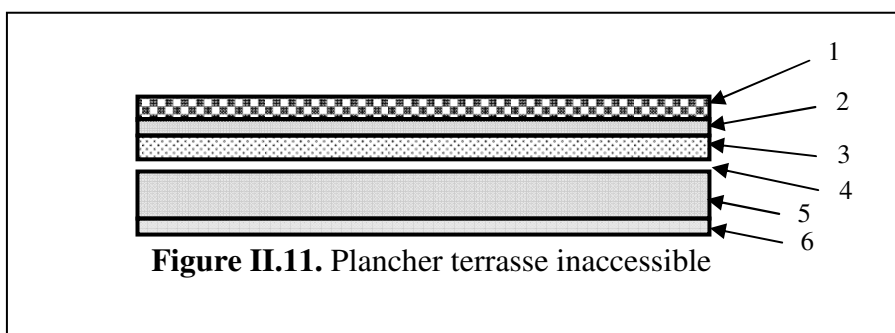
### 1) Plancher terrasse inaccessible :

**Tableau II.3 :** Charge permanente revenant au plancher terrasse inaccessible.

| N | Désignation des éléments     | Epaisseur "e" (m) | Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---|------------------------------|-------------------|--------------------------------|
| 1 | Gravillon de protection      | 0.05              | 1.00                           |
| 2 | Etanchéité multicouche       | 0.02              | 0.12                           |
| 3 | Isolation thermique (liège)  | 0.04              | 0.16                           |
| 4 | Forme de pente (1.5%)        | 0.10              | 2.20                           |
| 5 | Planche à corps creux (20+5) | 0.25              | 3.55                           |
| 6 | Enduit de ciment             | 0.02              | 0.36                           |
|   |                              |                   | <b>G = 7.39</b>                |

La charge permanente totale est estimée à :  $G = 7.39 \text{ KN/m}^2$ .

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



### 2) Plancher terrasse accessible :

**Tableau II.4 :** Charge permanente revenant au plancher terrasse accessible.

| N | Désignation des éléments     | Epaisseur "e" (m) | Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---|------------------------------|-------------------|--------------------------------|
| 1 | Revêtement en carrelage      | 0.02              | 0.40                           |
| 2 | Mortier de pose              | 0.02              | 0.40                           |
| 3 | Etanchéité multicouche       | 0.02              | 0.12                           |
| 4 | Isolation thermique (liège)  | 0.04              | 0.16                           |
| 5 | Planche à corps creux (20+5) | 0.25              | 3.55                           |
| 6 | Enduit de plâtre             | 0.02              | 0.20                           |
| 7 | Lit de sable                 | 0.03              | 0.54                           |
|   |                              |                   | <b>G = 5.37</b>                |

La charge permanente totale est estimée à :  $G = 5.37 \text{ KN/m}^2$ .

La charge d'exploitation  $\Rightarrow Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ .....DTR B.C.2.2.

### 3) Planchers étage courant :

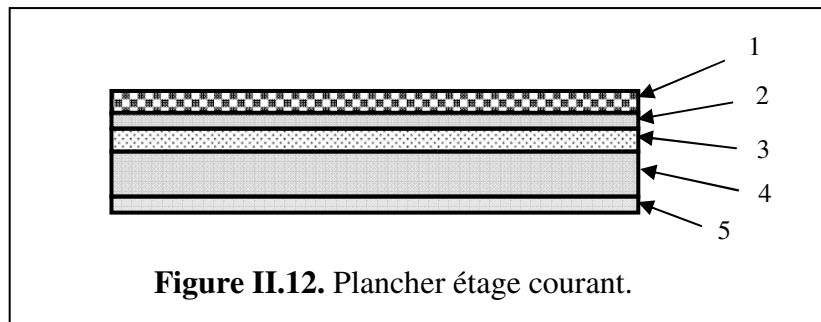
**Tableau II.5 :** Charge permanente revenant aux planchers EC et RDC.

| N | Description                  | Epaisseur "e" (m) | Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---|------------------------------|-------------------|--------------------------------|
| 1 | Revêtement en carrelage      | 0.02              | 0.40                           |
| 2 | Mortier de pose              | 0.02              | 0.40                           |
| 3 | Lit de sable                 | 0.03              | 0.54                           |
| 4 | Planche a corps creux (20+5) | 0.25              | 3.55                           |
| 5 | Enduit de plâtre             | 0.02              | 0.20                           |
| 6 | Cloison de séparation        | 0.10              | 0.90                           |
|   |                              |                   | <b>G = 5.99</b>                |

La charge permanente totale est estimée à :  $G = 5.99 \text{ KN/m}^2$ .

La charge d'exploitation Q d'après le DTR B.C.2.2 :

- $Q_{\text{sous-sol}} = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- $Q_{\text{RDC}, 1^{\text{er}}, 2^{\text{me}}, 8^{\text{eme}} \text{ étage}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- $Q_{1^{\text{er}} \text{ étage (salle de conférences)}} = 4 \text{ KN/m}^2$
- $Q_{3^{\text{eme}} \text{ au } 7^{\text{eme}} \text{ étage}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$



**Figure II.12.** Plancher étage courant.

### 4) Plancher dalle pleine:

**Tableau II.6 :** Evaluation des charges sur les dalles pleines des étages courants.

| Désignation des éléments | e (m) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|-------|----------------------------|
| Revêtement en carrelage  | 0.02  | 0.40                       |
| Mortier de pose          | 0.02  | 0.40                       |
| Lit de sable             | 0.02  | 0.36                       |
| Dalle pleine             | 0.15  | 3.75                       |
| Enduit en ciment         | 0.02  | 0.36                       |
|                          |       | <b>G = 5.27</b>            |

La charge permanente totale qu'on a est  $G = 5.27 \text{ KN / m}^2$

La charge d'exploitation à prendre est estimée à  $Q = 2.5 \text{ KN / m}^2$  (cas le plus défavorable)

**Tableau II.7:** Evaluation des charges sur la dalle pleine de la terrasse accessible.

| Désignation des éléments    | Epaisseur "e" (m) | Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------------------|-------------------|--------------------------------|
| Revêtement en carrelage     | 0.02              | 0.40                           |
| Mortier de pose             | 0.02              | 0.40                           |
| Etanchéité multicouche      | 0.02              | 0.12                           |
| Isolation thermique (liège) | 0.04              | 0.16                           |
| Dalle pleine                | 0.15              | 3.75                           |
| Enduit de plâtre            | 0.02              | 0.20                           |
| Lit de sable                | 0.03              | 0.54                           |
|                             |                   | <b>G = 5,57</b>                |

La charge permanente totale qu'on a est  $G = 5.57 \text{ KN} / \text{m}^2$

La charge d'exploitation à prendre est estimée à  $Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2$

**Tableau II.8 :** Evaluation des charges sur la dalle pleine de la terrasse inaccessible.

| Désignation des éléments    | Epaisseur "e" (m) | Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------------------|-------------------|--------------------------------|
| Gravillon de protection     | 0.05              | 1.00                           |
| Etanchéité multicouche      | 0.02              | 0.12                           |
| Isolation thermique (liège) | 0.04              | 0.16                           |
| Forme de pente (1.5%)       | 0.10              | 2.20                           |
| Dalle pleine                | 0.15              | 3.75                           |
| Enduit de ciment            | 0.02              | 0.36                           |
|                             |                   | <b>G = 7.59</b>                |

La charge permanente totale qu'on a est  $G = 7.59$

La charge d'exploitation à prendre est estimée à  $Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2$

## 5) Les escaliers :

### ➤ Evaluation des charges sur la volée (on considère la plus courant):

$$\text{Paillasse} \dots\dots\dots G = \frac{e \gamma_b}{\cos \alpha} = \frac{0.22 \times 25}{\cos 32.51} = 6.52 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Marche} \dots\dots\dots G = \gamma_b \times \frac{h}{2} = 22 \times \frac{0.17}{2} = 1.87 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Mortier de pose} \dots\dots\dots G = \gamma_m \times e = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Carrelage horizontale} \dots\dots\dots G_h = \gamma_c \times e = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ N} / \text{m}^2$$

$$\text{Carrelage verticale} \dots\dots\dots G = \gamma_c \times \frac{h}{g} e = 20 \times \frac{0.17}{0.30} \times 0.02 = 0.22 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Enduit de plâtre} \dots\dots\dots G = \gamma_{\text{enduit}} \times \frac{e}{\cos \alpha} = 10 \times \frac{0.015}{\cos 32.51} = 0.18 \text{ KN} / \text{m}^2$$

**Tableau II.9** : Evaluation des charges sur la volée.

| Désignation des éléments | e (m)             | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|-------------------|----------------------------|
| Carrelage horizontal     | 0.02              | 0.40                       |
| Carrelage verticale      | 0.02              | 0.22                       |
| Lit de sable             | 0.02              | 0.36                       |
| Enduit de plâtre         | 0.015/cos32.51    | 0.18                       |
| Marche                   | 0.17/2            | 1.87                       |
| Mortier de pose          | 0.02              | 0.4                        |
| Paillasse                | 0.22/ (cos 32.51) | 6.52                       |
|                          |                   | <b>G = 9.95</b>            |

La charge permanente totale qu'on a est :  $G = 9.95 \text{ KN} / \text{m}^2$

La charge d'exploitation à prendre est estimée à  $Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$

➤ **Evaluation des charges sur le palier :**

Palier..... $G = \gamma_b \times e = 25 \times 0.22 = 5.5 \text{ KN} / \text{m}^2$

Mortier de pose ..... $G = \gamma_m \times e = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN} / \text{m}^2$

Revêtement carrelage ..... $G = \gamma_b \times e = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN} / \text{m}^2$

Enduit ..... $G = \gamma_{enduit} \times e = 10 \times 0.02 = 0.2 \text{ KN} / \text{m}^2$

**Tableau II.10** : Evaluation des charges sur le palier.

| Désignation des éléments | e (m) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|-------|----------------------------|
| Revêtement en carrelage  | 0.02  | 0.40                       |
| Mortier de pose          | 0.02  | 0.40                       |
| Lit de sable             | 0.02  | 0.36                       |
| Dalle pleine             | 0.22  | 5.50                       |
| Enduit de plâtre         | 0.02  | 0.20                       |
|                          |       | <b>G=6.86</b>              |

La charge permanente totale qu'on a est **G = 6.86 KN/m<sup>2</sup>**

La charge d'exploitation à prendre est estimée à **Q = 2.5 KN / m<sup>2</sup>**

**6) L'acrotère :**

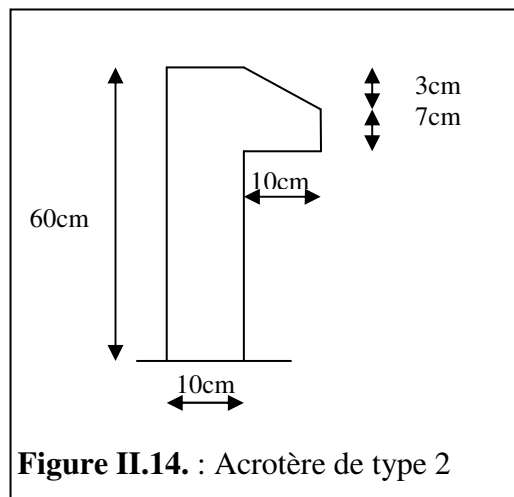
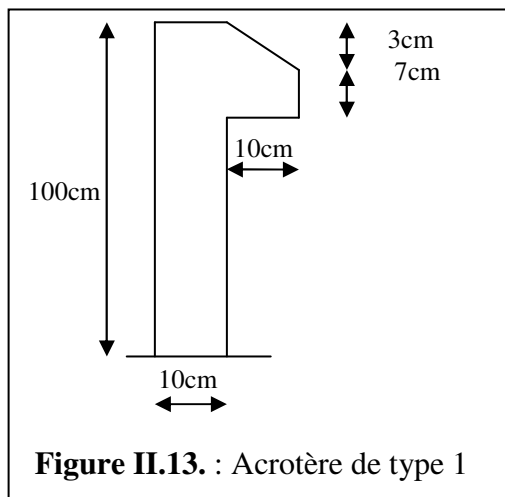
C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

- Pour la terrasse accessible on prend  $H = 100 \text{ cm}$ .

- Pour la terrasse inaccessible on prend  $H = 60 \text{ cm}$ .

**Tableau II.7 :** Evaluation des charges de l'acrotère.

| Type | Hauteur (cm) | Epaisseur (cm) | Enduit en ciment  |                 | Surface ( $m^2$ ) | Poids propre (KN/m) | Q (KN/m <sup>2</sup> ) | G (KN/ml)   |
|------|--------------|----------------|-------------------|-----------------|-------------------|---------------------|------------------------|-------------|
|      |              |                | Intérieur (1.5cm) | Extérieur (2cm) |                   |                     |                        |             |
| 1    | 100          | 10             | 0.27              | 0.36            | 0.1085            | 2.71                | <b>1.5</b>             | <b>3.34</b> |
| 2    | 60           | 10             | 0.27              | 0.36            | 0.0685            | 1.71                | <b>1,0</b>             | <b>2.34</b> |



## 7) Les Murs extérieur :

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

**Tableau II.12 :** Charge permanente revenant aux murs extérieurs.

| Description            | Epaisseur "e"(cm) | Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )    |
|------------------------|-------------------|-----------------------------------|
| Enduit de plâtre       | 1.5               | 0.15                              |
| Brique creuse de 15 cm | 15                | 1.3                               |
| Brique creuse de 10cm  | 10                | 0.90                              |
| Enduit ciment          | 1.5               | 0.27                              |
|                        |                   | <b><math>\Sigma = 2.62</math></b> |

La charge totale est estimée à :  **$G = 2.62 \text{ KN/m}^2$** .

## II.8 Décence de charges

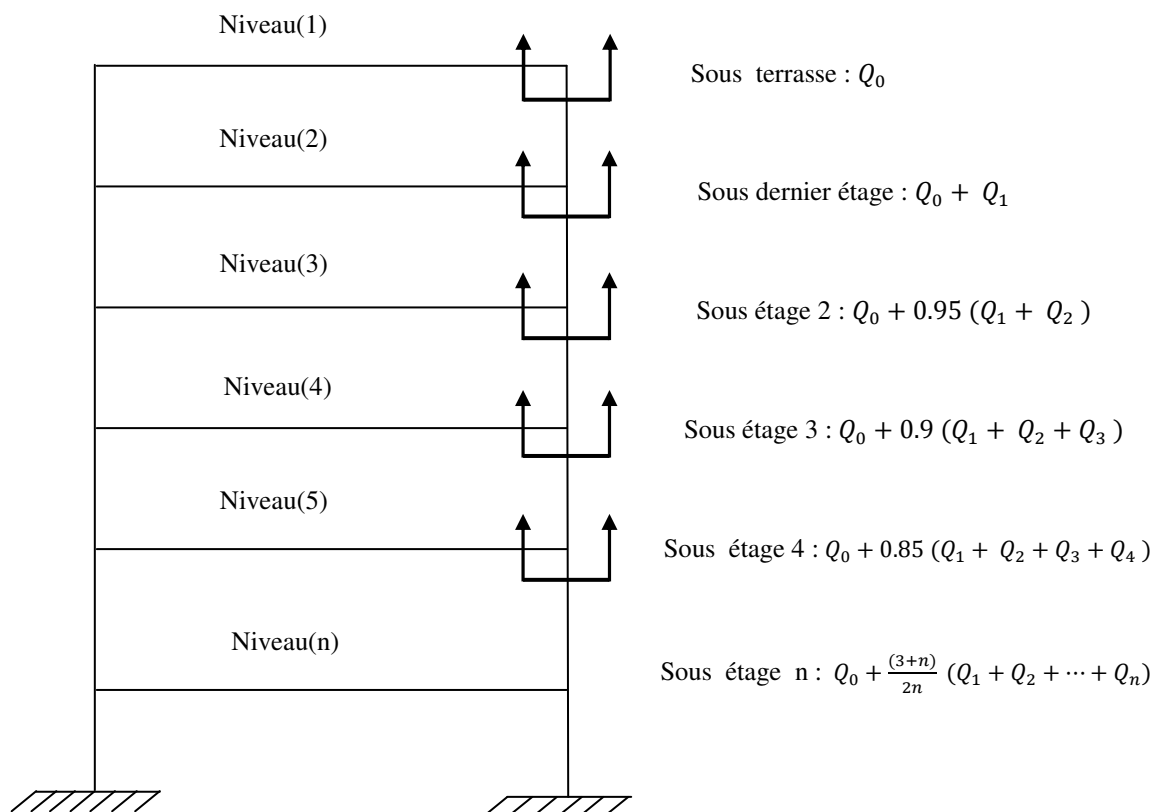
La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol. On effectuera la descente de charge pour les poteaux les plus sollicités.

- **La loi de dégression :**

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquons la loi de dégression des charges.

On adoptera pour le calcul : **DTR B.C 2.2 (6.3)**

- Sous terrasse  $Q_0$ .
- Sous dernier étage  $Q_0 + Q_1$ .
- Sous étage immédiatement inférieur  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous le troisième étage  $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
- Sous le quatrième étage  $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- Sous le cinquième étage et les suivants  $Q_0 + \frac{(3+n)}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ .



**Tableau II.13 :** Evaluation des poids propres des poteaux.

| Etage      | S-sol | RDC   | 1 <sup>er</sup> | 2 <sup>eme</sup> | 3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> | 5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup> | 7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup> | Terrasse |
|------------|-------|-------|-----------------|------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------|
| $S (cm^2)$ | 50x60 | 50x60 | 45x55           | 45x55            | 40x50                               | 35x45                               | 30x40                               | 30x35    |
| $P (KN)$   | 28.05 | 25.5  | 21.03           | 18.93            | 15.3                                | 12.04                               | 9.18                                | 8.03     |

**1) Poteau D3 :**

• **Au niveau de la terrasse inaccessible :**

- La surface afférente pour la charge permanente :

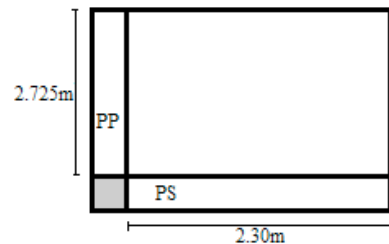
$$S = 2.30 \times 2.725 = 6.267 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{terrasse inac}} = 6.267 \times 7.39 = 46.31 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poutre}} = G_{PP} + G_{PS}$$

$$= 25[(0.4 \times 0.3 \times 2.725) + (0.35 \times 0.3 \times 2.3)] = 14.21 \text{ KN}$$

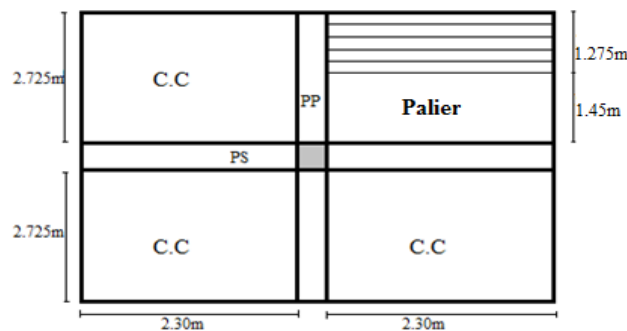
$$G_{\text{accrotere}} = 2.34 \times (2.725 + 2.30) = 11.75 \text{ KN}$$



- La surface afférente pour la charge d'exploitation :

$$Q_{\text{terrasse inac}} = 1 \times [6.267 + (2.30 \times 0.3) + (2.725 \times 0.30)] = 7.77 \text{ KN}$$

• **Au niveau des étages courants :**



- La surface afférente pour la charge permanente :

$$S_{cc} = (2.725 \times 2.30) \times 3 = 18.80 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{terrasse acc}} = 18.80 \times 5.37 = 100.95 \text{ KN}$$

$$G_{\text{étages courants}} = 18.80 \times 5.99 = 112.61 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poutre}} = 25[(0.4 \times 0.3 \times 5.45) + (0.35 \times 0.3 \times 4.6)] = 28.42 \text{ KN}$$

$$G_{\text{escalier}} = G_{\text{palier}} + G_{\text{volée}}$$

$$= 6.86 \times (1.45 \times 2.30) + 9.95 \times \left( \frac{1.275}{\cos(32.51)} \times 2.30 \right) = 57.47 \text{ KN}$$

- La surface afférente pour la charge d'exploitation :

$$S_T = (2.30 \times 2.725) \times 3 + [(0.3 \times 5.45) + (0.3 \times 4.6)] = 21.82 \text{ m}^2$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 21.82 \times 1.5 = 32.73 \text{ KN}$$

$$Q_{RDC, 2^{\text{eme}}, 8^{\text{eme}} \text{ étage}} = 21.82 \times 2.5 = 54.55 \text{ KN}$$

$$Q_{7^{\text{eme}} \text{ au } 3^{\text{eme}}} = 21.82 \times 1.5 = 32.73 \text{ KN}$$

$$Q_{1^{\text{er}} (\text{salle de conference})} = [(2.3 \times 2.725) \times 2 + (0.3 \times 4.6 + 0.3 \times 2.725)] \times 4 = 58.93 \text{ KN}$$

$$Q_{1^{\text{er}} \text{ étage}} = 58.93 + 2.5 [(2.725 \times 2.3) + (0.3 \times 2.725)] = 76.64 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{escalier}} = 2.5 \times \left[ (1.45 \times 2.30) + \left( \frac{1.275}{\cos(32.51)} \times 2.30 \right) \right] = 17.03 \text{ KN}$$

**Tableau II.14** : Descente de charge poteau (D3).

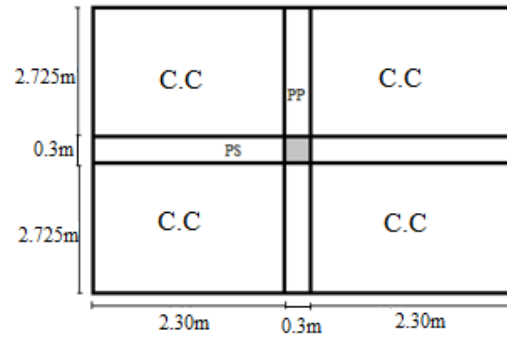
| Niveau                       | Elément                            | G(KN)  | NG(KN) | NQ(KN) | Nu(KN)  | Nu*(KN) |
|------------------------------|------------------------------------|--------|--------|--------|---------|---------|
| <b>Terrasse inaccessible</b> | Plancher (terrasse Inaccessible)   | 46.31  | 72.27  | 7.77   | 109.22  | 120.14  |
|                              | Poutre                             | 14.21  |        |        |         |         |
|                              | Acrotère                           | 11.75  |        |        |         |         |
| <b>Terrasse accessible</b>   | Venant de la terrasse inaccessible | 72.27  | 267.14 | 40.50  | 421.38  | 463.52  |
|                              | Plancher (terrasse accessible)     | 100.95 |        |        |         |         |
|                              | Poutre                             | 28.42  |        |        |         |         |
|                              | Poteau                             | 8.03   |        |        |         |         |
|                              | Escalier                           | 57.47  |        |        |         |         |
| <b>8<sup>eme</sup> étage</b> | Venant de la terrasse accessible   | 267.14 | 474.82 | 90.68  | 777.03  | 854.73  |
|                              | Plancher                           | 112.61 |        |        |         |         |
|                              | Poutre                             | 28.42  |        |        |         |         |
|                              | Poteau                             | 9.18   |        |        |         |         |
|                              | Escalier                           | 57.47  |        |        |         |         |
| <b>7<sup>eme</sup> étage</b> | Venant du 8 <sup>eme</sup> étage   | 474.82 | 682.5  | 115.78 | 1095.04 | 1204.54 |
|                              | Plancher                           | 112.61 |        |        |         |         |
|                              | Poutre                             | 28.42  |        |        |         |         |
|                              | Poteau                             | 9.18   |        |        |         |         |
|                              | Escalier                           | 57.47  |        |        |         |         |

|                              |                                  |         |         |        |         |         |
|------------------------------|----------------------------------|---------|---------|--------|---------|---------|
| <b>6<sup>eme</sup> étage</b> | Venant du 7 <sup>eme</sup> étage | 682.5   | 893.04  | 137.60 | 1412.00 | 1553.20 |
|                              | Plancher                         | 112.61  |         |        |         |         |
|                              | Poutre                           | 28.42   |         |        |         |         |
|                              | Poteau                           | 12.04   |         |        |         |         |
|                              | Escalier                         | 57.47   |         |        |         |         |
| <b>5<sup>eme</sup> étage</b> | Venant du 6 <sup>eme</sup> étage | 893.04  | 1103.58 | 156.14 | 1724.04 | 1896.44 |
|                              | Plancher                         | 112.61  |         |        |         |         |
|                              | Poutre                           | 28.42   |         |        |         |         |
|                              | Poteau                           | 12.04   |         |        |         |         |
|                              | Escalier                         | 57.47   |         |        |         |         |
| <b>4<sup>eme</sup> étage</b> | Venant du 5 <sup>eme</sup> étage | 1103.58 | 1317.38 | 171.42 | 2035.59 | 2239.15 |
|                              | Plancher                         | 112.61  |         |        |         |         |
|                              | Poutre                           | 28.42   |         |        |         |         |
|                              | Poteau                           | 15.3    |         |        |         |         |
|                              | Escalier                         | 57.47   |         |        |         |         |
| <b>3<sup>eme</sup> étage</b> | Venant du 4 <sup>eme</sup> étage | 1317.38 | 1531.18 | 183.42 | 2342.22 | 2576.44 |
|                              | Plancher                         | 112.61  |         |        |         |         |
|                              | Poutre                           | 28.42   |         |        |         |         |
|                              | Poteau                           | 15.3    |         |        |         |         |
|                              | Escalier                         | 57.47   |         |        |         |         |
| <b>2<sup>eme</sup> étage</b> | Venant du 3 <sup>eme</sup> étage | 1531.18 | 1748.61 | 209.38 | 2674.69 | 2942.16 |
|                              | Plancher                         | 112.61  |         |        |         |         |
|                              | Poutre                           | 28.42   |         |        |         |         |
|                              | Poteau                           | 18.93   |         |        |         |         |
|                              | Escalier                         | 57.47   |         |        |         |         |
| <b>1<sup>er</sup> étage</b>  | Venant du 2 <sup>eme</sup> étage | 1748.61 | 1968.14 | 256.14 | 3041.19 | 3345.31 |
|                              | Plancher                         | 112.61  |         |        |         |         |
|                              | Poutre                           | 28.42   |         |        |         |         |
|                              | Poteau                           | 21.03   |         |        |         |         |
|                              | Escalier                         | 57.47   |         |        |         |         |
| <b>RDC</b>                   | Venant du 1 <sup>er</sup> étage  | 1968.14 | 2192.14 | 285.49 | 3387.62 | 3726.38 |
|                              | Plancher                         | 112.61  |         |        |         |         |
|                              | Poutre                           | 28.42   |         |        |         |         |
|                              | Poteau                           | 25.5    |         |        |         |         |
|                              | Escalier                         | 57.47   |         |        |         |         |

L'effort normal à la base :  $\begin{cases} N_G = 2192.14 \text{ KN} \\ N_Q = 285.49 \text{ KN} \end{cases}$

$$N_u = 3387.62 \text{ KN}$$

2) Poteau C3 :



- La surface afférente pour la charge permanente :

$$S_{cc} = (2.3 \times 2.725) \times 4 = 25.07 \text{ m}^2$$

$$G_{T\text{ Terrasse acc}} = 25.07 \times 5.37 = 134.62 \text{ KN}$$

$$G_{poutre} = 25[(0.4 \times 0.3 \times 5.45) + (0.35 \times 0.3 \times 4.6)] = 28.42 \text{ KN}$$

$$G_{\text{étage courant}} = 25.07 \times 5.99 = 150.16 \text{ KN}$$

- La surface afférente pour la charge d'exploitation :

$$T = S_{cc} + S_{poutre} = 25.07 + [(0.3 \times 5.45) + (0.3 \times 4.6)] = 28.08 \text{ m}^2$$

$$Q_{T.\text{accessible}} = 28.08 \times 1.5 = 42.12 \text{ KN}$$

$$Q_{RDC, 2^{eme}, 8^{eme} \text{ étage}} = 28.08 \times 2.5 = 70.2 \text{ KN}$$

$$Q_{7^{eme} \text{ au } 3^{eme}} = 28.08 \times 1.5 = 42.12 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} Q_{1^{er} \text{ (salle de conference)}} &= [(2.3 \times 2.725) + (0.3 \times 2.3 + 0.3 \times 2.725)] \times 4 \\ &= 31.1 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{1^{er} \text{ étage}} &= 31.1 + 2.5 [(2.725 \times 2.3) \times 3 + (0.3 \times 2.3 + 0.3 \times 2.725)] \\ &= 81.87 \text{ KN} \end{aligned}$$

**Tableau II.15** : Descente de charge poteau (C3).

| Niveau                       | Elément                          | G(KN)   | NG(KN)  | NQ(KN) | Nu(KN)  | Nu*(KN) |
|------------------------------|----------------------------------|---------|---------|--------|---------|---------|
| <b>Terrasse accessible</b>   | Plancher (terrasse accessible)   | 134.62  | 163.04  | 42.12  | 283.28  | 311.61  |
|                              | Poutre                           | 28.42   |         |        |         |         |
| <b>8<sup>eme</sup> étage</b> | Venant de la terrasse accessible | 163.04  | 350.80  | 112.32 | 642.06  | 706.26  |
|                              | Plancher                         | 150.16  |         |        |         |         |
|                              | Poutre                           | 28.42   |         |        |         |         |
|                              | Poteau                           | 9.18    |         |        |         |         |
| <b>7<sup>eme</sup> étage</b> | Venant du 8 <sup>eme</sup> étage | 350.80  | 538.56  | 148.82 | 950.28  | 1045.31 |
|                              | Plancher                         | 150.16  |         |        |         |         |
|                              | Poutre                           | 28.42   |         |        |         |         |
|                              | Poteau                           | 9.18    |         |        |         |         |
| <b>6<sup>eme</sup> étage</b> | Venant du 7 <sup>eme</sup> étage | 538.56  | 729.18  | 181.11 | 1256.06 | 1381.66 |
|                              | Plancher                         | 150.16  |         |        |         |         |
|                              | Poutre                           | 28.42   |         |        |         |         |
|                              | Poteau                           | 12.04   |         |        |         |         |
| <b>5<sup>eme</sup> étage</b> | Venant du 6 <sup>eme</sup> étage | 729.18  | 919.80  | 209.16 | 1555.47 | 1711.02 |
|                              | Plancher                         | 150.16  |         |        |         |         |
|                              | Poutre                           | 28.42   |         |        |         |         |
|                              | Poteau                           | 12.04   |         |        |         |         |
| <b>4<sup>eme</sup> étage</b> | Venant du 5 <sup>eme</sup> étage | 919.80  | 1113.68 | 233.06 | 1853.05 | 2038.36 |
|                              | Plancher                         | 150.16  |         |        |         |         |
|                              | Poutre                           | 28.42   |         |        |         |         |
|                              | Poteau                           | 15.3    |         |        |         |         |
| <b>3<sup>eme</sup> étage</b> | Venant du 4 <sup>eme</sup> étage | 1113.68 | 1307.56 | 252.72 | 2144.28 | 2358.71 |
|                              | Plancher                         | 150.16  |         |        |         |         |
|                              | Poutre                           | 28.42   |         |        |         |         |
|                              | Poteau                           | 15.3    |         |        |         |         |

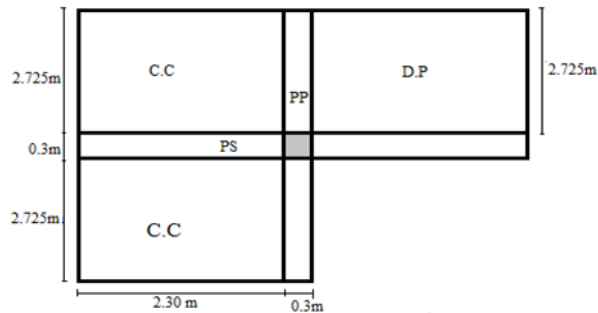
|                              |                                  |         |         |        |         |         |
|------------------------------|----------------------------------|---------|---------|--------|---------|---------|
| <b>2<sup>eme</sup> étage</b> | Venant du 3 <sup>eme</sup> étage | 1307.56 | 1505.07 | 287.82 | 2463.57 | 2709.92 |
|                              | Plancher                         | 150.16  |         |        |         |         |
|                              | Poutre                           | 28.42   |         |        |         |         |
|                              | Poteau                           | 18.93   |         |        |         |         |
| <b>1<sup>er</sup> étage</b>  | Venant du 2 <sup>eme</sup> étage | 1505.07 | 1704.68 | 327.81 | 2793.03 | 3072.33 |
|                              | Plancher                         | 150.16  |         |        |         |         |
|                              | Poutre                           | 28.42   |         |        |         |         |
|                              | Poteau                           | 21.03   |         |        |         |         |
| <b>RDC</b>                   | Venant du 1 <sup>er</sup> étage  | 1704.68 | 1908.76 | 369.11 | 3130.49 | 3443.54 |
|                              | Plancher                         | 150.16  |         |        |         |         |
|                              | Poutre                           | 28.42   |         |        |         |         |
|                              | Poteau                           | 25.5    |         |        |         |         |

L'effort normal à la base :  $\begin{cases} N_G = 1908.76 \text{ KN} \\ N_Q = 369.11 \text{ KN} \end{cases}$

$N_u = 3130.49 \text{ KN}$

### 3) Poteau B3

- Au niveau de la terrasse inaccessible :



- La surface afférente pour la charge permanente :

$$S_{cc} = 2.30 \times 2.725 \times 2 = 12.53 \text{ m}^2$$

$$S_{Dp} = 2.30 \times 2.725 = 6.267 \text{ m}^2$$

$$G_{terrasse\ inac} = (12.53 \times 7.39 + 6.267 \times 7.59) = 140.2 \text{ KN}$$

$$G_{Poutre} = G_{PP} + G_{PS}$$

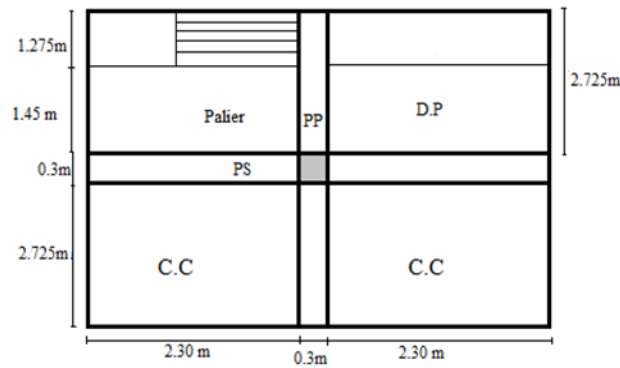
$$= 25[(0.4 \times 0.3 \times 2.725) + (0.35 \times 0.3 \times 2.3)] = 14.21 \text{ KN}$$

$$G_{accrotere} = 2.34 \times (2.725 + 2.30) = 11.75 \text{ KN}$$

- La surface afférente pour la charge d'exploitation :

$$Q_{terrasse\ inac} = 1 \times [18.80 + (4.6 \times 0.3) + (5.45 \times 0.30)] = 21.82 \text{ K} \checkmark$$

• **Au niveau des étages courants :**



- La surface afférente pour la charge permanente :

$$G_{terrasse\ acc} = (12.53 \times 5.37) + (6.267 \times 5.57) = 102.19\ KN$$

$$G_{étages\ courants} = (12.53 \times 5.99) + (6.267 \times 5.27) = 108.08\ KN$$

$$G_{poutre} = 25[(0.4 \times 0.3 \times 5.45) + (0.35 \times 0.3 \times 4.6)] = 28.42\ KN$$

$$G_{escalier} = G_{palier} + G_{volée}$$

$$= 6.86 \times (1.45 \times 2.30) + 9.95 \times \left( \frac{1.275}{\cos(32.51)} \times 2.30 \right) = 57.47\ KN$$

- La surface afférente pour la charge d'exploitation :

$$S_T = (12.53 + 6.267) + [(0.3 \times 5.45) + (0.3 \times 4.6)] = 21.82\ m^2$$

$$Q_{terrasse\ acc} = 21.82 \times 1.5 = 32.73\ KN$$

$$Q_{RDC, 1^{er}, 2^{eme}, 8^{eme}\ étage} = 21.82 \times 2.5 = 54.55\ KN$$

$$Q_{7^{eme}\ au\ 3^{eme}} = 21.82 \times 1.5 = 32.73\ KN$$

$$Q_{escalier} = 2.5 \times \left[ (1.45 \times 2.30) + \left( \frac{1.275}{\cos(32.51)} \times 2.30 \right) \right] = 17.03\ KN$$

**Tableau II.16 :** Descente de charge poteau (B3).

| Niveau                       | Elément                            | G(KN)   | NG(KN)  | NQ(KN) | Nu(KN) | Nu*(KN) |
|------------------------------|------------------------------------|---------|---------|--------|--------|---------|
| <b>Terrasse inaccessible</b> | Plancher (terrasse inaccessible)   | 140.2   | 180.375 | 21.82  | 276.23 | 303.85  |
|                              | Poutre                             | 28.42   |         |        |        |         |
|                              | Acrotère                           | 11.75   |         |        |        |         |
| <b>Terrasse accessible</b>   | Venant de la terrasse inaccessible | 180.375 | 359.95  | 50.14  | 561.14 | 617.25  |
|                              | Plancher (terrasse accessible)     | 85.88   |         |        |        |         |
|                              | Poutre                             | 28.42   |         |        |        |         |
|                              | Poteau                             | 8.03    |         |        |        |         |
|                              | Escalier                           | 57.47   |         |        |        |         |

|                              |                                  |         |         |        |         |         |
|------------------------------|----------------------------------|---------|---------|--------|---------|---------|
| <b>8<sup>eme</sup> étage</b> | Venant de la terrasse accessible | 359.95  | 540.9   | 93.57  | 870.57  | 957.63  |
|                              | Plancher                         | 85.88   |         |        |         |         |
|                              | Poutre                           | 28.42   |         |        |         |         |
|                              | Poteau                           | 9.18    |         |        |         |         |
|                              | Escalier                         | 57.47   |         |        |         |         |
| <b>7<sup>eme</sup> étage</b> | Venant du 8 <sup>eme</sup> étage | 540.9   | 721.85  | 115.28 | 1238.41 | 1498.47 |
|                              | Plancher                         | 85.88   |         |        |         |         |
|                              | Poutre                           | 28.42   |         |        |         |         |
|                              | Poteau                           | 9.18    |         |        |         |         |
|                              | Escalier                         | 57.47   |         |        |         |         |
| <b>6<sup>eme</sup> étage</b> | Venant du 7 <sup>eme</sup> étage | 721.85  | 905.66  | 134.16 | 1539.61 | 1693.57 |
|                              | Plancher                         | 85.88   |         |        |         |         |
|                              | Poutre                           | 28.42   |         |        |         |         |
|                              | Poteau                           | 12.04   |         |        |         |         |
|                              | Escalier                         | 57.47   |         |        |         |         |
| <b>5<sup>eme</sup> étage</b> | Venant du 6 <sup>eme</sup> étage | 905.66  | 1089.47 | 150.24 | 1696.14 | 1843.75 |
|                              | Plancher                         | 85.88   |         |        |         |         |
|                              | Poutre                           | 28.42   |         |        |         |         |
|                              | Poteau                           | 12.04   |         |        |         |         |
|                              | Escalier                         | 57.47   |         |        |         |         |
| <b>4<sup>eme</sup> étage</b> | Venant du 5 <sup>eme</sup> étage | 1089.47 | 1276.54 | 163.46 | 1968.52 | 2165.37 |
|                              | Plancher                         | 85.88   |         |        |         |         |
|                              | Poutre                           | 28.42   |         |        |         |         |
|                              | Poteau                           | 15.3    |         |        |         |         |
|                              | Escalier                         | 57.47   |         |        |         |         |
| <b>3<sup>eme</sup> étage</b> | Venant du 4 <sup>eme</sup> étage | 1276.54 | 1463.61 | 176.89 | 2241.20 | 2465.32 |
|                              | Plancher                         | 85.88   |         |        |         |         |
|                              | Poutre                           | 28.42   |         |        |         |         |
|                              | Poteau                           | 15.3    |         |        |         |         |
|                              | Escalier                         | 57.47   |         |        |         |         |

|                              |                                  |         |         |        |         |         |
|------------------------------|----------------------------------|---------|---------|--------|---------|---------|
| <b>2<sup>eme</sup> étage</b> | Venant du 3 <sup>eme</sup> étage | 1463.61 | 1654.31 | 203.46 | 2538.50 | 2792.35 |
|                              | Plancher                         | 85.88   |         |        |         |         |
|                              | Poutre                           | 28.42   |         |        |         |         |
|                              | Poteau                           | 18.93   |         |        |         |         |
|                              | Escalier                         | 57.47   |         |        |         |         |
| <b>1<sup>er</sup> étage</b>  | Venant du 1 <sup>er</sup> étage  | 1654.31 | 1847.11 | 229.35 | 2837.62 | 3121.38 |
|                              | Plancher                         | 85.88   |         |        |         |         |
|                              | Poutre                           | 28.42   |         |        |         |         |
|                              | Poteau                           | 21.03   |         |        |         |         |
|                              | Escalier                         | 57.47   |         |        |         |         |
| <b>RDC</b>                   | Venant du 1 <sup>er</sup> étage  | 1847.11 | 2044.38 | 255.05 | 3142.48 | 3456.73 |
|                              | Plancher                         | 85.88   |         |        |         |         |
|                              | Poutre                           | 28.42   |         |        |         |         |
|                              | Poteau                           | 25.5    |         |        |         |         |
|                              | Escalier                         | 57.47   |         |        |         |         |

L'effort normal à la base :  $\begin{cases} N_G = 2044.38 \text{ KN} \\ N_Q = 255.05 \text{ KN} \end{cases}$

$N_u = 3142.48 \text{ KN}$

### Conclusion :

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on constate bien que le poteau le plus sollicité sous le chargement vertical est **(D3)**.

Selon le **CBA 93 (art B.8.1.1)**, on doit majorer l'effort de compression ultime **Nu** à **10%**, pour tenir compte de la continuité entre les travées telle que :

$$N_u^* = 1.1 (1.35G + 1.5Q)$$

### ➤ Vérification du critère de résistance :

On doit vérifier que la contrainte limite de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible.

Telle que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.15} = 14.2 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.17 : Vérification des critères de résistance.**

| Niveau                 | $N_u$ *(MN)             | $B(m^2)$ | $\sigma_{bc}(MPa)$ | Observation |
|------------------------|-------------------------|----------|--------------------|-------------|
| S-Sol                  | $3726.38 \cdot 10^{-3}$ | 0.3      | 12.42              | Verifier    |
| RDC                    | $3345.31 \cdot 10^{-3}$ |          | 11.15              | Verifier    |
| 1 <sup>er</sup> étage  | $2942.16 \cdot 10^{-3}$ | 0.2475   | 11.88              | Verifier    |
| 2 <sup>ème</sup> étage | $2576.44 \cdot 10^{-3}$ |          | 10.40              | Verifier    |
| 3 <sup>ème</sup> étage | $2239.15 \cdot 10^{-3}$ | 0.2      | 11.19              | Verifier    |
| 4 <sup>ème</sup> étage | $1896.44 \cdot 10^{-3}$ |          | 9.48               | Verifier    |
| 5 <sup>ème</sup> étage | $1553.20 \cdot 10^{-3}$ | 0.1575   | 9.86               | Verifier    |
| 6 <sup>ème</sup> étage | $1204.54 \cdot 10^{-3}$ |          | 7.65               | Verifier    |
| 7 <sup>ème</sup> étage | $854.73 \cdot 10^{-3}$  | 0.12     | 7.12               | Verifier    |
| 8 <sup>ème</sup> étage | $463.52 \cdot 10^{-3}$  |          | 3.86               | Verifier    |
| Terrasse               | $120.14 \cdot 10^{-3}$  | 0.105    | 1.14               | Verifier    |

➤ **Critère de la stabilité de forme:**

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limites de déformation (flambement).

Tel que :  $N_u \leq \alpha * \left[ \frac{B_r * f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (*)$

$A_s$  : Section d'armature selon le BAEL :

$$A_s \geq 0.8\% B_r$$

On peut prendre  $A_s = 1\% B_r$

Avec  $B_r$  : La section réduite.

D'après **BAEL 91**

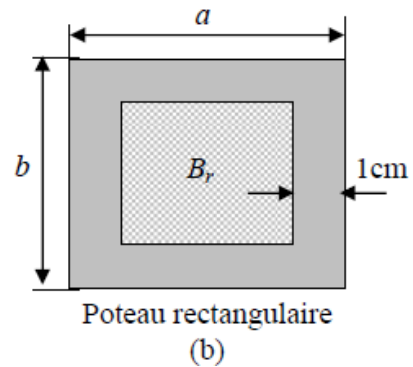
$$B_r = (a - 2) * (b - 2) \text{ Pour les poteaux rectangulaires}$$

Avec  $\alpha$  : coefficient en fonction de l'élancement géométrique.

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

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton = 1.5

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité du acier = 1.15



Calcul de l'élancement :

$$I = \frac{bh^3}{12};$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}; \text{ Avec } i : \text{ rayon de giration}$$

$$B = b \times h$$

$$I_f = 0.7l_0 \text{ (Encastrement)}$$

Avec  $I_f$ : longueur de flambement.

$$\lambda = \frac{I_f}{i}$$

Le calcul des élancements sont résumé dans le tableau suivant :

**Tableau II.18 :** Calcul des élancements.

| section       |       | B ( cm <sup>2</sup> ) | l <sub>0</sub> (cm) | I <sub>f</sub> (cm) | i (cm) | λ     |
|---------------|-------|-----------------------|---------------------|---------------------|--------|-------|
| rectangulaire | 50*60 | 3000                  | 334                 | 233.8               | 17.32  | 13.49 |
|               |       |                       | 300                 | 210                 |        | 12.12 |
|               | 45*55 | 2475                  | 300                 | 210                 | 15.87  | 13.23 |
|               |       |                       | 266                 | 186.2               |        | 11.73 |
|               | 40*50 | 2000                  | 266                 | 186.2               | 14.43  | 12.9  |
|               | 35*45 | 1575                  | 266                 | 186.2               | 12.99  | 14.33 |
|               | 30*40 | 1200                  | 266                 | 186.2               | 11.54  | 16.13 |
|               | 30*35 | 1050                  | 266                 | 186.2               | 10.1   | 18.43 |

La vérification des critères de stabilité de forme est résumée dans le tableau suivant :

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

**Tableau II.19 :** Critère de stabilité de forme.

| Poteaux | Niveau                 | λ     | α     | N <sub>u</sub> <sup>*</sup> (KN) | B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> ) | $\frac{N_u^*}{\alpha * \left[ \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$ | Observation |
|---------|------------------------|-------|-------|----------------------------------|----------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------|-------------|
|         | S-Sol                  | 13.49 | 0.825 | 3726.38                          | 0.2784                           | 0.0123                                                                                     | vérifier    |
|         | RDC                    | 12.12 | 0.830 | 3345.31                          | 0.2784                           | 0.0110                                                                                     | vérifier    |
|         | 1 <sup>er</sup> étage  | 13.23 | 0.826 | 2942.16                          | 0.2279                           | 0.0097                                                                                     | vérifier    |
|         | 2 <sup>ème</sup> étage | 11.73 | 0.831 | 2576.44                          | 0.2279                           | 0.0085                                                                                     | vérifier    |
|         | 3 <sup>ème</sup> étage | 12.9  | 0.827 | 2239.15                          | 0.1824                           | 0.0074                                                                                     | vérifier    |
|         | 4 <sup>ème</sup> étage | 12.9  | 0.827 | 1896.44                          | 0.1824                           | 0.0062                                                                                     | vérifier    |
|         | 5 <sup>ème</sup> étage | 14.33 | 0.822 | 1553.20                          | 0.1419                           | 0.0051                                                                                     | vérifier    |
|         | 6 <sup>ème</sup> étage | 14.33 | 0.822 | 1204.54                          | 0.1419                           | 0.0039                                                                                     | vérifier    |

|  |                        |       |       |        |        |        |          |
|--|------------------------|-------|-------|--------|--------|--------|----------|
|  | 7 <sup>ème</sup> étage | 16.13 | 0.815 | 854.73 | 0.1064 | 0.0028 | vérifier |
|  | 8 <sup>ème</sup> étage | 16.13 | 0.815 | 463.52 | 0.1064 | 0.0015 | vérifier |
|  | Terrasse               | 18.43 | 0.805 | 120.14 | 0.0924 | 0.0004 | vérifier |

## II.9 Conclusion :

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

- Poutre principale : (30\*40)
- Poutre secondaire : (30\*35)
- Poteau du RDC et S-Sol : (50\*60)
- Poteau du 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage : (45\*55)
- Poteau du 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage : (40\*50)
- Poteau du 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage : (35\*45)
- Poteau du 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage : (30\*40)
- Terrasse : (30\*35)

---

# **Chapitre III :**

## Etude des éléments secondaires

---

### III.1 Etude des plancher :

Le plancher c'est une aire généralement plane qui sépare les différents niveaux d'une construction. Il doit :

- Supporter son poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Participer à la résistance aux efforts horizontaux.
- Transmettre les charges et surcharges aux éléments structuraux.
- Présenter une isolation thermique et phonique.

Le plancher à corps creux est le plancher le plus couramment utilisé dans le bâtiment courant dont la surcharge  $Q$  vérifie la condition :  $Q \leq \min (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

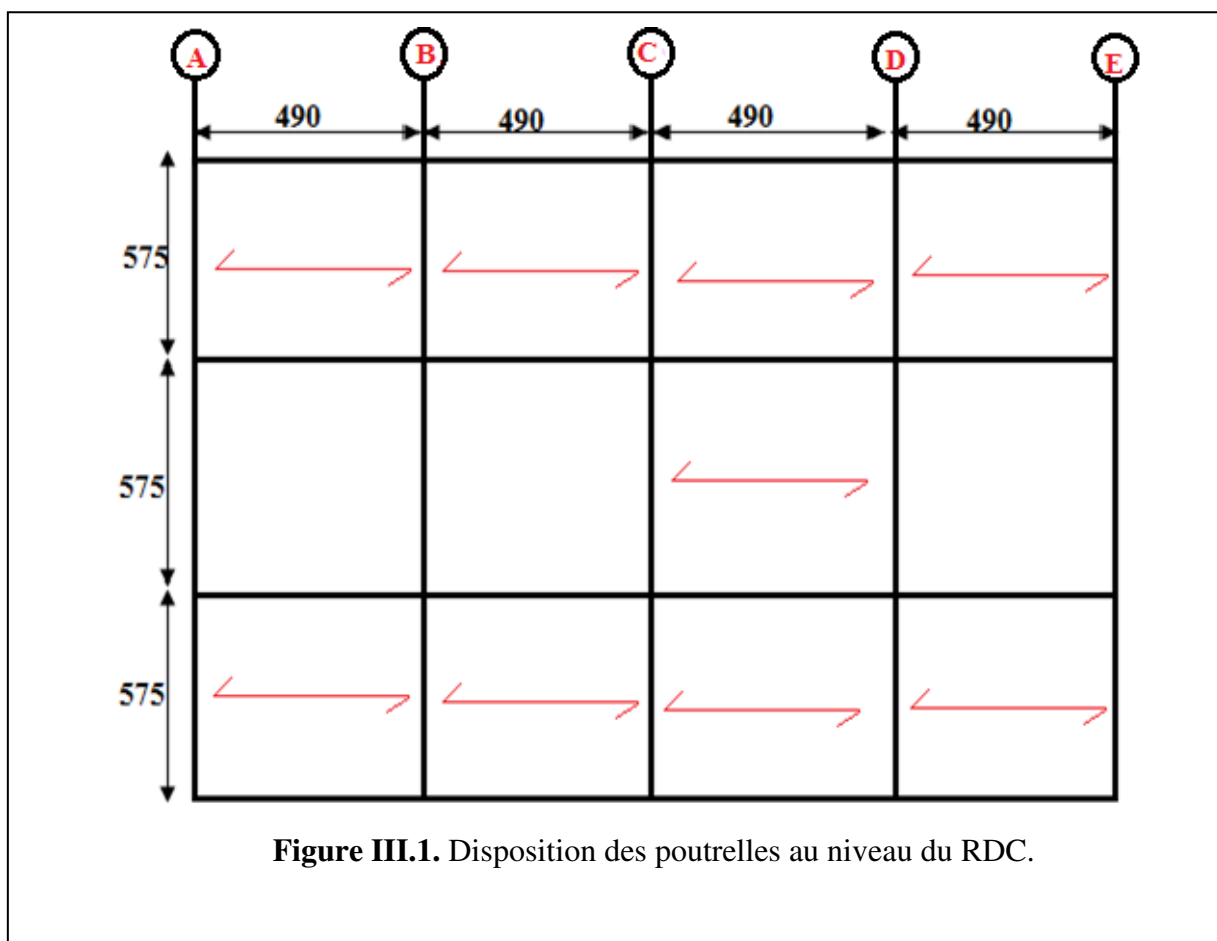
Donc on opte pour des planchers à corps creux.

#### III.1.1 Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

**a. Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

**b. Critère de continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.



### III.1.2 Dimension des poutrelles :

La largeur de la dalle de compression à prendre est défini par :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \quad \text{CBA93 (Article A. 4.1.3)}$$

Avec :

$l_x = 65 \text{ cm}$  : Représente la distance entre de deux poutrelles successives.

$l_y = 460 \text{ cm}$  : Représente la distance minimale entre nus d'appuis.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6)h \rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 15) \text{ cm}$$

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

$$b_1 \leq \min\left(\frac{65}{2}, \frac{460}{10}\right)$$

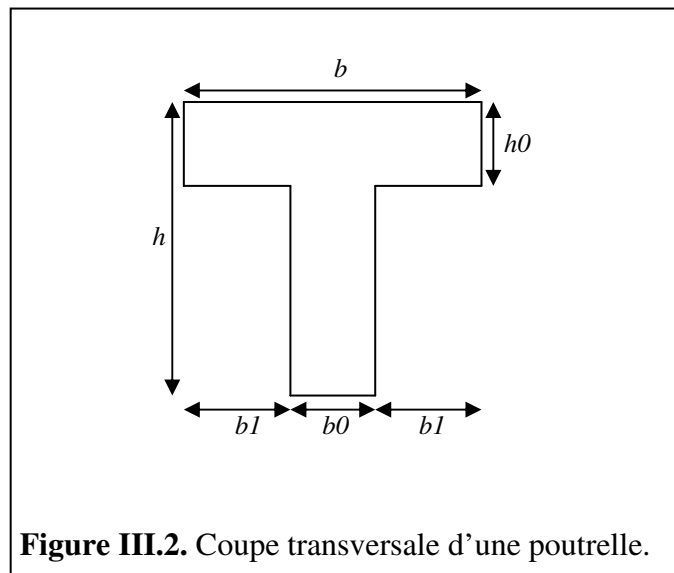
$$b_1 \leq \min(32.5, 46)$$

$$b_1 \leq 32.5$$

$$b_1 \leq 2b_1 + b_0 = 2 \times 32.5 + 10$$

$$b \leq 75 \text{ cm}$$

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

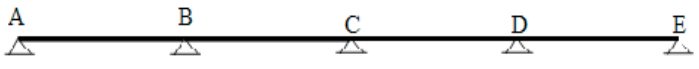
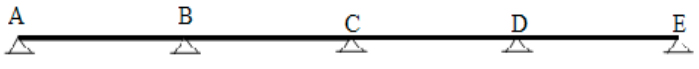
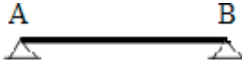


**Figure III.2.** Coupe transversale d'une poutrelle.

### III.1.3 Différents type de poutrelles :

**Tableau III.1 :** Les Types de poutrelles.

| Types de poutrelles | Niveau                                                            | Schémas statiques |
|---------------------|-------------------------------------------------------------------|-------------------|
| <b>Type 1</b>       | RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage |                   |
| <b>Type 2</b>       | RDC                                                               |                   |

|               |                                                              |                                                                                      |
|---------------|--------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>Type 3</b> | 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage |    |
| <b>Type 4</b> | 1 <sup>er</sup> étage                                        |    |
| <b>Type 5</b> | 3 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup> étage                   |    |
| <b>Type 6</b> | 3 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup> étage                   |    |
| <b>Type 7</b> | Terrasse accessible                                          |    |
| <b>Type 8</b> | Terrasse accessible                                          |    |
| <b>Type 9</b> | Terrasse inaccessible                                        |  |

### III.1.4 Calcul des sollicitations

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Deux méthodes de calculs sont utilisées

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot.

#### A. Méthode forfaitaire

Elle est applicable si les conditions suivantes sont satisfaites.

- Plancher à charges modérées  $Q \leq \min (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$  :
- Le rapport entre deux travées successives:  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ .
- Le moment d'inertie de la poutrelle est constant sur tout le long de la travée.
- Fissuration peu nuisible.

### Exposé de la méthode

Soit une poutre continue soumise à un chargement  $q$

Soit  $\alpha = \frac{q}{G+q}$  (coefficient d'importance)

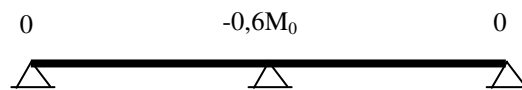
#### ▪ Moment sur appuis

##### a. Appui de rive

Les moments sur les appuis de rives sont nuls .Cependant ; nous tenons compte d'un moment fictif ayant une valeur de  $(-0.15M_0)$ .

##### b. Appuis intermédiaires

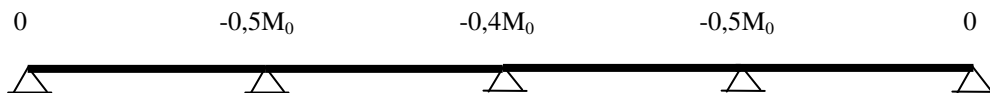
– Poutre a deux travées :



$$M_a = -0.6 M_0$$

Avec  $M_0 = \max (M_{01}, M_{02})$

– Poutre a plus de deux travées :



– Pour les appuis voisins de rives  $M_a = -0.5 M_0$

– Pour les autres appuis intermédiaires  $M_a = -0.4 M_0$

Tel que  $M_0$  : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_{0i} = \frac{q \cdot L_i^2}{8}$$

#### ▪ Moments en travées

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux expressions suivantes :

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

$$(2): \quad \begin{cases} \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 & : \text{ Travée de rive} \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 & : \text{ Travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec :  $M_t$  : Est le maximum entre (1) et (2)

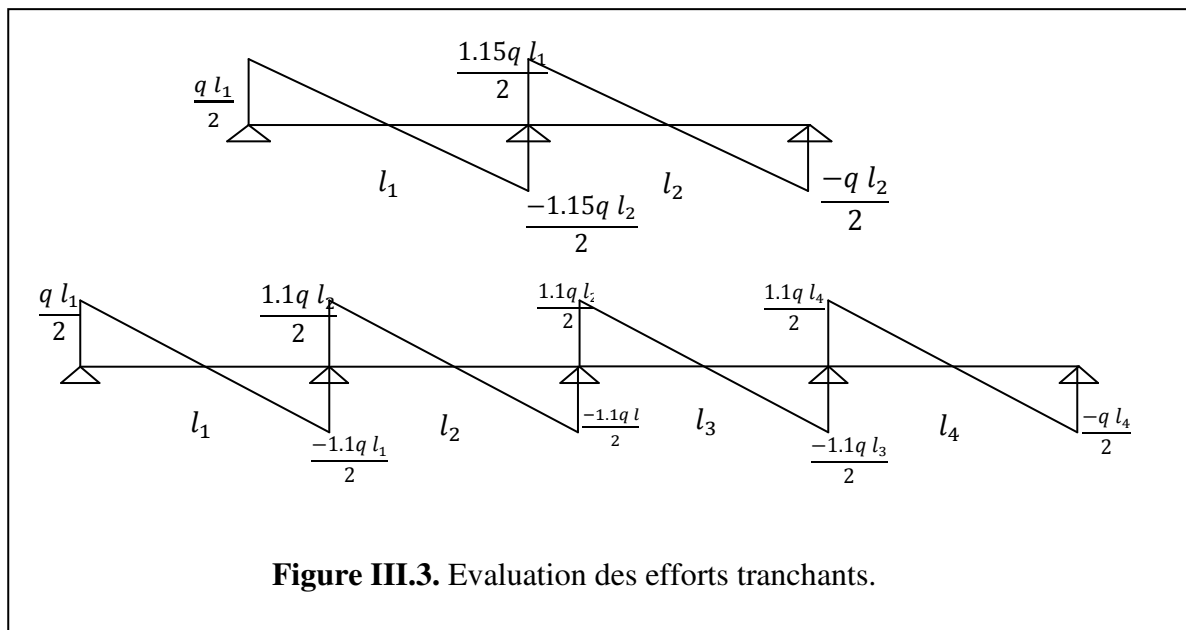
$M_0$  : Moment isostatique de la travée considérée.

#### ▪ Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués forfaitairement, soit par les méthodes classique de résistance des matériaux tout en supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce

cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive) ou l'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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



### B. Méthode de Caquot

Elle est applicable si la 1<sup>ère</sup> condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite. Si la 2<sup>ème</sup> ou la 3<sup>ème</sup> ou la 4<sup>ème</sup> condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée. Elle est basée sur la méthode des trois moments, que Caquot a simplifiée, en constatant que le moment sur un appui donné est faiblement influencé par le chargement éloigné, il a considéré que les charges appliquées sur les deux travées qui encadrent l'appui pour cela il a remplacé les points des moments nuls par des appuis fictifs et donc chaque moment sur appuis est déterminé par la résolution d'une seule équation. Le calcul d'une poutre continue revient à calculer un certain nombre de poutres élémentaires à deux travées seulement, l'écriture de l'équation des trois moments à ces poutres élémentaires permet la détermination directe du moment sur l'appui central.

**▪ Moment sur appuis :**

$$M_i = \frac{q_g \times L_g'^3 + q_d \times L_d'^3}{8.5 \times (L_g' + L_d')}$$

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

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

**▪ Moment en travée :**

Ils sont déterminés par la méthode de résistance des matériaux.

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

$$M(x) = \frac{q_x}{2} \times (L - x) \times M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -q \times x + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

$$M_{max} = M(x)$$

**▪ Evaluation des efforts tranchants :**

$$V = \frac{dM}{dx} = q \frac{L}{2} - qx - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

**III.1.5 Les charges revenant aux poutrelles :****• A l'ELU :**

$$P_u = (1.35G + 1.5Q)l_0$$

**• A l'ELS :**

$$P_s = (G + Q)l_0, \text{ avec } l_0 : \text{entre axe des poutrelles.}$$

Tableau III.2 : Chargement sur les poutrelles.

| Type de plancher                                                | $G$<br>( $KN/m^2$ ) | $Q$<br>( $KN/m^2$ ) | $l_0$<br>( $m$ ) | $P_u$<br>( $KN/ml$ ) | $P_s$<br>( $KN/ml$ ) |
|-----------------------------------------------------------------|---------------------|---------------------|------------------|----------------------|----------------------|
| Terrasse inaccessible                                           | 7.39                | 1                   | 0.65             | 7.46                 | 5.45                 |
| Terrasse accessible                                             | 5.37                | 1.5                 | 0.65             | 6.17                 | 4.46                 |
| 3 <sup>eme</sup> au 7 <sup>eme</sup> étage                      | 5.99                | 1.5                 | 0.65             | 6.71                 | 4.86                 |
| RDC 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup> étage | 5.99                | 2.5                 | 0.65             | 7.69                 | 5.52                 |
| 1 <sup>er</sup> étage (salle de conférence)                     | 5.99                | 4                   | 0.65             | 9.15                 | 6.49                 |

## III.1.6 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1<sup>ere</sup> Condition :

→ Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 7.39 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1 \leq \min(2 \times 7.39; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

→ Plancher terrasse accessible :

$$G = 5.37 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.37; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

→ Plancher 7<sup>eme</sup> au 3<sup>eme</sup> étage:

$$G = 5.99 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.99; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

→ Plancher 8<sup>eme</sup>, 2<sup>eme</sup>, 1<sup>er</sup>, étage, RDC :

$$G = 5.99 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2.5 \times 5.99; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

→ Plancher 1<sup>er</sup> étage (salle de conférence) :

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

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2.5 \times 5.86; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

2<sup>eme</sup> Condition :

$$\text{Pour tous les Type : } 1 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{460}{460} = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

3<sup>eme</sup> Condition :

Fissuration peu nuisible.....Vérifier

4<sup>eme</sup> Condition :.

On a des poutres continues, Inertie constante.....Vérifier

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

### III.1.7 Exemple de calcul (poutrelle type 1) :

➤ Moment isostatique :

A l'ELU :



$$M_0 = M_0^{AB} = M_0^{BC} = M_0^{CD} = \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{7.69 \times 4.6^2}{8} = 20.35 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_0 = M_0^{AB} = M_0^{BC} = M_0^{CD} = \frac{p_s \times l^2}{8} = \frac{5.52 \times 4.6^2}{8} = 14.60 \text{ KN.m}$$

➤ Moment sur les appuis :

Appuis de rives :

$$M_A = M_E = 0$$

Sur les appuis de rives, le moment est nul mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équivalent à un moment fictif  $(-0.15M_0)$

A l'ELU :  $M_A = M_E = -0.15M_0 = -0.15 \times 20.35 = -3.05 \text{ KN.m}$

A l'ELS :  $M_A = M_E = -0.15M_0 = -0.15 \times 14.60 = -2.19 \text{ KN.m}$

Appuis intermédiaires :

A l'ELU :  $M_B = M_D = -0.5M_0 = -0.5 \times 20.35 = -10.17 \text{ KN.m}$

$$M_C = -0.4 M_0 = -0.4 \times 20.35 = -8.14 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :  $M_B = M_D = -0.5M_0 = -0.5 \times 14.60 = -7.30 \text{ KN.m}$

$$M_C = -0.4 M_0 = -0.4 \times 14.60 = -5.84 \text{ KN.m}$$

➤ Moment en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{2.5}{2.5 + 5.99} = 0.29$$

$$\alpha = 0.29 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.087 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.287 \end{cases}$$

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

$$(2): \quad \begin{cases} \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 & : \text{ Travée de rive} \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 & : \text{ Travée intermédiaire} \end{cases}$$

Travée AB et DE :

$$M_g = 0 \text{ et } M_d = 0.5 M_0$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_t \geq 1.087 \times 20.35 - \frac{0.5 \times 20.35}{2} = 17.06 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.287 \times 20.35}{2} = 13.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_t \geq 1.087 \times 14.60 - \frac{0.5 \times 14.60}{2} = 12.24 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.287 \times 14.60}{2} = 9.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée BC et CD :

$$M_g = 0.5 M_0 \text{ et } M_d = 0.4 M_0$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_t \geq 1.087 \times 20.35 - \frac{(0.5+0.4) \times 20.35}{2} = 12.99 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.087 \times 20.35}{2} = 11.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_t \geq 1.087 \times 14.60 - \frac{(0.5+0.4) \times 14.60}{2} = 9.32 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.087 \times 14.60}{2} = 7.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les efforts tranchants :**

**A l'ELU :**

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = \frac{p_u \times l}{2} = \frac{7.69 \times 4.6}{2} = 17.70 \text{ KN} \\ V_B = -1.1 \times \frac{p_u \times l}{2} = -1.1 \times \frac{7.69 \times 4.6}{2} = -19.47 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = 1.1 \times \frac{p_u \times l}{2} = 1.1 \times \frac{7.69 \times 4.6}{2} = 19.47 \text{ KN} \\ V_C = -1.1 \times \frac{p_u \times l}{2} = -1.1 \times \frac{7.69 \times 4.6}{2} = -19.47 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} V_C = 1.1 \times \frac{p_u \times l}{2} = 1.1 \times \frac{7.69 \times 4.6}{2} = 19.47 \text{ KN} \\ V_D = -\frac{p_u \times l}{2} = -\frac{7.69 \times 4.6}{2} = -19.47 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée DE : } \begin{cases} V_D = 1.1 \times \frac{p_u \times l}{2} = 1.1 \times \frac{7.69 \times 4.6}{2} = 19.47 \text{ KN} \\ V_E = -\frac{p_u \times l}{2} = -\frac{7.69 \times 4.6}{2} = -17.70 \text{ KN} \end{cases}$$

Les moments aux appuis de tous les types de poutrelles, sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.3** : moments sur appuis dans les poutrelles.

| Appuis |                                                                        |                            | A     | B     | C     | D     | E     |
|--------|------------------------------------------------------------------------|----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Type 1 | RDC ,1 <sup>er</sup> ,<br>2 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup><br>étage | Max ( $M_0$ ; $M_{0i+1}$ ) | 20.35 | 20.35 | 20.35 | 20.35 | 20.35 |
|        |                                                                        | $M_a$ (KN.M) ELU           | 3.05  | 10.17 | 8.14  | 10.17 | 3.05  |
|        |                                                                        | $M_a$ (KN.M) ELS           | 2.19  | 7.3   | 5.84  | 7.3   | 2.19  |
| Type 2 | RDC                                                                    | Max ( $M_0$ ; $M_{0i+1}$ ) | 20.35 | 20.35 | 20.35 | /     | /     |
|        |                                                                        | $M_a$ (KN.M) ELU           | 3.05  | 12.21 | 3.05  | /     | /     |
|        |                                                                        | $M_a$ (KN.M) ELS           | 2.19  | 8.76  | 2.19  | /     | /     |
| Type 3 | 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> ,<br>8 <sup>ème</sup> étage         | Max ( $M_0$ ; $M_{0i+1}$ ) | 20.35 | 20.35 | /     | /     | /     |
|        |                                                                        | $M_a$ (KN.M) ELU           | 3.05  | 3.05  | /     | /     | /     |
|        |                                                                        | $M_a$ (KN.M) ELS           | 2.19  | 2.19  | /     | /     | /     |
| Type 4 | 1 <sup>er</sup> étage                                                  | Max ( $M_0$ ; $M_{0i+1}$ ) | 20.35 | 20.35 | 24.22 | 24.22 | 24.22 |
|        |                                                                        | $M_a$ (KN.M) ELU           | 3.05  | 10.17 | 9.69  | 12.11 | 3.63  |
|        |                                                                        | $M_a$ (KN.M) ELS           | 2.19  | 7.3   | 6.87  | 8.59  | 2.58  |
| Type 5 | 3 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup><br>étage                          | Max ( $M_0$ ; $M_{0i+1}$ ) | 17.77 | 17.77 | 17.77 | 17.77 | 17.17 |
|        |                                                                        | $M_a$ (KN.M) ELU           | 2.67  | 8.89  | 7.11  | 8.89  | 2.67  |
|        |                                                                        | $M_a$ (KN.M) ELS           | 1.93  | 6.44  | 5.15  | 6.44  | 1.93  |
| Type 6 | 3 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> ét<br>age                         | Max ( $M_0$ ; $M_{0i+1}$ ) | 17.77 | 17.77 | /     | /     | /     |
|        |                                                                        | $M_a$ (KN.M) ELU           | 2.67  | 2.67  | /     | /     | /     |
|        |                                                                        | $M_a$ (KN.M) ELS           | 1.93  | 1.93  | /     | /     | /     |
| Type 7 | Terrasse<br>accessible                                                 | Max ( $M_0$ ; $M_{0i+1}$ ) | 16.33 | 16.33 | 16.33 | 16.33 | 16.33 |
|        |                                                                        | $M_a$ (KN.M) ELU           | 2.45  | 8.17  | 6.53  | 8.17  | 2.45  |
|        |                                                                        | $M_a$ (KN.M) ELS           | 1.77  | 5.91  | 4.72  | 5.91  | 1.77  |
| Type 8 | Terrasse<br>accessible                                                 | Max ( $M_0$ ; $M_{0i+1}$ ) | 16.33 | 16.33 | /     | /     | /     |
|        |                                                                        | $M_a$ (KN.M) ELU           | 2.45  | 2.45  | /     | /     | /     |
|        |                                                                        | $M_a$ (KN.M) ELS           | 1.77  | 1.77  | /     | /     | /     |
| Type 9 | Terrasse<br>inaccessible                                               | Max ( $M_0$ ; $M_{0i+1}$ ) | 19.37 | 19.37 | /     | /     | /     |
|        |                                                                        | $M_a$ (KN.M) ELU           | 2.96  | 2.96  | /     | /     | /     |
|        |                                                                        | $M_a$ (KN.M) ELS           | 2.16  | 2.16  | /     | /     | /     |

Les moments en travées et les efforts tranchants sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.4 : Moment en travée et efforts tranchants dans les poutrelles.**

| Type                                            | ELU       |          |               |               |               |               |               |               | ELS           |               |               |               |
|-------------------------------------------------|-----------|----------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
|                                                 | Travée    | L<br>(m) | $p_u$<br>KN/m | $M_g$<br>KN.m | $M_d$<br>KN.m | $M_t$<br>KN.m | $V_g$<br>(KN) | $V_d$<br>(KN) | $p_s$<br>KN/m | $M_g$<br>KN.m | $M_d$<br>KN.m | $M_t$<br>KN.m |
| <b>RDC</b>                                      |           |          |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               |
| <b>1</b>                                        | <b>AB</b> | 4.6      | 7.69          | 0             | 10.17         | 17.06         | 17.70         | -19.47        | 5.52          | 0             | 7.30          | 12.24         |
|                                                 | <b>BC</b> | 4.6      | 7.69          | 10.17         | 8.14          | 12.99         | 19.47         | -19.47        | 5.52          | 7.30          | 5.84          | 9.32          |
|                                                 | <b>CD</b> | 4.6      | 7.69          | 8.14          | 10.17         | 12.99         | 19.47         | -19.47        | 5.52          | 5.84          | 7.30          | 12.24         |
|                                                 | <b>DE</b> | 4.6      | 7.69          | 10.17         | 0             | 17.06         | 19.47         | -17.70        | 5.52          | 7.30          | 0             | 9.32          |
| <b>2</b>                                        | <b>AB</b> | 4.6      | 7.69          | 0             | 12.21         | 16.04         | 17.70         | -20.35        | 5.52          | 0             | 8.76          | 11.51         |
|                                                 | <b>BC</b> | 4.6      | 7.69          | 12.21         | 0             | 16.04         | 20.35         | -17.70        | 5.52          | 8.76          | 0             | 11.51         |
| <b>1<sup>er</sup> étage</b>                     |           |          |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               |
| <b>1</b>                                        | <b>AB</b> | 4.6      | 7.69          | 0             | 10.17         | 17.06         | 17.70         | -19.47        | 5.52          | 0             | 7.30          | 12.24         |
|                                                 | <b>BC</b> | 4.6      | 7.69          | 10.17         | 8.14          | 12.99         | 19.47         | -19.47        | 5.52          | 7.30          | 5.84          | 9.32          |
|                                                 | <b>CD</b> | 4.6      | 7.69          | 8.14          | 10.17         | 12.99         | 19.47         | -19.47        | 5.52          | 5.84          | 7.30          | 12.24         |
|                                                 | <b>DE</b> | 4.6      | 7.69          | 10.17         | 0             | 17.06         | 19.47         | -17.70        | 5.52          | 7.30          | 0             | 9.32          |
| <b>3</b>                                        | <b>AB</b> | 4.6      | 7.69          | 0             | 0             | 22.15         | 17.70         | -17.70        | 5.52          | 0             | 0             | 15.89         |
| <b>4</b>                                        | <b>AB</b> | 4.6      | 7.69          | 0             | 10.17         | 17.06         | 17.7          | -19.47        | 5.52          | 0             | 7.30          | 12.24         |
|                                                 | <b>BC</b> | 4.6      | 7.69          | 10.17         | 9.69          | 12.19         | 19.47         | -19.47        | 5.52          | 7.3           | 6.87          | 8.78          |
|                                                 | <b>CD</b> | 4.6      | 9.16          | 9.69          | 12.11         | 16.23         | 23.17         | -23.17        | 6.49          | 6.87          | 8.59          | 11.51         |
|                                                 | <b>DE</b> | 4.6      | 9.16          | 12.11         | 0             | 21.07         | 23.17         | -23.17        | 6.49          | 8.59          | 0             | 14.94         |
| <b>2<sup>eme</sup> et 8<sup>eme</sup> étage</b> |           |          |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               |
| <b>1</b>                                        | <b>AB</b> | 4.6      | 7.69          | 0             | 10.17         | 17.06         | 17.70         | -19.47        | 5.52          | 0             | 7.30          | 12.24         |
|                                                 | <b>BC</b> | 4.6      | 7.69          | 10.17         | 8.14          | 12.99         | 19.47         | -19.47        | 5.52          | 7.30          | 5.84          | 9.32          |
|                                                 | <b>CD</b> | 4.6      | 7.69          | 8.14          | 10.17         | 12.99         | 19.47         | -19.47        | 5.52          | 5.84          | 7.30          | 12.24         |
|                                                 | <b>DE</b> | 4.6      | 7.69          | 10.17         | 0             | 17.06         | 19.47         | -17.70        | 5.52          | 7.30          | 0             | 9.32          |
| <b>3</b>                                        | <b>AB</b> | 4.6      | 7.69          | 0             | 0             | 22.15         | 17.10         | -17.70        | 5.52          | 0             | 0             | 22.15         |

| <b>3<sup>eme</sup> au 7<sup>eme</sup> étage</b> |           |     |      |      |      |       |       |        |      |      |      |       |
|-------------------------------------------------|-----------|-----|------|------|------|-------|-------|--------|------|------|------|-------|
| <b>5</b>                                        | <b>AB</b> | 4.6 | 6.72 | 0    | 8.89 | 14.40 | 15.45 | -17.00 | 4.87 | 0    | 6.44 | 10.43 |
|                                                 | <b>BC</b> | 4.6 | 6.72 | 8.89 | 7.11 | 10.84 | 17    | -17.00 | 4.87 | 6.44 | 5.15 | 7.86  |
|                                                 | <b>CD</b> | 4.6 | 6.72 | 7.11 | 8.89 | 10.84 | 17    | -17.00 | 4.87 | 5.15 | 6.44 | 7.86  |
|                                                 | <b>DE</b> | 4.6 | 6.72 | 8.89 | 0    | 14.40 | 17    | -15.45 | 4.87 | 6.44 | 0    | 10.43 |
| <b>6</b>                                        | <b>AB</b> | 4.6 | 6.72 | 0    | 0    | 18.84 | 15.45 | -15.45 | 4.87 | 0    | 0    | 18.84 |
| <b>Terrasse accessible</b>                      |           |     |      |      |      |       |       |        |      |      |      |       |
| <b>7</b>                                        | <b>AB</b> | 4.6 | 6.17 | 0    | 8.17 | 13.32 | 14.2  | -15.62 | 4.46 | 0    | 5.91 | 9.63  |
|                                                 | <b>BC</b> | 4.6 | 6.17 | 8.17 | 6.53 | 10.05 | 15.62 | -15.62 | 4.46 | 5.91 | 4.72 | 7.27  |
|                                                 | <b>CD</b> | 4.6 | 6.17 | 6.53 | 8.17 | 10.05 | 15.62 | -15.62 | 4.46 | 4.72 | 5.91 | 7.27  |
|                                                 | <b>DE</b> | 4.6 | 6.17 | 8.17 | 0    | 13.32 | 15.62 | -14.20 | 4.46 | 5.91 | 0    | 9.63  |
| <b>8</b>                                        | <b>AB</b> | 4.6 | 6.17 | 0    | 0    | 17.40 | 14.20 | -14.20 | 4.46 | 0    | 0    | 12.58 |
| <b>Terrasse inaccessible</b>                    |           |     |      |      |      |       |       |        |      |      |      |       |
| <b>9</b>                                        | <b>AB</b> | 4.6 | 7.46 | 0    | 0    | 20.72 | 17.16 | -17.16 | 5.45 | 0    | 0    | 15.15 |

Tableau III.5 : Sollicitations maximales retenues pour le calcul de ferrailage.

| Type     | Plancher                                                           | ELU                   |                        |                       |                   | ELS             |                        |                       |
|----------|--------------------------------------------------------------------|-----------------------|------------------------|-----------------------|-------------------|-----------------|------------------------|-----------------------|
|          |                                                                    | $M_t^{max}$<br>(KN.m) | $M_a^{rive}$<br>(KN.m) | $M_a^{int}$<br>(KN.m) | $V^{max}$<br>(KN) | $M_t$<br>(KN.m) | $M_a^{rive}$<br>(KN.m) | $M_a^{int}$<br>(KN.m) |
| <b>1</b> | <b>RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> étage</b> | 17.06                 | 3.05                   | 10.17                 | 19.47             | 12.24           | 2.19                   | 7.30                  |
| <b>2</b> | <b>RDC</b>                                                         | 16.04                 | 3.05                   | 12.21                 | 20.35             | 11.51           | 2.19                   | 8.76                  |
| <b>3</b> | <b>1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> étage</b>      | 22.15                 | 3.05                   | /                     | 17.70             | 15.89           | 2.19                   | /                     |
| <b>4</b> | <b>1<sup>er</sup> étage</b>                                        | 17.06                 | 3.05                   | 10.17                 | 19.47             | 12.24           | 2.19                   | 7.30                  |
|          | <b>1<sup>er</sup> étage (salle de conférence)</b>                  | 21.07                 | 3.63                   | 12.11                 | 23.17             | 14.94           | 2.58                   | 8.59                  |
| <b>5</b> | <b>3<sup>eme</sup> au 7<sup>eme</sup> étage</b>                    | 14.40                 | 2.67                   | 8.89                  | 17.00             | 10.43           | 1.93                   | 6.44                  |
| <b>6</b> | <b>3<sup>eme</sup> au 7<sup>eme</sup> étage</b>                    | 18.84                 | 2.67                   | /                     | 15.45             | 18.84           | 1.93                   | /                     |
| <b>7</b> | <b>Terrasse accessible</b>                                         | 13.32                 | 2.45                   | 8.17                  | 15.62             | 9.63            | 1.17                   | 5.91                  |
| <b>8</b> | <b>Terrasse accessible</b>                                         | 17.40                 | 2.45                   | /                     | 14.20             | 12.58           | 1.77                   | /                     |
| <b>9</b> | <b>Terrasse inaccessible</b>                                       | 20.72                 | 2.96                   | /                     | 17.16             | 15.15           | 2.16                   | /                     |

### III.1.8 Ferrailages des poutrelles : (flexion simple)

➤ **Calcul des armatures du 1<sup>er</sup> type de poutrelle : (exemple de calcul)**

➤ **RDC :**

**a) Vérification des contraintes a l'ELU :**

|                       |                                                   |
|-----------------------|---------------------------------------------------|
| $b_0 = 10 \text{ cm}$ | $f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$                       |
| $b = 65 \text{ cm}$   | $M_t^{max} = 17.06 \text{ KN.m}$                  |
| $h = 25 \text{ cm}$   | $M_{a(rive)}^{max} = 3.05 \text{ KN.m}$           |
| $d = 23 \text{ cm}$   | $M_{a(intermediaire)}^{max} = 10.17 \text{ KN.m}$ |
| $h_0 = 5 \text{ cm}$  | $V^{max} = 19.47 \text{ KN}$                      |

- **En travée :**

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

- Si  $M_t \leq M_{Tu} = b \times h_0 \times (d - \frac{h_0}{2}) \times f_{bu} \rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ( $b \times h$ ).
- Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

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

$$M_{Tu} = 0.65 \times 0.05 \left( 0.23 - \frac{0.05}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 94.607 \text{ KN.m}$$

$$M_{Tu} > M_t \text{ d'où la section se calcule comme une section rectangulaire } (b \times h)$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{17.06}{0.65 \times 0.23^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.035$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A,}$$

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4 \times \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 0.00174$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 0.00174} = 0.667$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4 \times \alpha_l) = 0.8 \times 0.667 \times (1 - 0.4 \times 0.667) = 0.391$$

$$\mu_{bu} = 0.035 < \mu_l = 0.391$$

$$\text{D'où } A'_t = 0$$

$$A_t = \frac{M_t^{max}}{Z \times f_{st}}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.035})$$

$$\alpha = 0.0445$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 23 \times (1 - 0.4 \times 0.0445)$$

$$Z = 22.59 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{17.06 \times 10^2}{22.59 \times 348 \times 10^{-1}} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3.05 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{\min} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

- **En appui intermédiaire :**

$M_{Tu} = 94.607 \text{ KN.m} \geq M_{a(\text{inter})}^{\max} = 10.17 \text{ KN.m} \Rightarrow$  La section se calcul comme une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a(\text{inter})}^{\max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{10.17}{0.10 \times 0.23^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.135$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4 \times \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 0.00174$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 0.00174} = 0.667$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4 \times \alpha_l) = 0.8 \times 0.667 \times (1 - 0.4 \times 0.667) = 0.391$$

$$\mu_{bu} = 0.135 < \mu_l = 0.391$$

$$\text{d'où } A'_{\text{inter}} = 0$$

$$A_{\text{inter}} = \frac{M_{a(\text{inter})}^{\max}}{Z \times f_{st}}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.135}) = 0.182$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 23 \times (1 - 0.4 \times 0.182) = 21.32 \text{ cm}$$

$$A_{\text{inter}} = \frac{10.17 \times 10^2}{21.32 \times 348 \times 10^{-1}} = 1.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA}10 = 1.58 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 10 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 0.277 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

- **En appui de rive :**

$M_{Tu} = 94.607 \text{ KN.m} \geq M_{a(rive)}^{max} = 3.05 \text{ KN.m} \Rightarrow$  la section se calcul comme une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a(rive)}^{max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{3.05}{0.10 \times 0.23^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.0406$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4 \times \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 0.00174$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 0.00174} = 0.667$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4 \times \alpha_l) = 0.8 \times 0.667 \times (1 - 0.4 \times 0.667) = 0.391$$

$$\mu_{bu} = 0.0406 < \mu_l = 0.391$$

$$\text{D'où } A'_{inter} = 0$$

$$A_{rive} = \frac{M_{a(rive)}^{max}}{Z \times f_{st}}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0406})$$

$$\alpha = 0.052$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 23 \times (1 - 0.4 \times 0.052)$$

$$Z = 22.52 \text{ cm}$$

$$A_{rive} = \frac{3.05 \times 10^2}{22.52 \times 348 \times 10^{-1}} = 0.389 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 1\text{HA8} = 0.50 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 10 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 0.277 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{min} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right]$$

$$\tau_u = \frac{19.47 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.23} = 0.846 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ Mpa} \right] = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Pas de risque de rupture par cisaillement}$$

➤ **Ferrailage transversale :**

$$\phi_t \geq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lmin}\right] = \min\left[\frac{250}{35}; \frac{100}{10}; 8 \text{ mm}\right] = 7.14 \text{ mm}$$

On choisit un étrier :  $\phi_8 = 0.50 \text{ cm}^2$  ;  $A_t = 2 \times \phi_8 = 1.1 \text{ cm}^2$

- Espacement :

$$\checkmark S_t \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(20.7 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 20.7 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$\checkmark S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{1.1 \times 10^2 \times 400}{0.4 \times 100} = 1100 \text{ mm}$$

$$S_t \leq 110 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$\checkmark S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times K)}$$

$K = 1$  (Flexion simple ; Fissuration peu nuisible ; Pas de reprise de bétonnage)

$\alpha = 90^\circ$  (Armatures droites)

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj})} = 1.1 \times 10^2 \times \frac{0.8 \times 400}{100 \times (0.846 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$S_t \leq 162.96 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

De (1), (2) et (3) on opte pour un espacement de :

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la jonction table-nervure :**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times b_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right]$$

$$\text{Avec : } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{65-10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = \frac{275 \times 19.47 \times 10^3}{0.9 \times 650 \times 50 \times 100} = 1.83 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_1^u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Pas de risque de rupture à la jonction table-nervure.}$$

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant ( $V_u$ ) :**

- **Appui de rive :**

(a) Vérification de la bielle :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a \leq 0.9 \times d = 0.9 \times 23 = 20.7 \text{ cm}$$

$$a = 20 \text{ cm}$$

$$V_u = 19.47 \text{ KN} \leq 0.267 \times 200 \times 100 \times 25 \times 10^{-3}$$

$$V_u = 19.47 \text{ KN} \leq 133.5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

(b) Vérification des armatures longitudinales :

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{19.47 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 55.97 \text{ mm}^2$$

$$A_l = A_{travée} + A_{rive} = 1\text{HA}8 + 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 0.5 + 3.05 = 3.55 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.55 \text{ cm}^2 \geq 0.559 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

- **Appui intermédiaire :**

(a) Vérification de la bielle :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a \leq 0.9 \times d = 0.9 \times 23 = 20.7 \text{ cm}$$

$$a = 20 \text{ cm}$$

$$V_u = 19.47 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.20 \times 0.10 \times 25 \times 10^3$$

$$V_u = 19.47 \text{ KN} \leq 133.5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

(b) Vérification des armatures longitudinales :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left[ V_u + \frac{M_{inter}}{0.9 \times d} \right] = \frac{1.15}{400} \times \left[ 19.47 \times 10^3 - \frac{10.17 \times 10^6}{0.9 \times 230} \right] = -0.85 \text{ cm}^2 < 0$$

Aucune vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort tranchant est négligeable devant l'effort du moment.

**Tableau III.6 : Le ferrailage des poutrelles.**

| Typ<br>e | étage                                                                           |                  | $M_{tmax}$<br>(KN.M) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z<br>(m) | $A_{cal}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{adopt}$<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|----------|---------------------------------------------------------------------------------|------------------|----------------------|------------|----------|----------|---------------------------------|---------------------------------|-----------------------------------|
| 1        | RDC, 1 <sup>er</sup><br>étage,<br>8 <sup>eme</sup> et 2 <sup>eme</sup><br>étage | Travée           | 17.06                | 0.035      | 0.044    | 0.226    | 2.17                            | 1.8                             | 3HA10=<br>2.37                    |
|          |                                                                                 | Appui<br>inter   | 10.17                | 0.021      | 0.026    | 0.227    | 1.28                            | 1.8                             | 1HA10+1H<br>A12=1.92              |
|          |                                                                                 | Appui<br>de rive | 3.05                 | 0.006      | 0.08     | 0.229    | 0.38                            | 1.8                             | 1HA10+1H<br>A12=1.92              |
| 2        | RDC                                                                             | Travée           | 16.04                | 0.033      | 0.042    | 0.226    | 2.04                            | 1.8                             | 3HA10=<br>2.37                    |
|          |                                                                                 | Appui<br>inter   | 12.21                | 0.025      | 0.032    | 0.227    | 1.54                            | 1.8                             | 1HA10+1H<br>A12=1.92              |
|          |                                                                                 | Appui<br>de rive | 3.05                 | 0.006      | 0.08     | 0.229    | 0.38                            | 1.8                             | 1HA10+1H<br>A12=1.92              |
| 3        | 1 <sup>er</sup> étage,<br>8 <sup>eme</sup> et 2 <sup>eme</sup><br>étage.        | Travée           | 22.15                | 0.045      | 0.058    | 0.224    | 2.83                            | 1.8                             | 2HA12+1H<br>A10=3.05              |
|          |                                                                                 | Appui<br>de rive | 3.05                 | 0.006      | 0.08     | 0.229    | 0.38                            | 1.8                             | 1HA10+1H<br>A12=1.92              |

|   |                                                |               |       |       |       |       |       |     |                      |
|---|------------------------------------------------|---------------|-------|-------|-------|-------|-------|-----|----------------------|
| 4 | 1 <sup>er</sup> étage<br>(salle de conférence) | Travée        | 21.06 | 0.043 | 0.055 | 0.225 | 2.69  | 1.8 | 2HA12+1H<br>A10=3.05 |
|   |                                                | Appui inter   | 12.11 | 0.025 | 0.031 | 0.227 | 1.53  | 1.8 | 1HA10+1H<br>A12=1.92 |
|   |                                                | Appui de rive | 3.63  | 0.007 | 0.009 | 0.229 | 0.45  | 1.8 | 1HA10+1H<br>A12=1.92 |
| 5 | 3 <sup>eme</sup> au<br>7 <sup>eme</sup> étage  | Travée        | 14.4  | 0.029 | 0.037 | 0.226 | 1.83  | 1.8 | 3HA10=<br>2.37       |
|   |                                                | Appui int     | 8.89  | 0.018 | 0.023 | 0.228 | 1.12  | 1.8 | 1HA10+1H<br>A12=1.92 |
|   |                                                | Appui de rive | 2.67  | 0.004 | 0.006 | 0.229 | 0.27  | 1.8 | 1HA10+1H<br>A12=1.92 |
| 6 | 3 <sup>eme</sup> au<br>7 <sup>eme</sup> étage  | Travée        | 18.84 | 0.038 | 0.049 | 0.225 | 2.4   | 1.8 | 2HA12+1H<br>A10=3.05 |
|   |                                                | Appui de rive | 2.67  | 0.004 | 0.006 | 0.229 | 0.27  | 1.8 | 1HA10+1H<br>A12=1.92 |
| 7 | Terrasse accessible                            | Travée        | 13.32 | 0.027 | 0.034 | 0.226 | 1.68  | 1.8 | 3HA10=<br>2.37       |
|   |                                                | Appui int     | 8.17  | 0.017 | 0.021 | 0.228 | 1.03  | 1.8 | 1HA10+1H<br>A12=1.92 |
|   |                                                | Appui de rive | 2.45  | 0.05  | 0.006 | 0.225 | 0.307 | 1.8 | 1HA10+1H<br>A12=1.92 |
| 8 | Terrasse accessible                            | Travée        | 17.40 | 0.035 | 0.045 | 0.225 | 2.21  | 1.8 | 2HA12+1H<br>A10=3.05 |
|   |                                                | Appui de rive | 2.45  | 0.05  | 0.006 | 0.225 | 0.307 | 1.8 | 1HA10+1H<br>A12=1.92 |
| 9 | Terrasse inaccessible                          | Travée        | 20.72 | 0.042 | 0.054 | 0.225 | 2.64  | 1.8 | 2HA12+1H<br>A10=3.05 |
|   |                                                | Appui de rive | 2.96  | 0.006 | 0.007 | 0.229 | 0.37  | 1.8 | 1HA10+1H<br>A12=1.92 |

Tableau III.7 : Vérifications à l'ELU.

| Type |                                                                       | Bielle                               | Cisaillement                                                   | Armature longitudinale aux appuis          |                                                                                            | Jonction table nervure                                                                        |
|------|-----------------------------------------------------------------------|--------------------------------------|----------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------|
|      |                                                                       |                                      |                                                                | Rive                                       | Intermédiaire                                                                              |                                                                                               |
|      |                                                                       | $V_u \leq 0.267 . a . b_0 . f_{c28}$ | $\tau_u = \frac{V^{max}}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau}_u$ | $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ | $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left[ V_u + \frac{M_{inter}}{0.9 \times d} \right]$ | $\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times b_0} \leq \overline{\tau}_u$ |
| 1    | RDC, 1 <sup>er</sup> étage, 8 <sup>eme</sup> et 2 <sup>em</sup> étage | $19.47 \leq 133.5$                   | $0.846 \leq 3.33$                                              | $4.29 \geq 0.56$                           | $4.29 \geq -0.85$                                                                          | $1.83 \geq 3.33$                                                                              |

|   |                                                                         |                    |                   |                  |                   |                  |
|---|-------------------------------------------------------------------------|--------------------|-------------------|------------------|-------------------|------------------|
| 2 | RDC                                                                     | $20.35 \leq 133.5$ | $0.884 \leq 3.33$ | $4.29 \geq 0.58$ | $4.29 \geq -1.11$ | $1.91 \geq 3.33$ |
| 3 | 1 <sup>er</sup> étage,<br>8 <sup>eme</sup> et 2 <sup>en</sup><br>étage. | $17.7 \leq 133.5$  | $0.769 \leq 3.33$ | $4.97 \geq 0.51$ | /                 | $1.66 \geq 3.33$ |
| 4 | 1 <sup>er</sup> étage                                                   | $23.17 \leq 133.5$ | $1.007 \leq 3.33$ | $4.97 \geq 0.66$ | $4.97 \geq -1.01$ | $2.17 \geq 3.33$ |
| 5 | 7 <sup>eme</sup> au<br>3 <sup>eme</sup> étage                           | $17 \leq 133.5$    | $0.739 \leq 3.33$ | $4.29 \geq 0.48$ | $4.29 \geq -0.74$ | $1.59 \geq 3.33$ |
| 6 | 7 <sup>eme</sup> au<br>3 <sup>eme</sup> étage                           | $15.45 \leq 133.5$ | $0.672 \leq 3.33$ | $4.97 \geq 0.44$ | /                 | $1.45 \geq 3.33$ |
| 7 | Terrasse<br>accessible                                                  | $15.62 \leq 133.5$ | $0.679 \leq 3.33$ | $4.29 \geq 0.45$ | $4.29 \geq -0.68$ | $1.46 \geq 3.33$ |
| 8 | Terrasse<br>accessible                                                  | $14.20 \leq 133.5$ | $0.617 \leq 3.33$ | $4.97 \geq 0.41$ | /                 | $1.33 \geq 3.33$ |
| 9 | Terrasse<br>inaccessibl<br>e                                            | $17.16 \leq 133.5$ | $0.746 \leq 3.33$ | $4.97 \geq 0.49$ | /                 | $1.61 \geq 3.33$ |

### b) Vérification des contraintes a l'ELS :

#### ✓ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

#### ✓ Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

➤ En travée :

$$M_{ser} = 12.24 \text{ KN.m}$$

$$A = 2.37 \text{ cm}^2$$

- Position de l'axe neutre :

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

$$H = \frac{0.65 \times (0.05)^2}{2} - 15 \times 2.37 \times 10^{-4} \times (0.23 - 0.05) = 1.73 \times 10^{-4}$$

$H > 0 \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d$$

$$y = 0.0449 \text{ m}$$

- Le moment d'inertie I :

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

$$I = \frac{0.65 \times 0.0449^3}{3} + 15 \times 2.37 \times 10^{-4} \times (0.23 - 0.0449)^2$$

$$I = 1.41 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{12.24 \times 10^{-3}}{1.41 \times 10^{-4}} \times 0.0449 = 4.657 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.657 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

➤ En appui intermédiaire :

$$M_{ser} = 7.30 \text{ KN.m}$$

$$A = 1.92 \text{ cm}^2$$

- Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{0.65 \times (0.05)^2}{2} - 15 \times 1.92 \times 10^{-4} \times (0.23 - 0.05) = 2.94 \times 10^{-4}$$

$H > 0 \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d$$

$$y = 0.0409 \text{ m}$$

- Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{0.65 \times 0.0409^3}{3} + 15 \times 1.92 \times 10^{-4} \times (0.23 - 0.0409)^2$$

$$I = 1.18 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7.30 \times 10^{-3}}{1.18 \times 10^{-4}} \times 0.0409 = 2.530 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.530 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

➤ En appui de rive :

$$M_{ser} = 2.19 \text{ KN.m}$$

$$A = 1.92 \text{ cm}^2$$

- Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{0.65 \times (0.05)^2}{2} - 15 \times 1.92 \times 10^{-4} \times (0.23 - 0.05) = 2.94 \times 10^{-4}$$

$H > 0 \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d$$

$$y = 0.0409 \text{ m}$$

- Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{0.65 \times 0.0409^3}{3} + 15 \times 1.92 \times 10^{-4} \times (0.23 - 0.0409)^2 = 1.18 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2.19 \times 10^{-3}}{1.18 \times 10^{-4}} \times 0.0409 = 0.759 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.759 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

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

| Type     | étage                                                                     | localisation  | $M_{ser}$<br>(KN.m) | $y$<br>(m) | $I$<br>(m <sup>2</sup> ) | $\sigma$<br>(Mpa) | $\sigma \leq \bar{\sigma}$ |
|----------|---------------------------------------------------------------------------|---------------|---------------------|------------|--------------------------|-------------------|----------------------------|
| <b>1</b> | RDC, 1 <sup>er</sup> étage,<br>8 <sup>eme</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage | Travée        | 12.24               | 0.0449     | $1.41 \cdot 10^{-4}$     | 4.657             | Vérifier                   |
|          |                                                                           | Appui inter   | 7.30                | 0.0409     | $1.18 \cdot 10^{-4}$     | 2.530             |                            |
|          |                                                                           | Appui de rive | 2.19                | 0.0409     | $1.18 \cdot 10^{-4}$     | 0.759             |                            |
| <b>2</b> | RDC                                                                       | Travée        | 11.51               | 0.0449     | $1.41 \cdot 10^{-4}$     | 3.665             | Vérifier                   |
|          |                                                                           | Appui inter   | 8.76                | 0.0409     | $1.18 \cdot 10^{-4}$     | 3.036             |                            |
|          |                                                                           | Appui de rive | 2.19                | 0.0409     | $1.18 \cdot 10^{-4}$     | 0.759             |                            |
| <b>3</b> | 1 <sup>er</sup> étage,<br>8 <sup>eme</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage.     | Travée        | 15.89               | 0.0503     | $1.75 \cdot 10^{-4}$     | 4.567             | Vérifier                   |
|          |                                                                           | Appui de rive | 2.19                | 0.0409     | $1.18 \cdot 10^{-4}$     | 0.759             |                            |
| <b>4</b> | 1 <sup>er</sup> étage                                                     | Travée        | 14.94               | 0.0503     | $1.75 \cdot 10^{-4}$     | 4.294             | Vérifier                   |
|          |                                                                           | Appui inter   | 8.59                | 0.0409     | $1.18 \cdot 10^{-4}$     | 2.977             |                            |
|          |                                                                           | Appui de rive | 2.58                | 0.0409     | $1.18 \cdot 10^{-4}$     | 0.894             |                            |
| <b>5</b> | 7 <sup>eme</sup> au<br>3 <sup>eme</sup> étage                             | Travée        | 10.43               | 0.0449     | $1.41 \cdot 10^{-4}$     | 3.321             | Vérifier                   |
|          |                                                                           | Appui inter   | 6.44                | 0.0409     | $1.18 \cdot 10^{-4}$     | 2.232             |                            |
|          |                                                                           | Appui de rive | 1.93                | 0.0409     | $1.18 \cdot 10^{-4}$     | 0.668             |                            |
| <b>6</b> | 7 <sup>eme</sup> au<br>3 <sup>eme</sup> étage                             | Travée        | 18.84               | 0.0503     | $1.75 \cdot 10^{-4}$     | 5.415             | Vérifier                   |
|          |                                                                           | Appui de rive | 1.93                | 0.0409     | $1.18 \cdot 10^{-4}$     | 0.668             |                            |
| <b>7</b> | Terrasse accessible                                                       | Travée        | 12.58               | 0.0503     | $1.75 \cdot 10^{-4}$     | 3.61              | Vérifier                   |
|          |                                                                           | Appui inter   | 1.77                | 0.0409     | $1.18 \cdot 10^{-4}$     | 0.613             |                            |
|          |                                                                           | Appui de rive | 12.58               | 0.0503     | $1.75 \cdot 10^{-4}$     | 3.61              |                            |
| <b>8</b> | Terrasse accessible                                                       | Travée        | 12.58               | 0.0503     | $1.75 \cdot 10^{-4}$     | 3.61              | Vérifier                   |
|          |                                                                           | Appui de rive | 1.77                | 0.0409     | $1.18 \cdot 10^{-4}$     | 0.613             |                            |
| <b>9</b> | Terrasse inaccessible                                                     | Travée        | 15.15               | 0.0503     | $1.75 \cdot 10^{-4}$     | 4.354             | Vérifier                   |
|          |                                                                           | Appui de rive | 2.16                | 0.0409     | $1.18 \cdot 10^{-4}$     | 0.714             |                            |

✓ **Vérification de la limite de déformation :**

D'après le BAEL 91 et le CBA 93, la vérification de la flèche est inutile si :

- 1)  $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{460} = 0.054 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots$  Non vérifier
- 2)  $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{25}{460} = 0.054 < \frac{12.24}{10 \times 20.35} = 0.0601 \dots \dots \dots$  Non vérifier
- 3)  $\frac{A}{b_0} > \frac{2.4}{f_e} \Rightarrow \frac{2.3710^2}{100} = 0.226 > \frac{2.4}{400} = 0.006 \dots \dots \dots$  vérifier

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la flèche :

$$\Delta f = (f_{vg} - f_{ij}) + (f_{ip} - f_{ig}) \quad \text{BAEL 91 (article 8.2.5)}$$

La flèche admissible pour une travée sur deux appuis avec  $l \leq 5m$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{460}{500} = 0.92 \text{ cm}$$

Avec :

- $f_{gv}$  et  $f_{gi}$  les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons).
- $f_{ji}$  la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- $f_{pi}$  la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).

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

Avec :

$$M_{jser} = 0.772 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} ; M_{gser} = 0.772 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} ; M_{pser} = 0.772 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

$q_{jser} = 0.65 \times (G - G_{revetement})$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

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

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3 \times b_0}{b})} \times \frac{1}{\rho} \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée}$$

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

✓ **Propriété de la section :**

$$A_s = 2.37 \text{ cm}^2 ; y = 0.0449 \text{ m} ; I = 1.41 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.37}{10 \times 23} = 1.03 \times 10^{-2}$$

$\rho$  : Pourcentage de l'acier

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

$Y_G$  : Centre de gravité de la section homogénéisée (béton+acier)

$$Y_G = \frac{10 \frac{25^2}{2} + (65 - 10) \frac{5^2}{2} + 15(2.37 \times 23)}{10 \times 25 + (65 - 10)5 + 15 \times 2.37}$$

$$Y_G = 8.26 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} Y_G^3 - (b - b_0) \left( \frac{Y_G - h_0^3}{3} \right) + b_0 \left( \frac{(h - Y_G)^3}{3} \right) + n[A(d - Y_G)^2 + A'(Y_G - d')^2]$$

$I_0$ : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe qui passe par le centre de gravité.

$$I_0 = \frac{65}{3} (8.26)^3 - (65 - 10) \left( \frac{(8.26 - 5)^3}{3} \right) + 10 \left[ \frac{(25 - 8.26)^3}{3} \right] + 15 \times 2.37 (23 - 8.26)^2$$

$$I_0 = 37711.26 \text{ cm}^4$$

Calcul de  $E_i$  et  $E_v$  :

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = \frac{32164.19}{3} = 10721.39 \text{ Mpa}$$

✓ **Evaluation des moments :**

$$q_{jser} = 0.65 \times (G - G_{revetement}) = 0.65 \times 4.45 = 2.892 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.99 = 3.893 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times 8.49 = 5.518 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.772 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.772 \times \frac{2.892 \times 4.6^2}{8} = 5.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.772 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.772 \times \frac{3.893 \times 4.6^2}{8} = 7.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.772 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.772 \times \frac{5.518 \times 4.6^2}{8} = 11.26 \text{ KN.m}$$

✓ **Contraintes :**

$(\sigma_s)$  : Contrainte effective de l'acier sous l'effet du chargement considéré

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{5.90 \times (0.23 - 0.0449)}{1.41 \cdot 10^{-4}} \times 10^{-3} = 116.17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{7.95 \times (0.23 - 0.0449)}{1.41 \cdot 10^{-4}} \times 10^{-3} = 156.54 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{11.26 \times (0.23 - 0.0449)}{1.41 \cdot 10^{-4}} \times 10^{-3} = 221.72 \text{ Mpa}$$

✓ Inertie effectives(  $I_f$  )

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 1.03 \times 10^{-2} \times 116.17 + 2.1} = 0.46$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 1.03 \times 10^{-2} \times 156.54 + 2.1} = 0.57$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 1.03 \times 10^{-2} \times 221.72 + 2.1} = 0.67$$

## ✓ Calcul des inerties :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3 \times b_0}{b})} \times \frac{1}{\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 100}{650})} \times \frac{1}{1.03 \times 10^{-2}} = 4.14$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 0.4 \times 4.14 = 1.656$$

$$I_{fij} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1.1 \times 37711.26}{1 + 4.14 \times 0.46} = 14282.6 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = \frac{1.1 \times 37711.26}{1 + 4.14 \times 0.57} = 12346.68 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = \frac{1.1 \times 37711.26}{1 + 4.14 \times 0.67} = 10992.2 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = \frac{1.1 \times 37711.26}{1 + 1.656 \times 0.57} = 21339.55 \text{ cm}^4$$

## ➤ Calcul de la flèche :

$$f_{ij} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} = \frac{5.90 \times 10^6 \times (4.6 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.19 \times 14282.6 \times 10^4} = 0.271 \text{ cm}$$

$$f_{ig} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} = \frac{7.95 \times 10^6 \times (4.6 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.19 \times 12346.68 \times 10^4} = 0.423 \text{ cm}$$

$$f_{ip} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} = \frac{11.26 \times 10^6 \times (4.6 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.19 \times 10992.2 \times 10^4} = 0.673 \text{ cm}$$

$$f_{vg} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} = \frac{7.95 \times 10^6 \times (4.6 \times 10^3)^2}{10 \times 10721.39 \times 21339.55 \times 10^4} = 0.735 \text{ cm}$$

$$\Delta f = (f_{vg} - f_{ij}) + (f_{ip} - f_{ig}) = (0.735 - 0.271) + (0.673 - 0.423) = 0.714 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.714 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.92 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée.}$$

Tableau III.9 : vérification des états limite de déformations.

| Type                   | 1                                                                     | 2      | 3                                                                  | 4                                           | 5                                          | 6                                          | 7                   | 8                   | 9                     |
|------------------------|-----------------------------------------------------------------------|--------|--------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------|--------------------------------------------|--------------------------------------------|---------------------|---------------------|-----------------------|
| Plancher               | RDC, 1 <sup>er</sup> étage, 8 <sup>eme</sup> et 2 <sup>en</sup> étage | RDC    | 1 <sup>er</sup> étage, 8 <sup>eme</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage. | 1 <sup>er</sup> étage (salle de conférence) | 7 <sup>eme</sup> au 3 <sup>eme</sup> étage | 7 <sup>eme</sup> au 3 <sup>eme</sup> étage | Terrasse accessible | Terrasse accessible | Terrasse inaccessible |
| $q_{jser}$ (KN/m)      | 2.892                                                                 | 2.892  | 2.892                                                              | 2.892                                       | 2.892                                      | 2.892                                      | 2.307               | 2.307               | 2.307                 |
| $q_{gser}$ (KN/m)      | 3.893                                                                 | 3.893  | 3.893                                                              | 3.893                                       | 3.893                                      | 3.893                                      | 3.490               | 3.490               | 4.803                 |
| $q_{gser}$ (KN/M)      | 5.518                                                                 | 5.518  | 5.518                                                              | 5.518                                       | 5.518                                      | 5.518                                      | 4.465               | 4.465               | 5.453                 |
| $q_{jser}$ (KN/m)      | 5.9                                                                   | 5.9    | 5.9                                                                | 5.9                                         | 5.9                                        | 5.9                                        | 4.71                | 4.71                | 4.71                  |
| $q_{gser}$ (KN/m)      | 7.95                                                                  | 7.95   | 7.95                                                               | 7.95                                        | 7.95                                       | 7.95                                       | 7.12                | 7.12                | 9.81                  |
| $q_{gser}$ (KN/M)      | 11.26                                                                 | 11.26  | 11.26                                                              | 11.26                                       | 11.26                                      | 11.26                                      | 9.1                 | 9.1                 | 11.13                 |
| $M_{jser}$ (KN.m)      | 3.77                                                                  | 3.77   | 3.77                                                               | 3.77                                        | 3.77                                       | 3.77                                       | 3.49                | 3.71                | 3.11                  |
| $M_{gser}$ (KN.m)      | 0.0103                                                                | 0.0103 | 0.013                                                              | 0.0103                                      | 0.013                                      | 0.013                                      | 0.0103              | 0.013               | 0.013                 |
| $M_{pser}$ (KN.m)      | 1.65                                                                  | 1.65   | 1.28                                                               | 1.65                                        | 1.28                                       | 1.28                                       | 1.65                | 1.28                | 1.28                  |
| $I_0(m^4)10^{-4}$      | 4.14                                                                  | 4.14   | 3.21                                                               | 4.14                                        | 3.21                                       | 3.21                                       | 4.14                | 3.21                | 3.21                  |
| $\rho$                 | 116.17                                                                | 116.17 | 90.79                                                              | 116.17                                      | 90.79                                      | 90.79                                      | 92.44               | 72,43               | 72.43                 |
| $\lambda_v$            | 156.54                                                                | 156.54 | 122.22                                                             | 156.54                                      | 122.22                                     | 122.22                                     | 139.85              | 109,57              | 150.79                |
| $\lambda_i$            | 221.72                                                                | 221.72 | 173.24                                                             | 221.72                                      | 173.24                                     | 173.24                                     | 178.72              | 140,02              | 171.20                |
| $\sigma_{sj}(MPa)$     | 0.46                                                                  | 0.46   | 0.46                                                               | 0.46                                        | 0.46                                       | 0.46                                       | 0.37                | 0,38                | 0.38                  |
| $\sigma_{sg}(MPa)$     | 0.57                                                                  | 0.57   | 0.57                                                               | 0.57                                        | 0.57                                       | 0.57                                       | 0.53                | 0,53                | 0.63                  |
| $\sigma_{sp}(MPa)$     | 0.67                                                                  | 0.67   | 0.67                                                               | 0.67                                        | 0.67                                       | 0.67                                       | 0.61                | 0,61                | 0.67                  |
| $\mu_j$                | 1.428                                                                 | 1.428  | 1.628                                                              | 1.428                                       | 1.628                                      | 1.628                                      | 1.487               | 1.832               | 1.833                 |
| $\mu_g$                | 1.234                                                                 | 1.234  | 1.437                                                              | 1.437                                       | 1.437                                      | 1.437                                      | 1.199               | 1.499               | 1.340                 |
| $\mu_p$                | 1.099                                                                 | 1.099  | 1.288                                                              | 1.288                                       | 1.288                                      | 1.288                                      | 1.087               | 1.371               | 1.292                 |
| $I_{fij}(m^4)10^{-4}$  | 2.134                                                                 | 2.134  | 2.351                                                              | 2.351                                       | 2.351                                      | 2.351                                      | 2.04                | 2.417               | 2.245                 |
| $I_{fig}(m^4)10^{-4}$  | 0.271                                                                 | 0.271  | 0.236                                                              | 0.236                                       | 0.236                                      | 0.236                                      | 0.205               | 0.167               | 0.167                 |
| $I_{fip}(m^4)10^{-4}$  | 0.423                                                                 | 0.423  | 0.360                                                              | 0.360                                       | 0.360                                      | 0.360                                      | 0.387               | 0.309               | 0.477                 |
| $I_{fvig}(m^4)10^{-4}$ | 0.673                                                                 | 0.673  | 0.570                                                              | 0.570                                       | 0.570                                      | 0.570                                      | 0.545               | 0.432               | 0.561                 |
| $f_{ij}(cm)$           | 0.735                                                                 | 0.735  | 0.661                                                              | 0.661                                       | 0.661                                      | 0.661                                      | 0.682               | 0.576               | 0.854                 |
| $f_{ig}(cm)$           | 0.714                                                                 | 0.714  | 0.634                                                              | 0.634                                       | 0.634                                      | 0.634                                      | 0.635               | 0.532               | 0.771                 |
| $f_{ip}(cm)$           | 0.92                                                                  | 0.92   | 0.92                                                               | 0.92                                        | 0.92                                       | 0.92                                       | 0.92                | 0.92                | 0.92                  |

### III.1.9 Ferrailage de la dalle de compression :

Selon le BAEL 91(B.6.8, 4.2.3) la dalle de compression, est ferrillée forfaitairement par des aciers de fissuration dans les deux sens calculés comme suit :

Aciers perpendiculaire aux poutrelles :

- Si  $l_0 = 50 \text{ à } 80 \text{ cm}$  avec  $l_0$ : distance entre axes des poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} \dots \dots \dots \text{cm}^2/\text{ml}$$

- Si  $l_0 < 50 \text{ cm}$

$$A_{\perp} = \frac{200}{f_e} \dots \dots \dots \text{cm}^2/\text{ml}$$

$f_e$  dépend de l'acier qu'on choisi et généralement en utilise un treillis soude ronds lisse  $f_{e\ s235}$

Dans ce sens les espacements entre les barres ne doit pas de dépasser 20 cm.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Aciers parallèle aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Dans ce sens les espacements entre les barres ne doit pas de dépasser 30cm.

On choisit :

$$5\phi 6/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.}$$

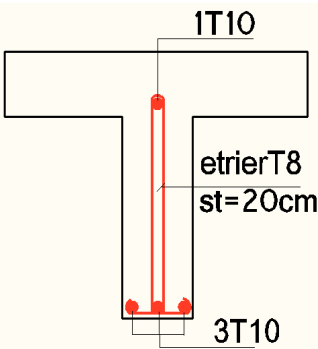
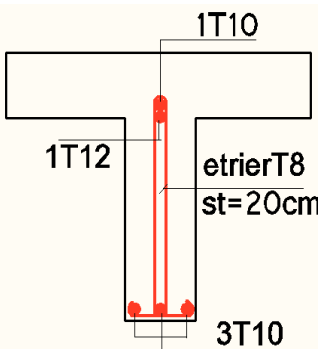
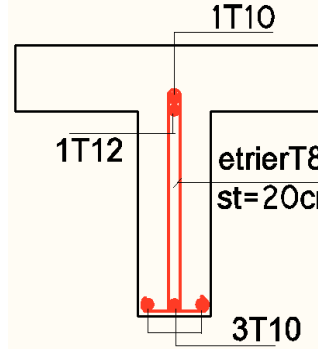
Avec  $St=20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$  vérifier.

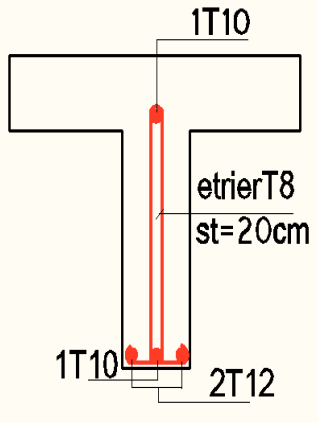
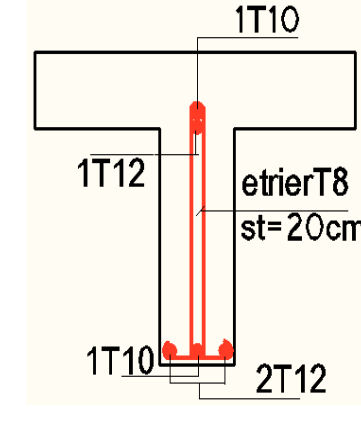
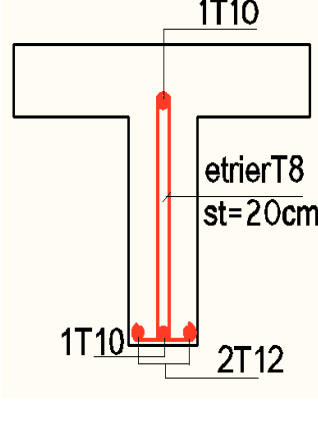
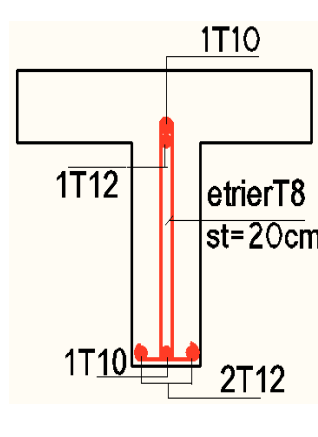
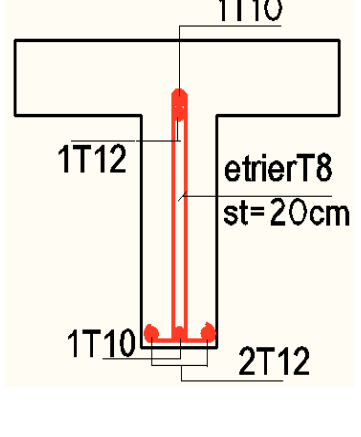
$$4\phi 6/\text{ml} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Pour les armatures parallèles aux poutrelles.}$$

Avec  $St=25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$  vérifier.

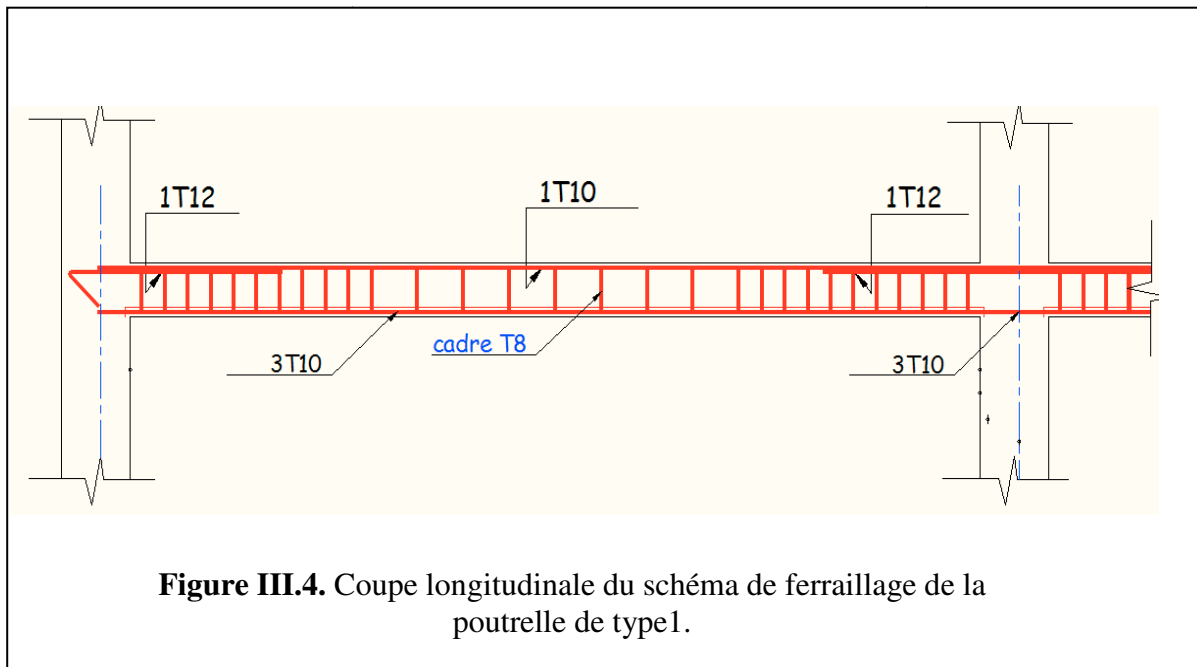
Donc on adopte un treillis a soudé : TS $\phi$  6 de mailles (150×150) mm<sup>2</sup>

#### ➤ Schémas de ferrailage des poutrelles :

| Type           | Travée                                                                              | Appui intermédiaire                                                                 | Appui de rive                                                                         |
|----------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
| 1, 2,5<br>et 7 |  |  |  |

|                |                                                                                    |                                                                                    |                                                                                      |
|----------------|------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|
| 3, 6,8<br>et 9 |   | /                                                                                  |   |
| 4              |  |  |  |

Coupe longitudinale d'une poutrelle (type 1)



### III.2 Etude des escaliers :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux ou forfaitaire en prenant en considération le nombre de points d'appuis.

#### III.2.1 Etude de l'Escalier type1 à trois volées (sous-sol au niveau de la 2<sup>ème</sup> cage d'escalier) :

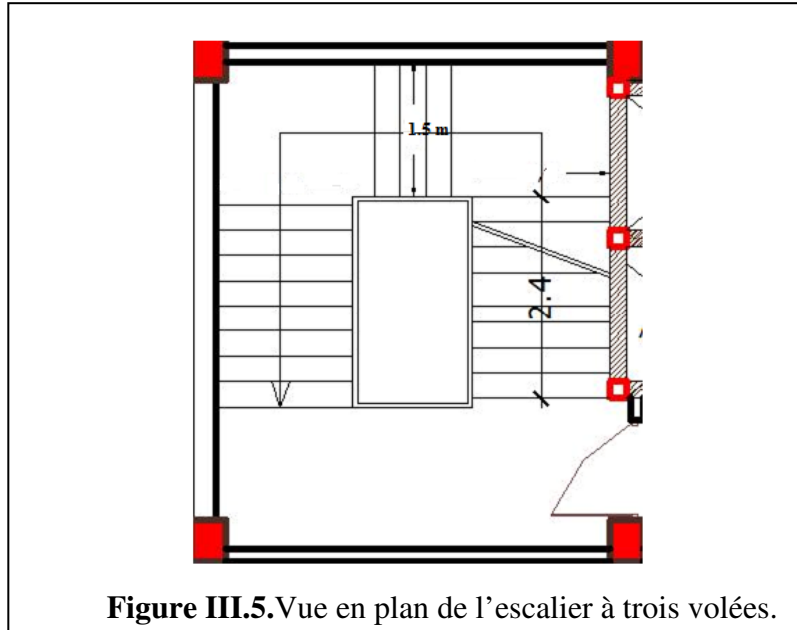


Figure III.5. Vue en plan de l'escalier à trois volées.

1) Etude de la volée :

$$\begin{cases} G_V = 9.65 \text{ KN/m}^2 \\ Q_V = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

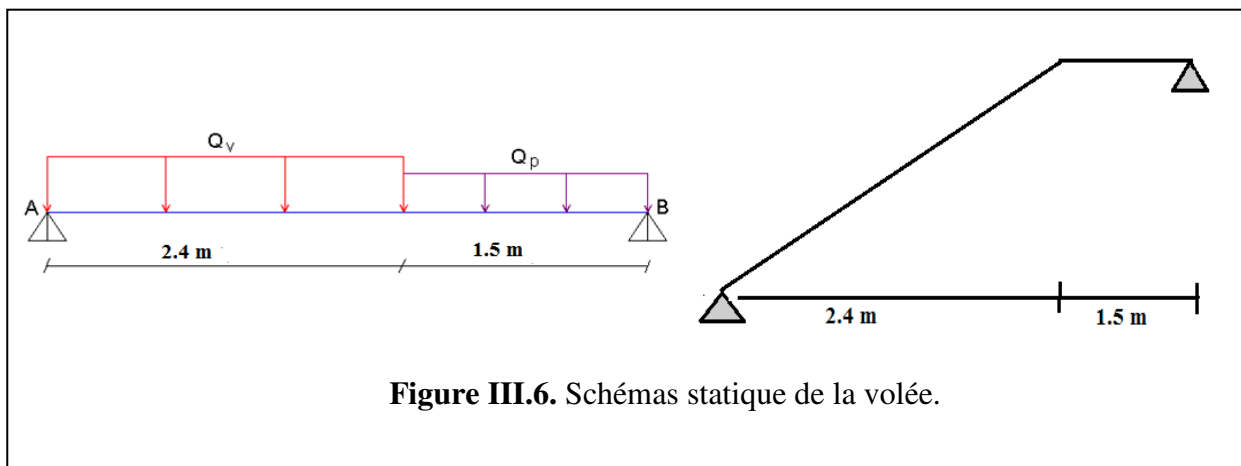


Figure III.6. Schémas statique de la volée.

2) Etude du palier repos :

$$\begin{cases} G_p = 6.61 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

**III.2.2 Calcul du chargement :**

$$\text{A L'ELU : } q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$\text{A L'ELU : } q_s = G + Q$$

**Tableau III.10 :** Charge de l'escalier.

|                | $q_{volée}(KN/m)$ | $q_{palier}(KN/m)$ |
|----------------|-------------------|--------------------|
| <b>A L'ELU</b> | 16.77             | 12.67              |
| <b>A L'ELS</b> | 12.15             | 9.11               |

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

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (16.77 \times 2.4) + (12.67 \times 1.5) = 59.25 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 59.25 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow \left( 12.67 \times 1.5 \times \left( 2.4 + \frac{1.5}{2} \right) \right) + \left( 16.77 \times \frac{2.4^2}{2} \right) - R_B \times 3.9 = 0$$

$$R_B = 27.73 \text{ KN}$$

$$R_A = 31.51 \text{ KN}$$

**III.2.3 Calcul des sollicitations :**

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents.

$$\triangleright 0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$$

$$M(x) + 16.77 \frac{x^2}{2} - 31.51x = 0 \Rightarrow M(x) = 31.51x - 8.38x^2$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.4) = 27.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 31.51 - 16.77x$$

$$\begin{cases} T(0) = 31.51 \text{ KN} \\ T(2.4) = -8.73 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 31.51 - 16.77x = 0 \Rightarrow x = 1.88 \text{ m} \Rightarrow x \in [0; 2.4]$$

$$M^{max}(1.88) = 29.62 \text{ KN.m}$$

$$\triangleright 2.4 \leq x \leq 3.9 \text{ m}$$

$$M(x) = 31.51x - 16.77(x - 1.2) \times 2.4 - 12.67 \frac{(x - 2.4)^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(2.4) = 27.32 \text{ KN.m} \\ M(3.9) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 31.51 - 16.77 \times 2.4 - 12.67(x - 2.4)$$

$$\begin{cases} T(2.4) = -8.73 \text{ KN} \\ T(3.9) = -27.74 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 31.51 - 16.77 \times 2.4 - 12.67 \times \frac{(2x - 4.8)}{2} = 0 \Rightarrow x = 1.71 \text{ m}$$

$$\Rightarrow x \notin [2.4; 3.9]$$

Le moment max est dans le premier tronçon.

$$M^{max} = 29.62 \text{ KN.m}$$

$$V^{max} = 31.51 \text{ KN}$$

### III.2.4 Calcul du ferrailage a l'ELU :

$$M_0 = M^{max} = 29.62 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75M_0 = 0.75 \times 29.62 = 22.21 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_0 = -0.5 \times 29.62 = -14.81 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bonde de 1m de largeur. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.11 : Résultat de ferrailage de l'escalier.**

| Localisation | M(KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z (cm) | $A_{calculer}(cm^2)$ | $A_{adopter}(cm^2)$ |
|--------------|---------|------------|----------|--------|----------------------|---------------------|
| En travée    | 22.21   | 0.043      | 0.055    | 18.50  | 3.43                 | 5HA10=3.95          |
| En appui     | 14.81   | 0.029      | 0.036    | 18.70  | 2.29                 | 5HA8=2.51           |

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

**En Appuis :**

$$A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62 \text{ cm}^2$$

➤ **En Travée :**

$$A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{3.95}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_r^a = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2$

$$A_r^t = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement :  $S_t = 33 \text{ cm}$

**Vérifications :**➤ **Vérification à l'ELU :**- **Vérification de la condition non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.19 \times \frac{2.1}{400} = 2.29 \text{ cm}^2$$

En travée :  $A^t = 3.95 \text{ cm}^2 > 2.29 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$

En appui :  $A^A = 2.51 \text{ cm}^2 > 2.29 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} = \frac{31.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.19} = 0.16 \text{ MPa}$$

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau} = \min(0.2/\gamma_b f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_{bu} < \bar{\tau}$  Pas d'armature transversale.

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

$$A_l \geq \left( V + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \quad A_l = 3.95 + 2.51 = 6.46 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 6.46 \text{ cm}^2 \geq \left( 31.51 \times 10^{-3} + \frac{22.21 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.19} \right) \times \frac{1.15}{400} = 4.64 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

- **Vérification de l'espacement des armatures :**

Armature principale:

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3.e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Armature secondaire :

$$S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4.e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

➤ **Vérification à l'ELS**- **Etat limite de compression du béton**

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

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

$$R_A = 22.81 \text{ KN}$$

$$R_B = 20 \text{ KN}$$

$$M^{max} = 21.41 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 21.41 = 16.05 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times 21.41 = 10.7 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } Y : Y = \frac{b}{2} Y^2 + 15 \times A \times Y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} Y^3 + 15 \times A \times (d - Y)^2$$

Le résultat de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.12** : vérification des contraintes de compression du béton.

| Localisation | $M_{ser}(\text{KN.m})$ | Y (cm) | I ( $\text{cm}^4$ ) | $\sigma_{bc}(\text{MPa})$ | $\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$ | Obs      |
|--------------|------------------------|--------|---------------------|---------------------------|---------------------------------|----------|
| Travées      | 16.05                  | 4.18   | $1.54 \times 10^4$  | 4.35                      | 15                              | Vérifier |
| Appuis       | 10.7                   | 3.42   | $1.04 \times 10^4$  | 3.51                      | 15                              | vérifier |

#### – Etat limite de déformation

- Vérification de la flèche : la vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas vérifier

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{M_t \times b_0} \leq \frac{2.4}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{21}{390} = 0.05 \leq \frac{1}{16} = 0.06 \dots\dots\dots \text{condition non vérifier.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{l}{500}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{390}{500} = 0.78 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_V = 9.65 \text{ KN/m}^2 \\ G_p = 6.61 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} J_V = 0.65 \times 8.09 = 5.25 \text{ KN/ml} \\ g_V = 0.65 \times 9.65 = 6.27 \text{ KN/ml} \\ p_V = 0.65 \times (9.65 + 2.5) = 7.89 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} J_p = 0.65 \times 5.25 = 3.41 \text{ KN/ml} \\ g_p = 0.65 \times 6.61 = 4.29 \text{ KN/ml} \\ p_p = 0.65 \times (6.61 + 2.5) = 5.92 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

**Tableau III.13** : résumé des calculs de la flèche.

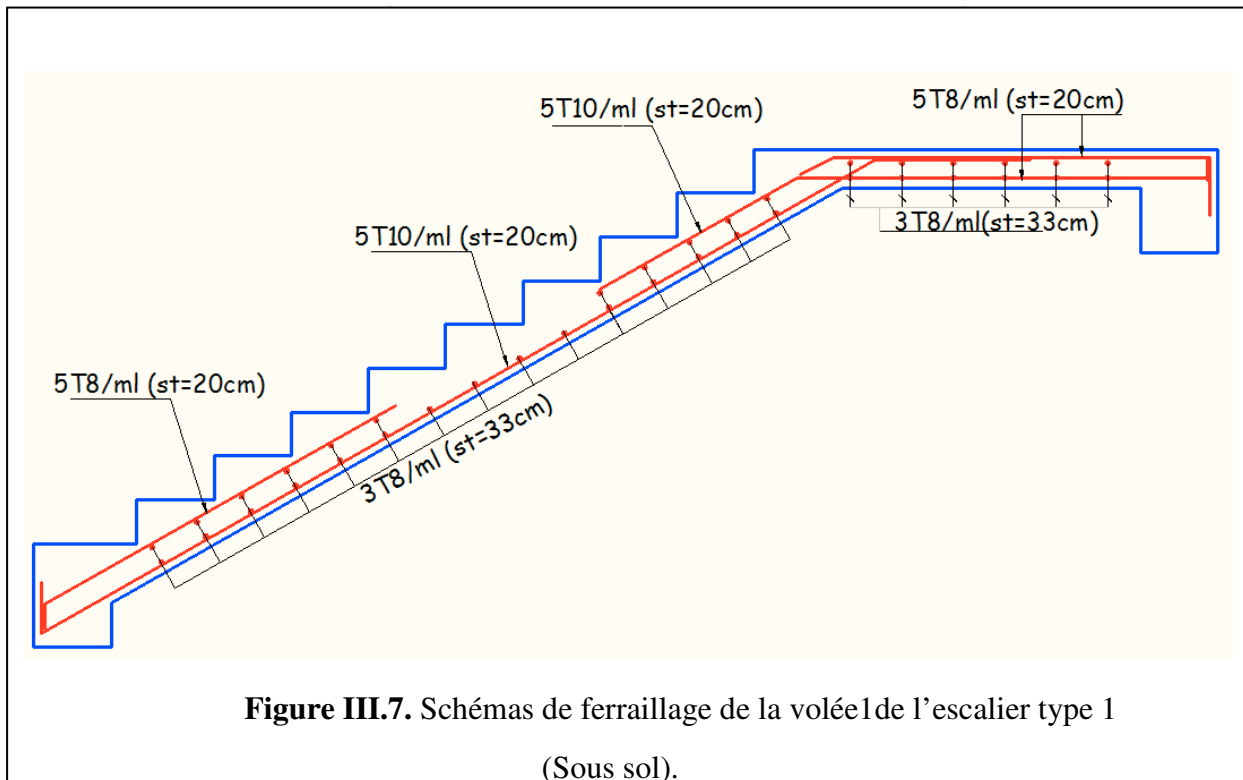
| $M_{jser}$<br>(KN.m) | $M_{gser}$<br>(KN.m) | $M_{pser}$<br>(KN.m) | $\rho$ | $\lambda_i$ | $\lambda_v$ | $\mu_i$ | $\mu_g$ | $\mu_p$ | $\sigma_{js}$<br>(MPa) | $\sigma_{gs}$<br>(MPa) | $\sigma_{ps}$<br>(MPa) |
|----------------------|----------------------|----------------------|--------|-------------|-------------|---------|---------|---------|------------------------|------------------------|------------------------|
| 7.62                 | 9.20                 | 11.82                | 0.002  | 10.10       | 4.04        | 0       | 0       | 0       | 109.6<br>9             | 132.4<br>2             | 170.07                 |

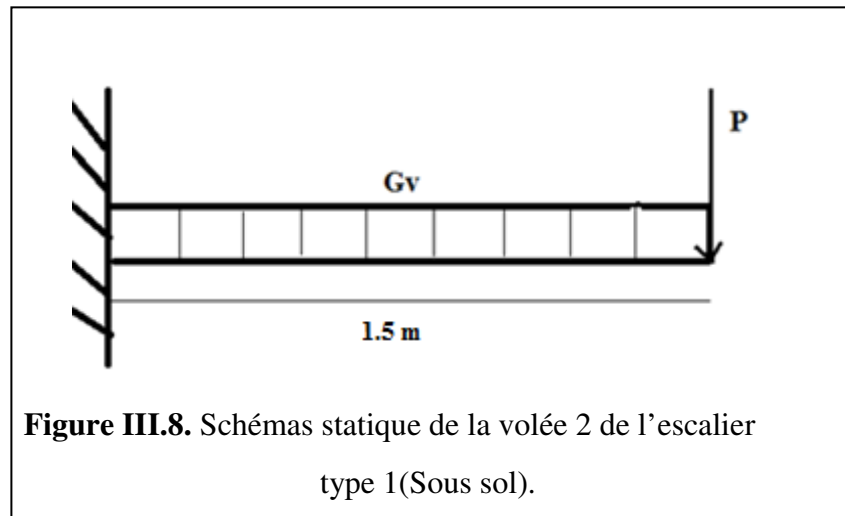
  

| $f_{ij}$<br>(mm) | $f_{ig}$<br>(mm) | $f_{ip}$<br>(mm) | $f_{gv}$<br>(mm) | $If_{ij}$<br>(m <sup>4</sup> ) | $If_{ig}$<br>(m <sup>4</sup> ) | $If_{ip}$<br>(m <sup>4</sup> ) | $If_{vg}$<br>(m <sup>4</sup> ) | $I_0$<br>(m <sup>4</sup> ) |
|------------------|------------------|------------------|------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|----------------------------|
| 0.087            | 0.105            | 0.133            | 0.316            | $4.08 \cdot 10^{-3}$           | $4.08 \cdot 10^{-3}$           | $4.08 \cdot 10^{-3}$           | $4.08 \cdot 10^{-3}$           | $3.71 \cdot 10^{-3}$       |

La flèche totale :  $\Delta f = 0.053 \text{ cm} < f_{adm} = 0.78 \text{ cm}$  .....condition vérifier.

**Schémas de ferrailage :**



**Etude de la volée 2 :**

$$\begin{cases} G_v = 10.01 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$P = 1.3 \times 0.9 \times 1 = 1.17 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35 \times 1.17 = 1.58 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35 \times 10.01 + 1.5 \times 2.5 = 17.26 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 10.01 + 2.5 = 12.51 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des sollicitations :**

$$\text{A L'ELU : } \begin{cases} M_u = -P_u L - q_u \frac{L^2}{2} = -1.58 \times 1.5 - 17.26 \times \frac{1.5^2}{2} = -21.78 \text{ KN.m} \\ V_u = P_u + q_u L = 1.58 + 17.26 \times 1.5 = 27.47 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{A L'ELS : } \begin{cases} M_s = -P_s L - q_s \frac{L^2}{2} = -1.17 \times 1.5 - 12.51 \times \frac{1.5^2}{2} = -15.82 \text{ KN} \\ V_s = P_s + q_s L = 1.17 + 12.51 \times 1.5 = 19.93 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Calcul du ferrailage :**

$$\mu_{bu} = 0.042$$

$$\alpha = 0.053$$

$$Z = 18.59 \text{ cm}$$

$$A_{calculer} = 3.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopter} = 5\text{HA}10 = 3.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{3} = \frac{3.95}{3} = 1.31 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement : } S_t = 33 \text{ cm}$$

### Vérifications

#### ➤ Vérification a l'ELU

##### - Vérification de la condition non fragilité :

$$A_{min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.19 \times \frac{2.1}{400} = 2.29 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.95 \text{ cm}^2 > 2.29 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

##### - Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} = \frac{27.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.19} = 0.144 \text{ MPa}$$

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau} = \min(0.2/\gamma_b f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} < \bar{\tau} \quad \text{pas d'armature transversale.}$$

##### - Vérification de l'espacement des armatures:

Armature principale:

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3.e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Armature secondaire :

$$S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4.e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

#### ➤ Vérification a l'ELS

**Tableau III.14 :** Contrainte de compression du béton.

| localisation | $M_{ser}(\text{KN.m})$ | Y (cm) | I ( $\text{cm}^4$ ) | $\sigma_{bc}(\text{MPa})$ | $\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$ |
|--------------|------------------------|--------|---------------------|---------------------------|---------------------------------|
| Travées      | 15.82                  | 4.18   | $1.54 \cdot 10^4$   | 4.86                      | 15                              |

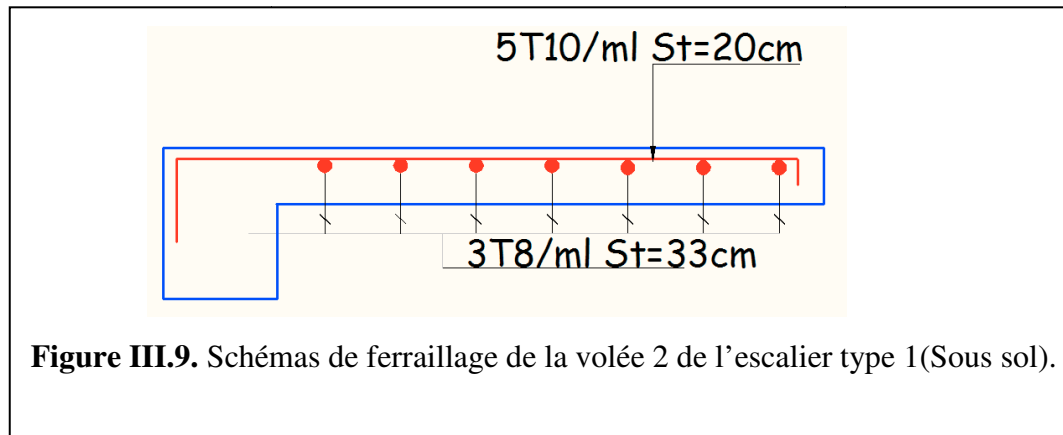
$$M_{ser} = 15.82 \text{ KN.m}$$

$$Y = 4.18 \text{ cm}$$

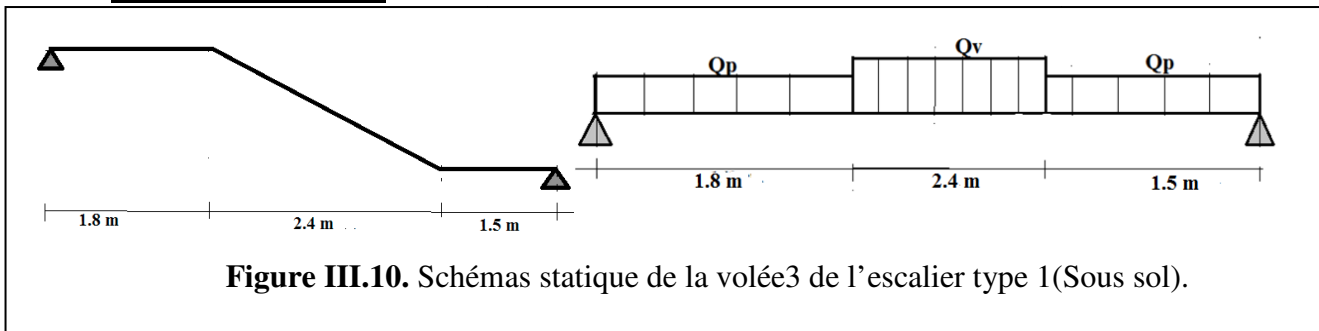
$$I = 1.54 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y = \frac{17.88 \times 10^6}{1.54 \times 10^4 \times 10^4} 4.18 \times 10 = 4.86 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

### Schémas de ferrailage :



### .Etude de la volée 3 :



$$\begin{cases} G_v = 9.65 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_p = 6.61 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- **Calcul des sollicitations**

$$R_A = 40.75 \text{ KN}$$

$$R_B = 41.28 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELU: } \begin{cases} M^{max} = 62.48 \text{ KN.m} \\ V^{max} = 41.28 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{A L'ELS: } M_{Ser} = 45.14 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du ferrailage à l'ELU:**

$$M_0 = M^{max} = 62.48 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 62.48 = 46.86 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -0.5 \times 62.48 = -31.24 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bonde de 1m de largeur. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.15 : Résultat de ferrailage de l'escalier.**

| localisation | M(KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z (cm) | $A_{calculer}(cm^2)$ | $A_{adopter}(cm^2)$ |
|--------------|---------|------------|----------|--------|----------------------|---------------------|
| En travée    | 46.86   | 0.091      | 0.120    | 18.40  | 7.44                 | 5HA14=7.70          |
| En appui     | 31.24   | 0.061      | 0.078    | 18.09  | 4.88                 | 5HA12=5.65          |

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

➤ **En Appuis :**

$$A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

➤ **En Travée :**

$$A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_r^a = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 33 \text{ cm}$

$A_r^t = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Vérification**

➤ **Vérification à l'ELU :**

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

$$A_{min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.19 \times \frac{2.1}{400} = 2.29 \text{ cm}^2$$

En travée :  $A^t = 7.70 \text{ cm}^2 > 2.29 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$

En appui :  $A^A = 5.65 \text{ cm}^2 > 2.29 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} = \frac{41.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.19} = 0.21 \text{ MPa}$$

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau} = \min(0.2/\gamma_b f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_{bu} < \bar{\tau}$  pas d'armature transversale.

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

$$A_l \geq \left( V + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \quad A_l = 7.70 + 5.65 = 13.35 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 13.35 \text{ cm}^2 \geq \left( 41.28 \times 10^{-3} + \frac{46.86 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.19} \right) \times \frac{1.15}{400} = 9.06 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

– **Vérification de l'espacement des armatures:**

Armature principale:

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3.e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Armature secondaire :

$$\begin{cases} S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4.e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifier} \\ S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4.e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifier} \end{cases}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

– **Etat limite de compression du béton**

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

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

$$M^{max} = 45.14 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 45.14 = 33.85 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times 45.14 = -22.57 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } Y : Y = \frac{b}{2} Y^2 + 15 \times A \times Y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} Y^3 + 15 \times A \times (d - Y)^2$$

Le résultat de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.16 :** Vérification des contraintes de compression du béton.

| localisation | $M_{ser}(\text{KN.m})$ | Y (cm) | I ( $\text{cm}^4$ ) | $\sigma_{bc}(\text{MPa})$ | $\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$ | Obs      |
|--------------|------------------------|--------|---------------------|---------------------------|---------------------------------|----------|
| Travées      | 33.85                  | 5.57   | $2.66 \cdot 10^4$   | 7.08                      | 15                              | Vérifier |
| Appuis       | 22.57                  | 4.89   | $2.07 \cdot 10^4$   | 5.13                      | 15                              | vérifier |

➤ **Vérification de la flèche :**

Vérification de la flèche : la vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas vérifier

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{M_t \times b_0} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{21}{570} = 0.03 < \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \dots \text{condition non vérifier}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.

Pour une poutre simplement appuyée de portée supérieur à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.005 = \frac{5.7}{1000} + 0.005 = 10.7 \text{ mm}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.17** : Résumé des calculs de la flèche.

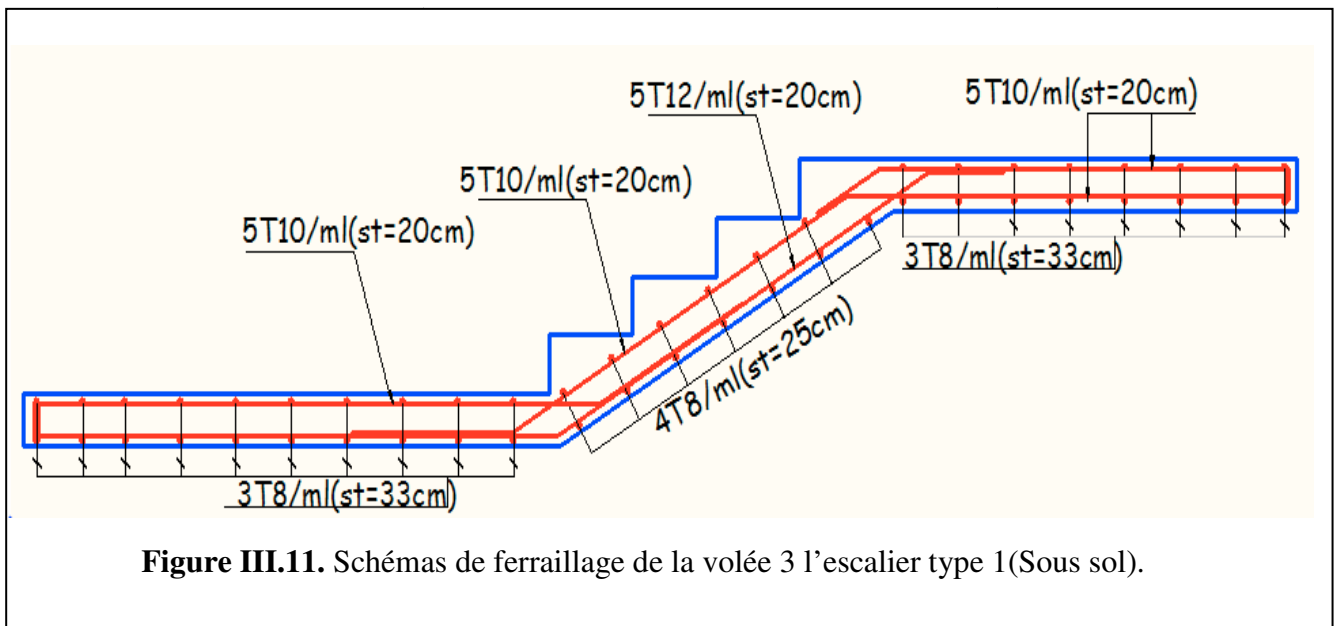
| $M_{jser}$<br>(KN.m) | $M_{gser}$<br>(KN.m) | $M_{pser}$<br>(KN.m) | $\rho$ | $\lambda_i$ | $\lambda_v$ | $\mu_i$ | $\mu_g$   | $\mu_p$ | $\sigma_{js}$<br>(MPa) | $\sigma_{gs}$<br>(MPa) | $\sigma_{ps}$<br>(MPa) |
|----------------------|----------------------|----------------------|--------|-------------|-------------|---------|-----------|---------|------------------------|------------------------|------------------------|
| 15.97                | 19.33                | 24.94                | 0.004  | 5.18        | 2.07        | 0.09    | 0.17<br>8 | 0.288   | 121.0<br>4             | 146.4<br>8             | 188.93                 |

| $f_{ij}$<br>(mm) | $f_{ig}$<br>(mm) | $f_{ip}$<br>(mm) | $f_{gv}$<br>(mm) | $If_{ij}$<br>(m <sup>4</sup> ) | $If_{ig}$<br>(m <sup>4</sup> ) | $If_{ip}$<br>(m <sup>4</sup> ) | $If_{vg}$<br>(m <sup>4</sup> ) | $I_0$<br>(m <sup>4</sup> ) |
|------------------|------------------|------------------|------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|----------------------------|
| 0.57             | 0.90             | 1.50             | 1.92             | $2.76 \cdot 10^{-3}$           | $2.14 \cdot 10^{-3}$           | $1.65 \cdot 10^{-3}$           | $3.01 \cdot 10^{-3}$           | $3.75 \cdot 10^{-3}$       |

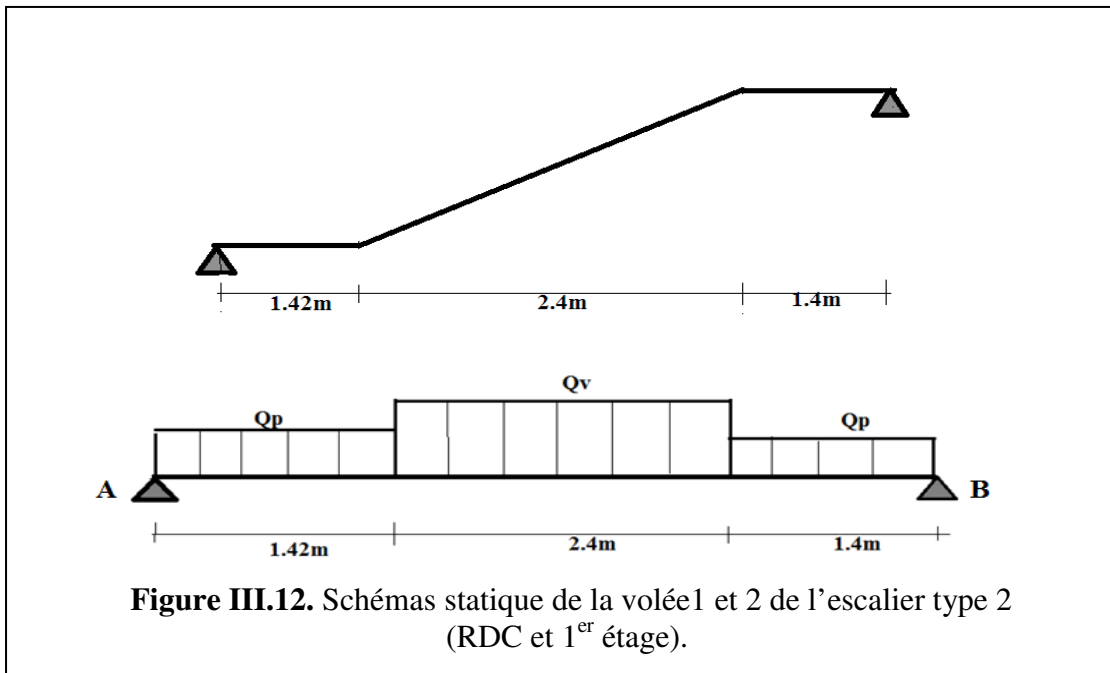
La flèche totale :  $\Delta f = 1.95 \text{ mm} \leq 10.7 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$

**Schémas de ferrailage :**



### III.2.5 Etude de l'escalier type 2 à deux volées ex (1<sup>er</sup> cage d'escalier au niveau du RDC et 1<sup>er</sup> étage):

Les deux volées sont identiques :



$$\begin{cases} G_V = 10.14 \text{ KN/m}^2 \\ Q_V = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_p = 6.86 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

**Tableau III.18 :** Charge sur l'escalier.

|         | $q_{volée}(\text{KN/m})$ | $q_{palier}(\text{KN/m})$ |
|---------|--------------------------|---------------------------|
| A L'ELU | 17.44                    | 13.01                     |
| A L'ELS | 12.64                    | 9.36                      |

- **Calcul des sollicitations :**

A L'ELU :

$$\begin{cases} R_A = 39.24 \text{ KN} \\ R_B = 39.29 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M^{max} = 54.96 \text{ KN.m} \\ V^{max} = 39.29 \text{ KN} \end{cases}$$

A L'ELS :

$$M_{ser}^{max} = 30.84 \text{ KN.m}$$

• **Calcul du ferrailage à l'ELU:**

$$M_0 = M^{max} = 54.96 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75M_0 = 0.75 \times 54.96 = 41.22 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_0 = -0.5 \times 54.96 = -27.48 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bonde de 1m de largeur. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.19 : Résultat de ferrailage de l'escalier.**

| localisation | M(KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z (cm) | $A_{calculer}(cm^2)$ | $A_{adopter}(cm^2)$ |
|--------------|---------|------------|----------|--------|----------------------|---------------------|
| En travée    | 41.22   | 0.072      | 0.094    | 19.24  | 6.15                 | 6HA12=6.78          |
| En appui     | 27.48   | 0.045      | 0.062    | 19.50  | 4.05                 | 6HA10=4.74          |

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

➤ **En Appuis :**

$$A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{4.74}{4} = 1.18 \text{ cm}^2$$

➤ **En Travée :**

$$A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r^a = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 33 \text{ cm}$

$A_r^t = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Vérification**

➤ **Vérification à l'ELU :**

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

$$A_{min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.2 \times \frac{2.1}{400} = 2.41 \text{ cm}^2$$

En travée :  $A^t = 6.78 \text{ cm}^2 > 2.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$

En appui :  $A^a = 4.74 \text{ cm}^2 > 2.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} = \frac{39.29 \times 10^{-3}}{1 \times 0.20} = 0.19 \text{ MPa}$$

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau} = \min(0.2/\gamma_b f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_{bu} < \bar{\tau}$  Pas d'armature transversale.

– **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

$$A_l \geq \left( V + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \quad A_l = 6.78 + 4.74 = 11.52 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 11.52 \text{ cm}^2 \geq \left( 39.29 \cdot 10^{-3} + \frac{54.96 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.2} \right) \times \frac{1.15}{400} = 9.90 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

– **Vérification de l'espacement des armatures :**

Armature principale:

$$S_t = 16 \text{ cm} \leq \min(3 \cdot e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Armature secondaire :

$$\begin{cases} S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4 \cdot e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 \cdot e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{cases}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

– **Etat limite de compression du béton**

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

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

$$M^{max} = 30.84 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 30.84 = 23.13 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times 30.84 = -15.42 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } Y : Y = \frac{b}{2} Y^2 + 15 \times A \times Y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} Y^3 + 15 \times A \times (d - Y)^2$$

Le résultat de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.20 :** Vérification des contraintes de compression du béton.

| localisation | $M_{ser}(\text{KN.m})$ | Y (cm) | I ( $\text{cm}^4$ ) | $\sigma_{bc}(\text{MPa})$ | $\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$ | Obs      |
|--------------|------------------------|--------|---------------------|---------------------------|---------------------------------|----------|
| Travées      | 23.13                  | 5.44   | $2.69 \cdot 10^4$   | 4.67                      | 15                              | Vérifier |
| Appuis       | 15.42                  | 4.69   | $2.01 \cdot 10^4$   | 3.40                      | 15                              | vérifier |

➤ **Vérification de la flèche :**

Vérification de la flèche : la vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas vérifier :

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

$$\frac{h}{L} = \frac{22}{522} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \dots \text{condition non vérifier}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.

Pour une poutre simplement appuyée de portée supérieur à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.005 = \frac{5.22}{1000} + 0.005 = 10.22 \text{ mm}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

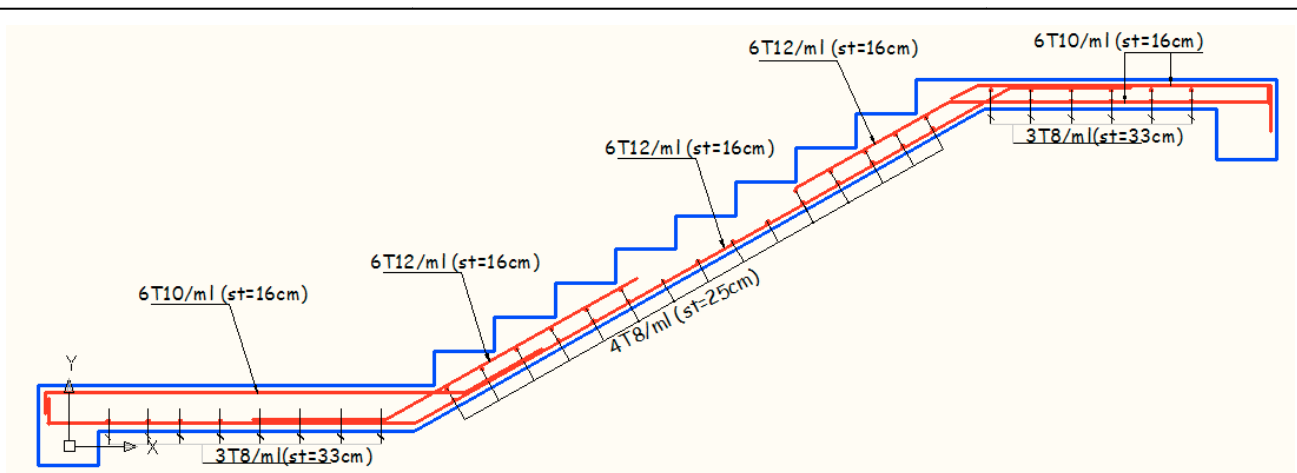
**Tableau III.21** : Résumé des calculs de la flèche.

| $M_{jser}$<br>(KN.m) | $M_{gser}$<br>(KN.m) | $M_{pser}$<br>(KN.m) | $\rho$ | $\lambda_i$ | $\lambda_v$ | $\mu_i$   | $\mu_g$   | $\mu_p$ | $\sigma_{js}$<br>(MPa) | $\sigma_{gs}$<br>(MPa) | $\sigma_{ps}$<br>(MPa) |
|----------------------|----------------------|----------------------|--------|-------------|-------------|-----------|-----------|---------|------------------------|------------------------|------------------------|
| 14.43                | 17.27                | 21.96                | 0.003  | 6.19        | 2.47        | 0.00<br>3 | 0.08<br>1 | 0.186   | 117.6<br>7             | 140.0<br>6             | 178.17                 |

| $f_{ij}$<br>(mm) | $f_{ig}$<br>(mm) | $f_{ip}$<br>(mm) | $f_{gv}$<br>(mm) | $If_{ij}$<br>(m <sup>4</sup> ) | $If_{ig}$<br>(m <sup>4</sup> ) | $If_{ip}$<br>(m <sup>4</sup> ) | $If_{vg}$<br>(m <sup>4</sup> ) | $I_0$<br>(m <sup>4</sup> ) |
|------------------|------------------|------------------|------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|----------------------------|
| 0.27             | 0.48             | 0.87             | 1.15             | $4.43 \cdot 10^{-4}$           | $3.01 \cdot 10^{-4}$           | $2.10 \cdot 10^{-4}$           | $3.76 \cdot 10^{-4}$           | $4.11 \cdot 10^{-4}$       |

La flèche totale :  $\Delta f = 1.27 \text{ mm} \leq 10.22 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$

### Schémas de ferrailage :



**Figure III.13.** Schémas de ferrailage de la volée 1 et 2.

### III.2.6 Calcul de la poutre brisée :

On prend l'escalier le plus défavorable et on calcule sa poutre brisée et sa sera le même ferrailage pour les autres.

La poutre brisée est soumise à la flexion simple, et elle est soumise à la torsion.

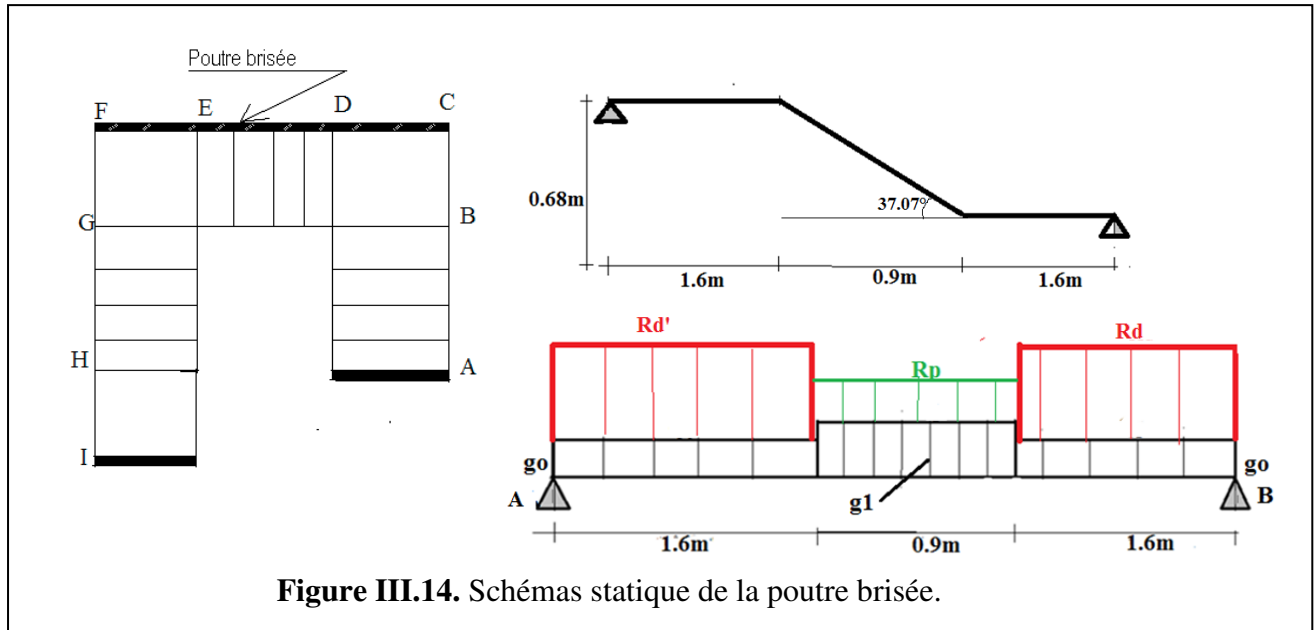


Figure III.14. Schémas statique de la poutre brisée.

- **Dimensionnement :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$L = 1.60 + 1.60 + \sqrt{0.9^2 + 0.68^2}$$

$$L = 4.82 \text{ m}$$

$$\frac{482}{15} \leq h \leq \frac{482}{10} \Rightarrow 32.13 \text{ cm} \leq h \leq 48.2 \text{ cm}$$

Soit :  $h=40 \text{ cm}$  et  $b=35 \text{ cm}$

Exigence du RPA99/2003

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend } h=40 \text{ cm et } b= 35 \text{ cm.}$$

a) Calcul à la flexion simple :

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.40 \times 0.35 = 3.5 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.4 \times 0.35 / \cos 37.07^\circ = 4.38 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$R_d' = 41.28 \text{ KN/ml.}$$

$$R_p = 26.02 \text{ KN/ml.}$$

$$R_d = 27.73 \text{ KN/ml.}$$

Avec:

$R_D$  : la charge ramenée par la partie AC

$R_p$  : la charge ramenée par la partie EF.

$R_d'$  : la charge ramenée par la partie IF.

- Calcul des sollicitations :**

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

**Tableau III.22 :** Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.

| $R_A(\text{KN})$ | $R_B(\text{KN})$ | $X(\text{m})$ | $M_0(\text{KN.m})$ | $M_a(\text{KN.m})$ | $M_t(\text{KN.m})$ | $V_u(\text{KN})$ |
|------------------|------------------|---------------|--------------------|--------------------|--------------------|------------------|
| 81.09            | 67.87            | 1.9           | 73.89              | 36.94              | 62.80              | 81.09            |

- Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple :**

**Tableau III.23 :** Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis.

|                  | $M_u (\text{KN. m})$ | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | $Z (\text{cm})$ | $A_{\min} (\text{cm}^2)$ | $A_{\text{calculée}} (\text{cm}^2)$ |
|------------------|----------------------|------------|----------|-----------------|--------------------------|-------------------------------------|
| <b>En travée</b> | 62.80                | 0.087      | 0.114    | 36.25           | 1.60                     | 4.98                                |
| <b>En appui</b>  | 36.94                | 0.051      | 0.066    | 36.99           | 1.60                     | 2.87                                |

- Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{81.09 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.38} = 0.6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 / \gamma_b f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.6 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa (FPN)} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

- Armatures transversales à la flexion simple**

Soit  $St = 15 \text{ cm}$

$$St = 15 \text{ cm} < \min(0.9 d; 40 \text{ cm}) = 34 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.15}{400} = 0.52 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - 0.3f_{t28}) \times b \times St}{0.8f_e} = \frac{(0.6 - 0.3 \times 2.1) \times 0.35 \times 0.15}{0.8 \times 400} = -0.049 \text{ cm}^2 \leq 0$$

b) Calcul à la torsion :

Le moment de torsion est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée est égale au moment maximum aux appuis

$$M_{tr} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{31.24 \times 4.1}{2}$$

$$M_{tr} = 64.04 \text{ KN.m}$$

- Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion

$$e = \frac{1}{6} \times b = \frac{1}{6} \times 35 = 5.833 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (0.35 - 0.0583) \times (0.4 - 0.0583) = 0.0996 \text{ m}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_{tr}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{64.04 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0996 \times 0.0583} = 5.51 \text{ MPa}$$

La résultante des contraintes tangentielles

$$\tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_t)^2} = \sqrt{(0.6)^2 + (5.51)^2} = 5.54 \text{ MPa}$$

$$\tau = 5.54 \text{ MPa} \geq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{non vérifier.}$$

⇒ On doit augmenter la section de la poutre brisée : h=45 cm et b=45 cm.

a) Calcul à la flexion simple :

$$g_0 = 5.06 \text{ KN/ml}$$

$$g_1 = 6.34 \text{ KN/ml}$$

**Tableau III.24 :** Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.

| R <sub>A</sub> (KN) | R <sub>B</sub> (KN) | X(m) | M <sub>0</sub> (KN.m) | M <sub>a</sub> (KN.m) | M <sub>t</sub> (KN.m) | V <sub>u</sub> (KN) |
|---------------------|---------------------|------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|
| 84.47               | 71.25               | 1.92 | 75.65                 | 37.82                 | 64.30                 | 84.47               |

**Tableau III.25. :** Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis.

|                  | Mu (KN. m) | μ <sub>bu</sub> | α      | Z (cm) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|------------------|------------|-----------------|--------|--------|-------------------------------------|------------------------------------------|
| <b>En travée</b> | 64.30      | 0.054           | 0.0702 | 41.79  | 2.33                                | 4.42                                     |
| <b>En appui</b>  | 37.82      | 0.032           | 0.0408 | 42.30  | 2.33                                | 2.57                                     |

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = 0.43 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa (FPN)} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

- **Armatures transversales à la flexion simple**

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$S_t = 15 \text{ cm} < \min(0.9 d; 40 \text{ cm}) = 34 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.45 \times 0.15}{400} = 0.67 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) \times b \times S_t}{0.8 f_e} = \frac{(0.43 - 0.3 \times 2.1) \times 0.45 \times 0.15}{0.8 \times 400} = -0.42 \text{ cm}^2 \leq 0$$

b) Calcul à la torsion :

$$M_{tr} = 64.04 \text{ KN.m}$$

$$e = 0.075 \text{ cm}$$

$$\Omega = 0.1406 \text{ m}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_{tr}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{64.04 \times 10^{-3}}{2 \times 0.1406 \times 0.075} = 3.03 \text{ MPa}$$

La résultante des contraintes tangentielles

$$\tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_t)^2} = \sqrt{(0.6)^2 + (3.03)^2} = 3.08 \text{ MPa}$$

$$\tau = 3.08 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

- **Armatures longitudinale en torsion**

$$A_l = \frac{M_{tr} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(0.45 - 0.075) + (0.45 - 0.075)] = 1.5 \text{ m}$$

Avec U périmètre de la section  $\Omega$

$$A_l = \frac{64.04 \times 10^{-3} \times 1.5 \times 1.15}{2 \times 0.1406 \times 400} = 9.82 \text{ cm}^2$$

- **Armature transversal en torsion**

$$A_t = \frac{M_{tr} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

Si en fixe  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{64.04 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.1406 \times 400} = 0.98 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage de la poutre brisée :**

**Armature transversal :**

$$A_t = A_t^{flexion simple} + A_t^{torsion}$$

$$A_t = 0.67 + 0.98 = 1.65 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

**Armatures longitudinales :**

En appui

$$A_l^a = A_l^{flexion simple} + \frac{1}{2} A_l^{torsion}$$

$$A_l^a = 2.57 + \frac{1}{2} 9.82 = 7.48 \text{ cm}^2$$

$$A_l^a = 5\text{HA14} = 7.48 \text{ cm}^2$$

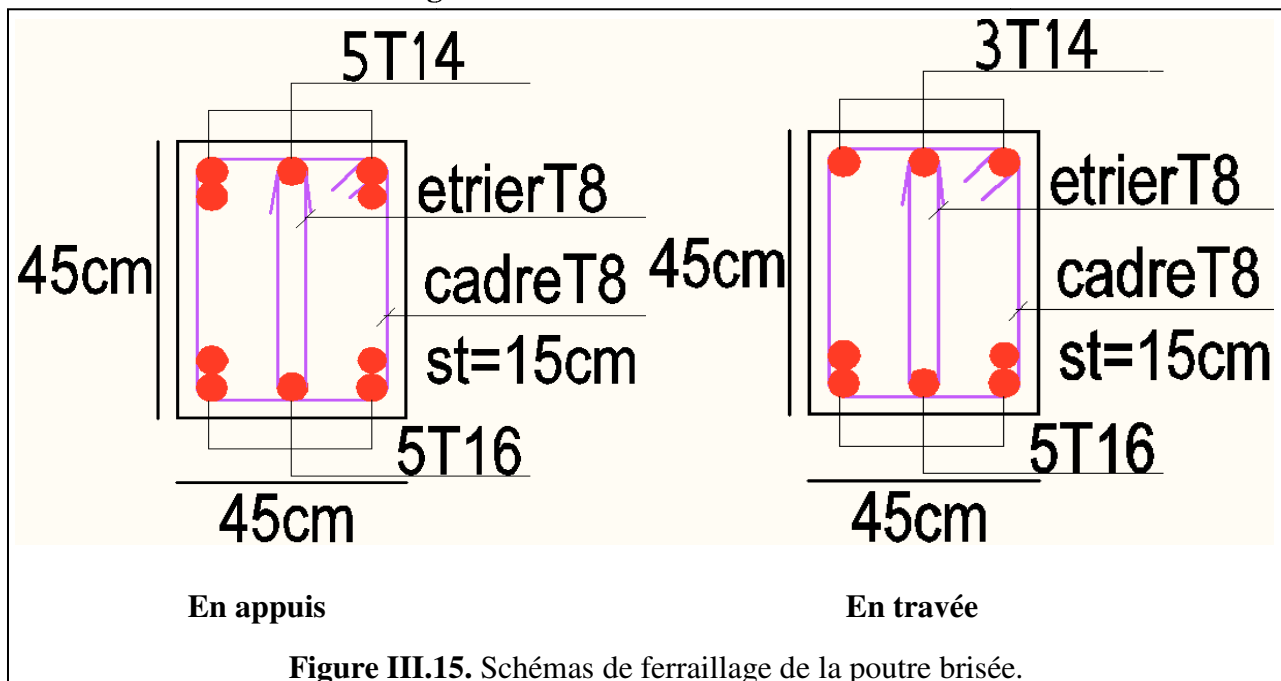
En travée

$$A_l^t = A_l^{flexion simple} + \frac{1}{2} A_l^{torsion}$$

$$A_l^t = 4.42 + \frac{1}{2} 9.82 = 9.33 \text{ cm}^2$$

$$A_l^t = 5\text{HA16} = 10.05 \text{ cm}^2$$

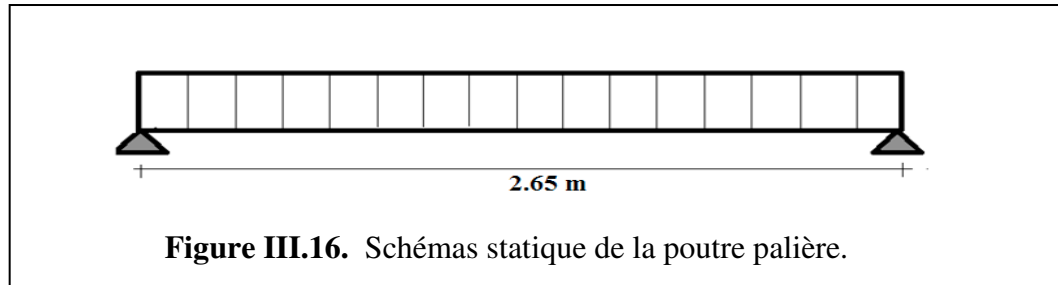
• **Schémas de ferraillage**



### III.2.7 Calcul de la poutre palière (au niveau de la 1<sup>er</sup> cage d'escalier) :

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée  
C'est le moment d'appui (**Figure III.22**).



- **Pré-Dimensionnement :**

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{265}{15} \leq h \leq \frac{265}{10} \Rightarrow 17.66 \text{ cm} \leq h \leq 26.5 \text{ cm}$$

Exigence du RPA99/2003 :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend } h=30 \text{ cm et } b= 25 \text{ cm.}$$

a) Calcul à la flexion simple

- **Calcul des sollicitations :**

#### Les charges sur la poutre

$g_o$ : Poids propre de la poutre palière.

$$g_o = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.87 \text{ KN/ml}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B (fig.III.2.17)

$$\text{ELU : } R_B = 39.29 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_B = 25.19 \text{ KN}$$

#### Les sollicitations

$$P_u = 1.35g_o + R_B$$

$$P_u = 1.35 \times 1.87 + 39.29$$

$$P_u = 41.81 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = g_o + R_B = 1.87 + 25.19 = 27.06 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 27.06 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{41.81 \times 2.65^2}{8}$$

$$M_0 = 36.70 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 31.19 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -18.03 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{41.81 \times 2.65}{2} = 55.39 \text{ KN}$$

• **Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple**

**Tableau III.26** : Ferraillage de la poutre palière en travée et aux appuis.

|                  | Mu (KN. m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z (cm) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|------------------|------------|------------|----------|--------|-------------------------------------|------------------------------------------|
| <b>En travée</b> | 31.19      | 0.112      | 0.149    | 26.33  | 0.84                                | 3.40                                     |
| <b>En appui</b>  | 18.03      | 0.064      | 0.084    | 27.06  | 0.84                                | 1.91                                     |

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{55.39 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.28} = 0.79 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2/\gamma_b f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.79 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

- **Armatures transversales à la flexion simple**

Soit St=15 cm

$$St=15 \text{ cm} < \min(0.9 d; 40 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.25 \times 0.15}{400} = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) \times b \times St}{0.8 f_e} = \frac{(0.79 - 0.3 \times 2.1) \times 0.25 \times 0.15}{0.8 \times 400} = 0.187 \text{ cm}^2$$

b) **Calcul à la torsion**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée c'est le moment d'appui (fig.III.2.1.7)

$$M_{tr} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{27.48 \times 2.65}{2} = 36.41 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion**

$$e = \frac{1}{6} \times b = \frac{1}{6} \times 0.25 = 0.0416 \text{ m}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (0.25 - 0.0416) \times (0.3 - 0.0416) = 0.0538 \text{ m}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_{tr}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{36.41 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0538 \times 0.0416} = 8.13 \text{ MPa}$$

La résultante des contraintes tangentielles

$$\tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_t)^2} = \sqrt{(0.79)^2 + (8.13)^2} = 8.17 \text{ MPa}$$

$$\tau = 8.17 \text{ MPa} \geq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{non vérifier.}$$

⇒ On doit augmenter la section de la poutre brisée : h=40 cm et b=35 cm

a) Calcul à la flexion simple

• **Calcul des sollicitations :**

$$g_o = 0.35 \times 0.40 \times 25 = 3.5 \text{ KN/ml}$$

**La charge transmise par l'escalier** : c'est la réaction d'appui au point B (fig.III.2.17)

$$\text{ELU} : R_B = 39.29 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : R_B = 25.19 \text{ KN}$$

**Les sollicitations**

$$P_u = 1.35 g_o + R_B$$

$$P_u = 1.35 \times 3.5 + 39.29$$

$$P_u = 44.01 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = g_o + R_B = 3.5 + 25.19 = 28.69 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 28.69 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{44.01 \times 2.65^2}{8}$$

$$M_0 = 38.63 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 32.83 \text{ KN.m}$$

$$Ma = -0.5 \times M_0 = -19.31 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{44.01 \times 2.65}{2} = 58.31 \text{ KN}$$

• **Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple**

**Tableau III.27** : Ferraillage de la poutre palière en travée et aux appuis.

|           | Mu (KN. m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z (cm) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|-----------|------------|------------|----------|--------|-------------------------------------|------------------------------------------|
| En travée | 32.83      | 0.046      | 0.058    | 37.11  | 1.60                                | 2.54                                     |
| En appui  | 19.31      | 0.027      | 0.034    | 37.48  | 1.60                                | 1.48                                     |

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{58.31 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.38} = 0.43 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2/\gamma_b f_{c28}; 4MPa) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.43 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

- **Armatures transversales à la flexion simple**

Soit  $S_t=15 \text{ cm}$

$$S_t=15 \text{ cm} < \min(0.9 d; 40 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.15}{400} = 0.52 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) \times b \times S_t}{0.8 f_e} = \frac{(0.43 - 0.3 \times 2.1) \times 0.35 \times 0.15}{0.8 \times 400} = -0.33 \text{ cm}^2$$

b) Calcul à la torsion

$$M_{tr} = 36.41 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion**

$$e = \frac{1}{6} \times b = \frac{1}{6} \times 0.35 = 0.05833 \text{ m}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (0.35 - 0.05833) \times (0.4 - 0.05833) = 0.0996 \text{ m}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_{tr}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{36.41 \times 10^{-3}}{2 \times 0.05833 \times 0.0996} = 3.13 \text{ MPa}$$

La résultante des contraintes tangentielles

$$\tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_t)^2} = \sqrt{(0.43)^2 + (3.13)^2} = 3.16 \text{ MPa}$$

$$\tau = 3.16 \text{ MPa} \geq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

• **Armatures longitudinale en torsion**

$$A_l = \frac{M_{tr} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(0.35 - 0.05833) + (0.4 - 0.05833)] = 1.266 \text{ m}$$

Avec U périmètre de la section  $\Omega$

$$A_l = \frac{36.41 \times 10^{-3} \times 1.266 \times 1.15}{2 \times 0.0996 \times 400} = 6.65 \text{ cm}^2$$

• **Armature transversal**

$$A_t = \frac{M_{tr} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

Si en fixe  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{36.41 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.0996 \times 400} = 0.78 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage de la poutre brisée :**

**Armature transversal :**

$$A_t = A_t^{flexion\ simple} + A_t^{torsion}$$

$$A_t = 0.52 + 0.78 = 1.3\ cm^2$$

$$A_t = 4HA8 = 2.01\ cm^2$$

**Armatures longitudinales :**

**En appui**

$$A_l^a = A_l^{flexion\ simple} + \frac{1}{2}A_l^{torsion}$$

$$A_l^a = 1.6 + \frac{1}{2}6.65 = 4.92\ cm^2$$

$$A_l^a = 5HA12 = 5.65\ cm^2$$

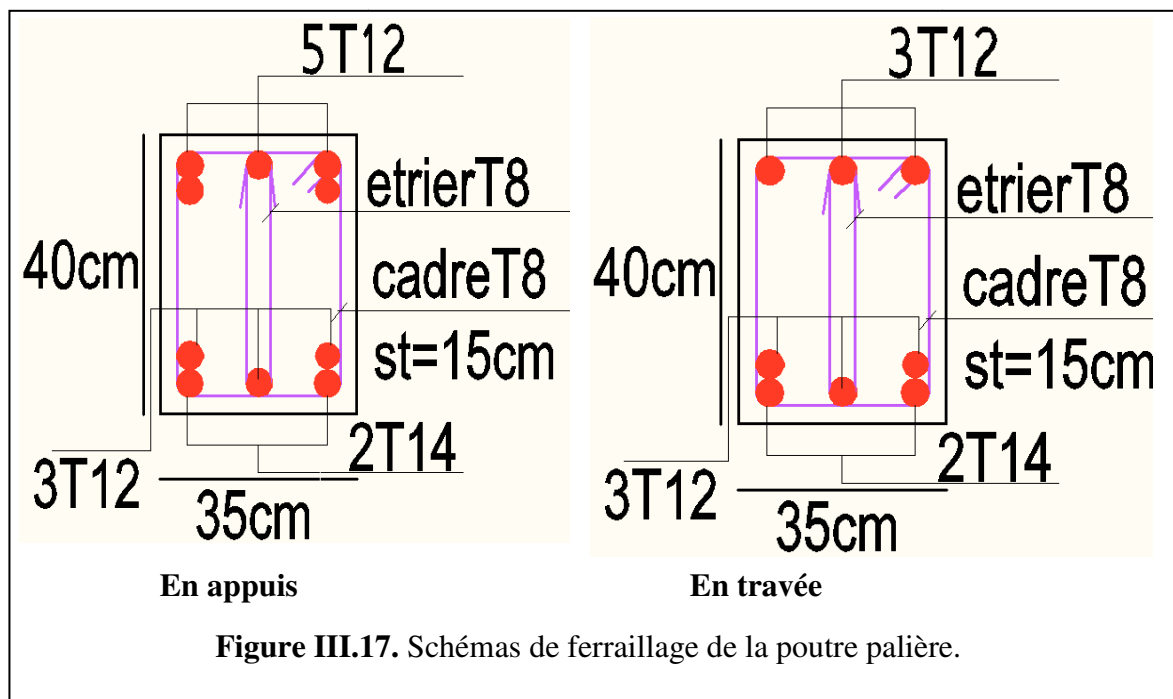
**En travée**

$$A_l^t = A_l^{flexion\ simple} + \frac{1}{2}A_l^{torsion}$$

$$A_l^t = 2.54 + \frac{1}{2}6.65 = 5.86\ cm^2$$

$$A_l^t = 3HA12 + 2HA14 = 6.47\ cm^2$$

- **Schémas de ferraillage**



Les résultats de calcul des escaliers sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.28 : Résultat de ferrailage de tous les escaliers.**

| Type   | Niveau                                                                          |                 |        | $V_u$<br>(KN) | M<br>(KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z (cm) | $A_{calculer}$<br>( $cm^2$<br>/ml) | $A_{adopter}$<br>( $cm^2$<br>/ml) |
|--------|---------------------------------------------------------------------------------|-----------------|--------|---------------|-------------|------------|----------|--------|------------------------------------|-----------------------------------|
| Type 1 | (sous sol<br>2 <sup>ème</sup> cage<br>d'escalier)                               | Volée 1         | Travée | 31.51         | 22.21       | 0.043      | 0.055    | 18.50  | 3.43                               | 5HA10=<br>3.95                    |
|        |                                                                                 |                 | Appui  |               | 14.81       | 0.029      | 0.036    | 18.70  | 2.29                               | 5HA8=<br>2.51                     |
|        |                                                                                 | Volée 2         | Travée | 29.19         | 24.62       | 0.048      | 0.067    | 18.53  | 3.82                               | 5HA10=<br>3.95                    |
|        |                                                                                 | Volée 3         | Travée | 41.28         | 46.86       | 0.091      | 0.120    | 18.40  | 7.44                               | 5HA14=<br>7.70                    |
|        |                                                                                 |                 | Appui  |               | 31.24       | 0.061      | 0.078    | 18.09  | 4.88                               | 5HA12=<br>5.65                    |
|        | (RDC et 1 <sup>er</sup><br>étage , 2 <sup>ème</sup> cage<br>d'escalier)         | Volée 1<br>et 3 | Travée | 41.43         | 46.47       | 0.073      | 0.095    | 14.24  | 6.19                               | 6HA12=<br>6.78                    |
|        |                                                                                 |                 | Appui  |               | 30.98       | 0.054      | 0.070    | 19.44  | 4.50                               | 5HA12=<br>5.65                    |
|        |                                                                                 | Volée 2         | Travée | 31            | 26.06       | 0.046      | 0.058    | 19.53  | 3.83                               | 5HA10=<br>3.95                    |
| Type 2 | (RDC et 1 <sup>er</sup><br>étage , 1 <sup>er</sup><br>cage<br>d'escalier)       | Volée 1<br>et 2 | Travée | 39.29         | 41.22       | 0.072      | 0.094    | 19.24  | 6.15                               | 6HA12=<br>6.78                    |
|        |                                                                                 |                 | Appui  |               | 27.48       | 0.045      | 0.062    | 19.50  | 4.05                               | 6HA10=<br>4.74                    |
|        | (Etage<br>courant 1 <sup>er</sup><br>et<br>2 <sup>ème</sup> cage<br>d'escalier) | Volée 1<br>et 2 | Travée | 41.43         | 46.47       | 0.073      | 0.095    | 14.24  | 6.19                               | 6HA12=<br>6.78                    |
|        |                                                                                 |                 | Appui  |               | 30.98       | 0.054      | 0.070    | 19.44  | 4.50                               | 5HA12=<br>5.65                    |

**Tableau III.29 : Armatures de répartition.**

|                       |                | Type 1                                          |           |           |                                                                   |           | Type 2                                                                  |                                                                                 |
|-----------------------|----------------|-------------------------------------------------|-----------|-----------|-------------------------------------------------------------------|-----------|-------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------|
| Niveau                |                | sous sol<br>( 2 <sup>ème</sup> cage d'escalier) |           |           | RDC et 1 <sup>er</sup> étage<br>(2 <sup>er</sup> cage d'escalier) |           | RDC et 1 <sup>er</sup><br>étage (1 <sup>er</sup><br>cage<br>d'escalier) | Etage<br>courant<br>(1 <sup>er</sup> et<br>2 <sup>ème</sup> cage<br>d'escalier) |
|                       |                | Volée 1                                         | Volée 2   | Volée 3   | Volée<br>1 et 3                                                   | Volée 2   | Volée<br>1 et 2                                                         | Volée<br>1 et 2                                                                 |
| $A_r^t$<br>( $cm^2$ ) | $A_{calculer}$ | 0.98                                            | 1.31      | 1.92      | 1.69                                                              | 1.31      | 1.69                                                                    | 1.69                                                                            |
|                       | $A_{adopter}$  | 3HA8=1.51                                       | 3HA8=1.51 | 4HA8=2.01 | 4HA8=2.01                                                         | 3HA8=1.51 | 4HA8=2.01                                                               | 4HA8=2.01                                                                       |
| $A_r^a$<br>( $cm^2$ ) | $A_{calculer}$ | 0.62                                            | /         | 1.41      | 1.40                                                              | /         | 1.18                                                                    | 1.40                                                                            |
|                       | $A_{adopter}$  | 3HA8=1.51                                       | /         | 3HA8=1.51 | 4HA8=2.01                                                         | /         | 3HA8=1.51                                                               | 4HA8=2.01                                                                       |

### III.3 Dalles pleines :

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles.

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

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow \begin{cases} l_x: \text{la plus petite dimension du panneau} \\ l_y: \text{la plus grande dimension du panneau} \end{cases}$$

Si:  $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$  la dalle travaille suivant un seul sens (flexion suivant le sens  $l_x$ ).

Si:  $\rho > 0.4 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

#### III.3.1 Dalle sur deux appuis (D1)

##### ➤ Evaluations des charges :

$$\begin{cases} G = 5.27 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} l_x = 1.6 \text{ m} \\ l_y = 4.45 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{1.6}{4.45} = 0.35 < 0.4$$

La dalle travaille dans un seul sens ( $l_x$ )

$$e \geq \frac{l_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{160}{20} = 8 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 15 \text{ cm}$  pour répondre au critère de résistance au feu

##### ➤ Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) = (1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 2.5) = 10.86 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = G + Q = 5.27 + 2.5 = 7.77 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$M_{0u}^x = \frac{q_u \times l_x^2}{8} = \frac{10.86 \times 1.6^2}{8} = 3.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{0ser}^x = \frac{q_s \times l_x^2}{8} = \frac{7.77 \times 1.6^2}{8} = 2.48 \text{ KN.m}$$

##### ➤ En travée :

$$M_t^x = 0.85 M_{0u}^x = 2.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{tser}^x = 0.85 M_{0ser}^x = 2.11 \text{ KN.m}$$

##### ➤ En appui :

$$M_a^x = -0.4 M_{0u}^x = -1.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{aser}^x = -0.4 M_{0ser}^x = -0.99 \text{ KN.m}$$

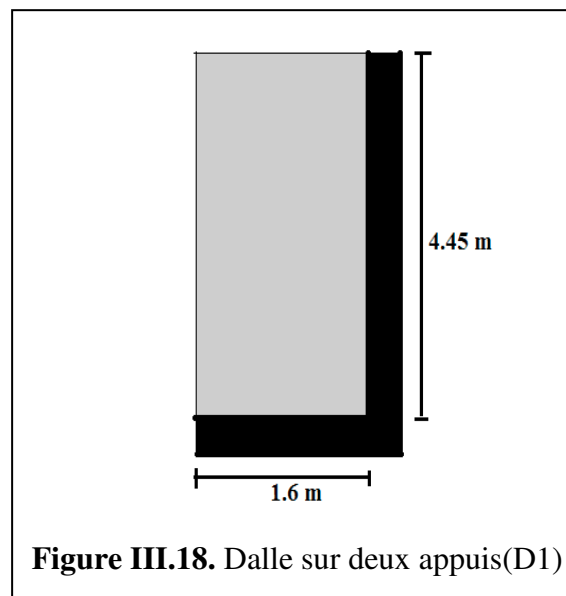


Figure III.18. Dalle sur deux appuis(D1)

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} = \frac{10.86 \times 1.6}{2} = 8.68 \text{ KN}$$

➤ **Calcul du ferrailage :**

**Tableau III.30 :** Ferrailage de la dalle sur deux appuis.

|                  | Mu<br>(KN. m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z (cm) | A <sub>min</sub><br>(cm <sup>2</sup> /ml) | A <sub>calculée</sub><br>(cm <sup>2</sup> /ml) | A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml) |
|------------------|---------------|------------|----------|--------|-------------------------------------------|------------------------------------------------|-------------------------------------------|
| <b>En travée</b> | 2.94          | 0.012      | 0.015    | 12.92  | 1.2                                       | 0.65                                           | 3HA10=2.36 cm <sup>2</sup>                |
| <b>En appui</b>  | 1.38          | 0.005      | 0.007    | 12.96  | 1.2                                       | 0.30                                           | 3HA10=2.36 cm <sup>2</sup>                |

➤ **Les armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{1.2}{4} = 0.3 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_r = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Vérifications à l'ELU :**

1) Condition de non fragilité

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

A<sub>calculée</sub> < A<sub>min</sub> se qui indique qu'on doit ferrailer avec A<sub>min</sub>

$$\text{Avec } \begin{cases} A_t = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_a = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

2) Espacements des armatures :

$$S_t \leq \min(3.e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 33 \text{ cm} \text{ (sens principale)}$$

$$S_t \leq \min(4.e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 33 \text{ cm} \text{ (sens secondaire)}$$

3) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8.68 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.066 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  ... .. la condition est vérifiée.

• **Vérification à l'ELS :**

1) Etat limite de compression du béton et état limite de contrainte d'acier (FPN):

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - Y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150 \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

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

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15 \times A \times (d - Y)^2$$

**Tableau III.31:** Vérifications des contraintes de l'acier et du béton.

| localisation | $M_{ser}$<br>(KN.m) | Y(cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_s$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Obs      |
|--------------|---------------------|-------|----------------------|------------------------|---------------------|---------------------------|---------------------------|----------|
| Travées      | 1.38                | 2.7   | 4.41 10 <sup>3</sup> | 0.84                   | 48.34               | 240                       | 15                        | Vérifier |
| Appuis       | 0.99                | 2.7   | 4.41 10 <sup>3</sup> | 0.60                   | 34.68               | 240                       | 15                        | vérifier |

2) Etat limite de déformation :

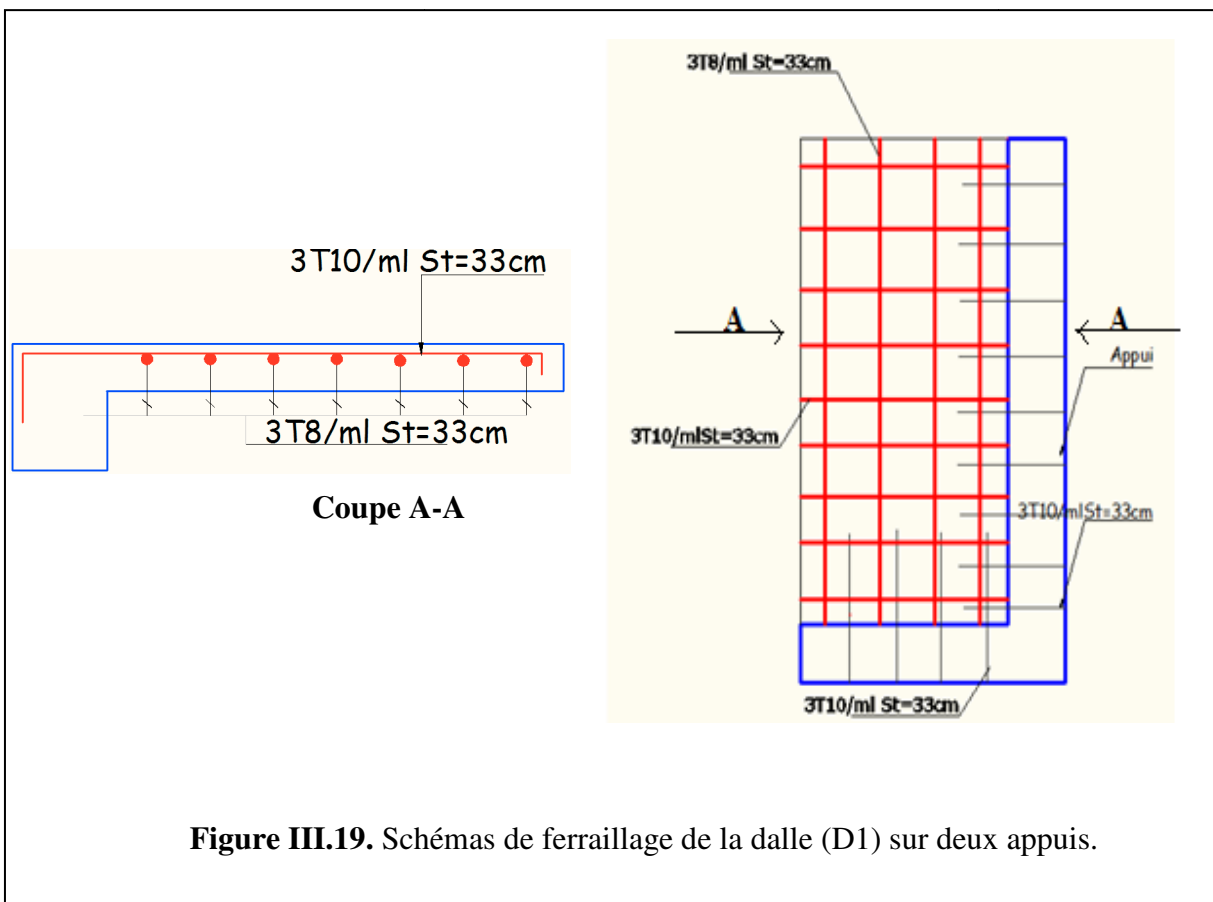
$$1 - \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{160} = 0.09 > 0.06 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$2 - \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{15}{160} = 0.09 > \frac{2.11}{10 \times 2.48} = 0.08 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$3 - \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{100 \times 13} = 0.0018 < \frac{2.4}{400} = 0.006 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Les trois conditions sont vérifier, donc la flèche est vérifier.

➤ **Schémas de ferrailage :**



### III.3.2 Dalle sur quatre appuis (D2)

➤ **Evaluations des charges :**

$$\begin{cases} G = 5.27 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

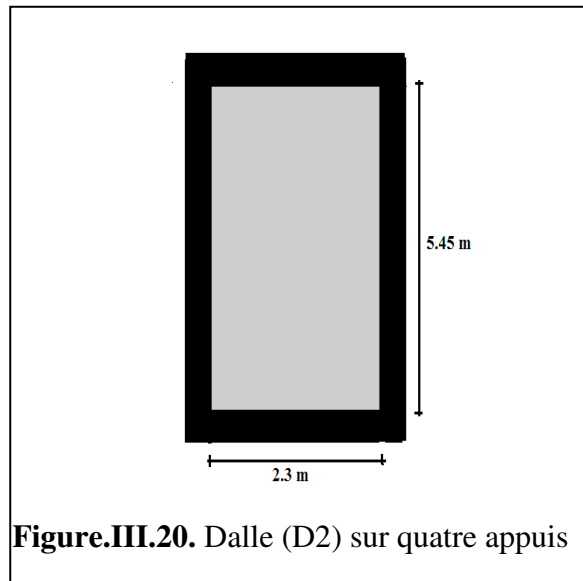
$$\begin{cases} l_x = 2.3 \text{ m} \\ l_y = 5.45 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{2.3}{5.45} = 0.42 > 0.4$$

La dalle travaille dans les deux sens.

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{230}{45} \leq e \leq \frac{230}{40}$$

$$5.11 \text{ cm} \leq e \leq 5.75 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 15 \text{ cm}$  pour répondre au critère de résistance au feu.



**Figure.III.20.** Dalle (D2) sur quatre appuis

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$\begin{cases} q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) = (1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 2.5) = 10.86 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = G + Q = 5.27 + 2.5 = 7.77 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\rho = 0.42 \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \nu = 0 \\ \mu_x = 0.1075 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} ; \text{ELS} \begin{cases} \nu = 0.2 \\ \mu_x = 0.1098 \\ \mu_y = 0.30 \end{cases} \dots\dots\dots (\text{Annexe2})$$

$$M_{0u}^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.1075 \times 10.86 \times 2.3^2 = 6.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.25 \times 6.17 = 1.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{0ser}^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.1098 \times 7.77 \times 2.3^2 = 4.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0.30 \times 4.51 = 1.35 \text{ KN.m}$$

➤ **En travée :**

$$\text{ELU} : \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0u}^x = 0.85 \times 6.17 = 5.24 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0u}^y = 0.85 \times 1.54 = 1.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} : \begin{cases} M_{tser}^x = 0.85 M_{0ser}^x = 0.85 \times 4.51 = 3.83 \text{ KN.m} \\ M_{tser}^y = 0.85 M_{0ser}^y = 0.85 \times 1.35 = 1.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **En appui :**

$$\text{ELU} : M_a^x = M_a^y = -0.3 M_{0u}^x = -0.3 \times 6.17 = -1.85 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_a^x = M_a^y = -0.3 M_{0ser}^x = -0.3 \times 4.51 = -1.35 \text{ KN.m}$$

## ➤ Calcul du ferrailage :

Tableau III.32 : Ferrailage de la dalle sur quatre appuis.

| Elément | Sens          | Mu<br>(KN. m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z (cm) | A calculée<br>(cm <sup>2</sup> /ml) |
|---------|---------------|---------------|------------|----------|--------|-------------------------------------|
| Travée  | X-X           | 5.24          | 0.021      | 0.027    | 12.86  | 1.17                                |
|         | Y-Y           | 1.31          | 0.005      | 0.007    | 12.96  | 0.29                                |
| Appui   | X-X et<br>Y-Y | 1.85          | 0.007      | 0.009    | 12.95  | 0.41                                |

## ➤ Vérifications à l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{x\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.42) \times 1 \times 0.15 = 1.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{y\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{x\min} > A_{t\text{calcul}}^x \text{ Se qui indique qu'on doit ferrailer avec } A_{x\min}$$

$$A_{y\min} > A_{t\text{calcul}}^y \text{ Se qui indique qu'on doit ferrailer avec } A_{y\min}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} A_t^x = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$A_{x\min} > A_{a\text{calcul}}^x \text{ Se qui indique qu'on doit ferrailer avec } A_{x\min}$$

$$\text{On choisit : } A_a = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2) Espacements des armatures :

$$S_{tx} \leq \min(3.e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ soit } S_{tx} = 33 \text{ cm} \text{ (sens principale)}$$

$$S_{ty} \leq \min(4.e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \text{ soit } S_{ty} = 33 \text{ cm} \text{ (sens secondaire)}$$

3) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{10.86 \times 2.3}{2} \times \frac{5.45^4}{5.45^4 + 2.3^4} = 12.10 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{10.86 \times 5.45}{2} \times \frac{2.3^4}{5.45^4 + 2.3^4} = 0.9 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12.10 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.09 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{\max} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

- Etat limite de compression du béton et état limite de contrainte d'acier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - Y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 150 \eta \right) = 240 \text{ MPa}$$

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

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15 \times A \times (d - Y)^2$$

**Tableau III.33 :** Vérifications des contraintes de l'acier et du béton.

| localisation     | $M_{ser}$<br>(KN.m) | Y<br>(cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_s$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | Obs      |
|------------------|---------------------|-----------|----------------------|------------------------|---------------------|---------------------------|------------------------------|----------|
| Travées<br>(X-X) | 3.83                | 2.7       | 4.41 10 <sup>3</sup> | 2.34                   | 134.18              | 240                       | 15                           | Vérifier |
| Travées<br>(Y-Y) | 1.14                | 2.21      | 2.99 10 <sup>3</sup> | 0.84                   | 61.70               | 240                       | 15                           | Vérifier |
| Appuis           | 1.35                | 2.7       | 4.41 10 <sup>3</sup> | 0.82                   | 47.29               | 240                       | 15                           | vérifier |

3) Etat limite de déformation :

– Dans le sens X-X

$$1 - \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{230} = 0.065 > 0.06 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$2 - \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{15}{230} = 0.065 > \frac{3.83}{10 \times 4.51} = 0.085 \dots \dots \dots \text{non vérifier}$$

$$3 - \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{100 \times 13} = 0.0018 \leq \frac{2.4}{400} = 0.006 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

– Dans le sens Y-Y

$$1 - \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{545} = 0.027 < 0.06 \dots \dots \dots \text{non vérifier}$$

$$2 - \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{15}{545} = 0.027 < \frac{1.14}{10 \times 1.35} = 0.084 \dots \dots \dots \text{non vérifier}$$

$$3 - \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \Rightarrow \frac{1.51}{100 \times 13} = 0.0011 \leq \frac{2.4}{400} = 0.006 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

La première et la deuxième condition ne sont pas vérifier, donc on doit vérifier la flèche.

– Dans le sens X-X

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{230}{500} = 0.46 \text{ cm} = 4.6 \text{ mm}$$

$$I_0 = 2.91 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 ; \mu_j = \mu_g = \mu_p = 0$$

$$f_{ij} = 0.06 \text{ mm} \quad f_{ig} = 0.085 \text{ mm} \quad f_{ip} = 0.126 \text{ mm} \quad f_{gv} = 0.257 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sj} = 42.01 \text{ MPa} ; \sigma_{sg} = 59.13 \text{ MPa} ; \sigma_{sp} = 87.31 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{adm} = 0.23 \text{ mm} < f_{adm} = 4.6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

– Dans le sens Y-Y

$$f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.005 = \frac{5.45}{1000} + 0.005 = 10.45 \text{ mm}$$

$$I_0 = 2.88 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 ; \mu_j = \mu_g = \mu_p = 0$$

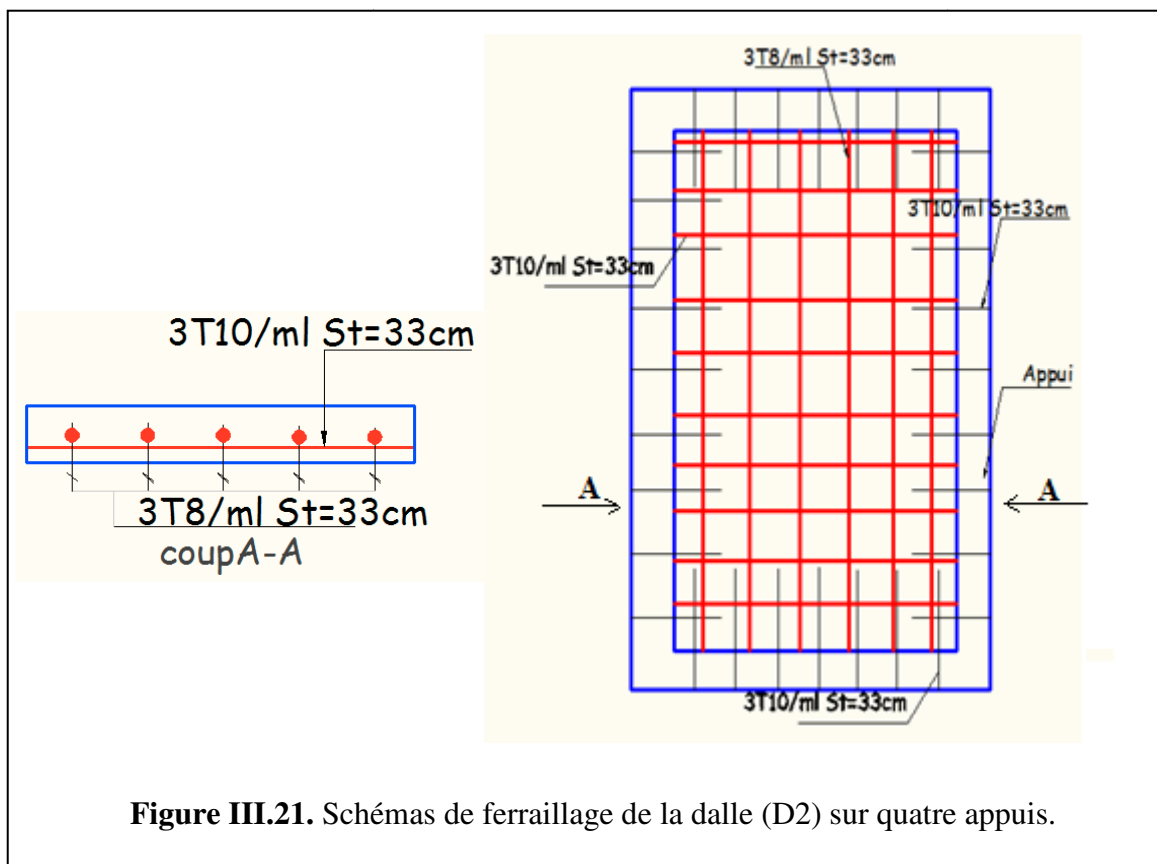
$$f_{ij} = 0.10 \text{ mm} \quad f_{ig} = 0.14 \text{ mm} \quad f_{ip} = 0.21 \text{ mm} \quad f_{gv} = 0.43 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sj} = 19.43 \text{ MPa} ; \sigma_{sg} = 27.35 \text{ MPa} ; \sigma_{sp} = 40.39 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{adm} = 0.40 \text{ mm} < f_{adm} = 10.45 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

On opte le meme ferrailage pour la dalle (D4)

➤ **Schémas de ferrailage :**



### III.3.3 Dalle sur trois appuis : (terrasse inaccessible)

#### ➤ Evaluations des charges :

$$\begin{cases} G = 5.27 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

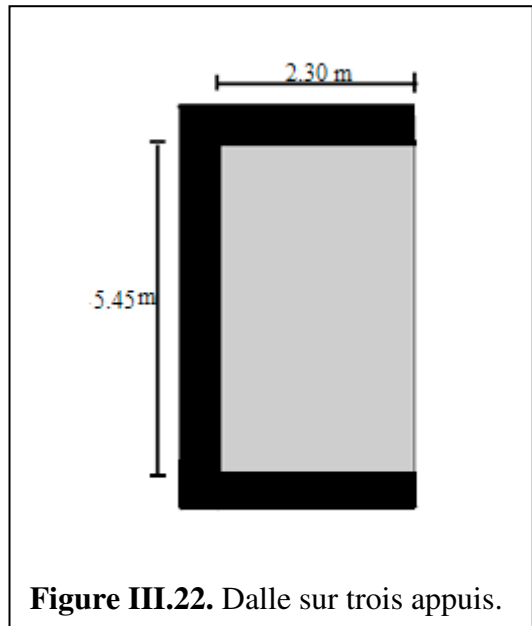
$$\begin{cases} l_x = 2.30 \text{ m} \\ l_y = 5.45 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{2.30}{5.70} = 0.422 \geq 0.4$$

La dalle travaille dans les deux sens.

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_y}{40} \Rightarrow \frac{230}{45} \leq e \leq \frac{230}{40}$$

$$5.11 \text{ cm} \leq e \leq 5.75 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 15 \text{ cm}$  pour répondre au critère de résistance au feu



#### ➤ Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) = (1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 1) = 8.61 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = G + Q = 5.27 + 1 = 6.27 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\rho = 0.42 \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \nu = 0 \\ \mu_x = 0.1075 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} ; \text{ELS} \begin{cases} \nu = 0.2 \\ \mu_x = 0.1098 \\ \mu_y = 0.3000 \end{cases} \dots\dots\dots(\text{Annexe2})$$

$$M_{0u}^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.1075 \times 8.61 \times 2.3^2 = 4.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.25 \times 4.89 = 1.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{0ser}^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.1098 \times 6.27 \times 2.3^2 = 2.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0.3 \times 2.84 = 0.852 \text{ KN.m}$$

#### ➤ En travée :

$$\text{ELU} : \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0u}^x = 0.85 \times 4.89 = 4.15 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0u}^y = 0.85 \times 1.22 = 1.037 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} : \begin{cases} M_{tser}^x = 0.85 M_{0ser}^x = 0.85 \times 2.84 = 2.41 \text{ KN.m} \\ M_{tser}^y = 0.85 M_{0ser}^y = 0.85 \times 0.852 = 0.724 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ➤ En appui :

$$\text{ELU} : M_a^x = M_a^y = -0.3 M_{0u}^x = -0.3 \times 4.89 = -1.46 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_a^x = M_a^y = -0.3 M_{0ser}^x = -0.3 \times 2.41 = -0.723 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du ferrailage :****Tableau III.34 :** Ferrailage de la dalle sur trois appuis.

| Elément | Sens       | Mu<br>(KN. m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z (cm) | A calculée<br>(cm <sup>2</sup> /ml) |
|---------|------------|---------------|------------|----------|--------|-------------------------------------|
| Travée  | X-X        | 4.15          | 0.0173     | 0.0219   | 12.89  | 0.92                                |
|         | Y-Y        | 1.037         | 0.0043     | 0.0054   | 12.97  | 0.22                                |
| Appui   | X-X et Y-Y | 1.46          | 0.061      | 0.076    | 12.96  | 0.32                                |

➤ **Vérifications à l'ELU :**

1) Condition de non fragilité

$$A_{x\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.42) \times 1 \times 0.15 = 1.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{y\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{x\min} > A_{t\text{calcul}}^x \text{ Se qui indique qu'on doit ferrailer avec } A_{x\min}$$

$$A_{y\min} > A_{t\text{calcul}}^y \text{ Se qui indique qu'on doit ferrailer avec } A_{y\min}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} A_t^x = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$A_{x\min} > A_{a\text{calcul}}^x \text{ Se qui indique qu'on doit ferrailer avec } A_{x\min}$$

$$\text{On choisit : } A_a = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2) Espacements des armatures :

$$S_{tx} \leq \min(3.e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ soit } S_{tx} = 33 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(4.e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \text{ soit } S_{ty} = 33 \text{ cm}$$

3) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{8.61 \times 2.3}{2} \times \frac{5.45^4}{5.45^4 + 2.3^4} = 9.59 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{8.61 \times 5.45}{2} \times \frac{2.3^4}{5.45^4 + 2.3^4} = 0.72 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.074 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{\max} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

- Etat limite de compression du béton et état limite de contrainte d'acier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - Y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

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

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15 \times A \times (d - Y)^2$$

**Tableau III.35 :** Vérifications des contraintes de l'acier et du béton.

| localisation         | $M_{ser}$<br>(KN.m) | Y(cm) | I ( $cm^4$ )      | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Obs      |
|----------------------|---------------------|-------|-------------------|---------------------|------------------|------------------------|---------------------------|----------|
| <b>Travées (X-X)</b> | 2.41                | 2.7   | $4.41 \cdot 10^3$ | 1.47                | 84.43            | 201.63                 | 15                        | Vérifier |
| <b>Travées (Y-Y)</b> | 0.724               | 2.21  | $2.99 \cdot 10^3$ | 0.53                | 39.19            | 201.63                 | 15                        | Vérifier |
| <b>Appuis</b>        | 0.723               | 2.7   | $4.41 \cdot 10^3$ | 0.44                | 25.32            | 201.63                 | 15                        | vérifier |

- Etat limite de déformation :

– Dans le sens X-X

$$1 - \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{230} = 0.065 > 0.06 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$2 - \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{15}{230} = 0.065 > \frac{2.41}{10 \times 2.84} = 0.085 \dots \dots \dots \text{non vérifier}$$

$$3 - \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{100 \times 13} = 0.0018 \leq \frac{2.4}{400} = 0.006 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

– Dans le sens Y-Y

$$1 - \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{545} = 0.027 < 0.06 \dots \dots \dots \text{non vérifier}$$

$$2 - \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{15}{545} = 0.027 < \frac{0.724}{10 \times 0.852} = 0.084 \dots \dots \dots \text{non vérifier}$$

$$3 - \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \Rightarrow \frac{1.51}{100 \times 13} = 0.0011 \leq \frac{2.4}{400} = 0.006 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

La première et la deuxième condition ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la flèche.

– Dans le sens X-X

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{230}{500} = 0.46 \text{ cm} = 4.6 \text{ mm}$$

$$I_0 = 2.91 \cdot 10^{-4} m^4; \mu_j = \mu_g = \mu_p = 0$$

$$f_{ij} = 0.06 \text{ mm} \quad f_{ig} = 0.085 \text{ mm} \quad f_{ip} = 0.077 \text{ mm} \quad f_{gv} = 0.257 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sj} = 42.01 \text{ MPa} ; \sigma_{sg} = 59.13 \text{ MPa} ; \sigma_{sp} = 53.25 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{adm} = 0.18 \text{ mm} < f_{adm} = 4.6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

– Dans le sens Y-Y

$$f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.005 = \frac{5.45}{1000} + 0.005 = 10.45 \text{ mm}$$

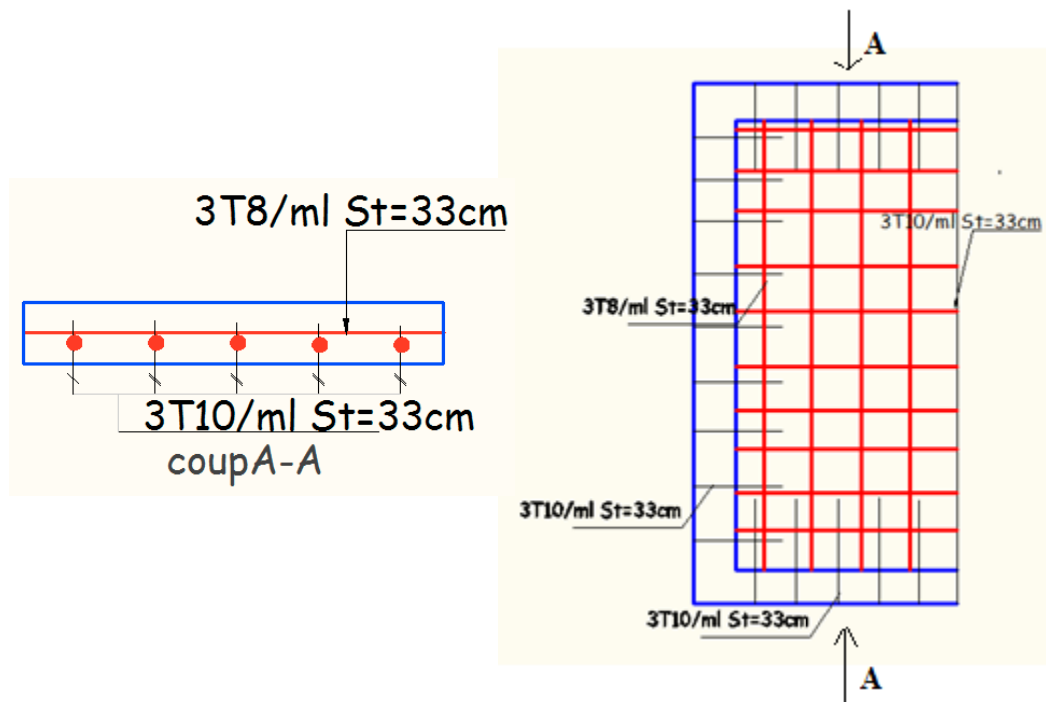
$$I_0 = 2.88 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 ; \mu_j = \mu_g = \mu_p = 0$$

$$f_{ij} = 0.103 \text{ mm} \quad f_{ig} = 0.146 \text{ mm} \quad f_{ip} = 0.131 \text{ mm} \quad f_{gv} = 0.438 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sj} = 19.43 \text{ MPa} ; \sigma_{sg} = 27.35 \text{ MPa} ; \sigma_{sp} = 24.63 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{adm} = 0.32 \text{ mm} < f_{adm} = 10.45 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis :**



**Figure III.23.** Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.

### III.4 Poutre de chaînage

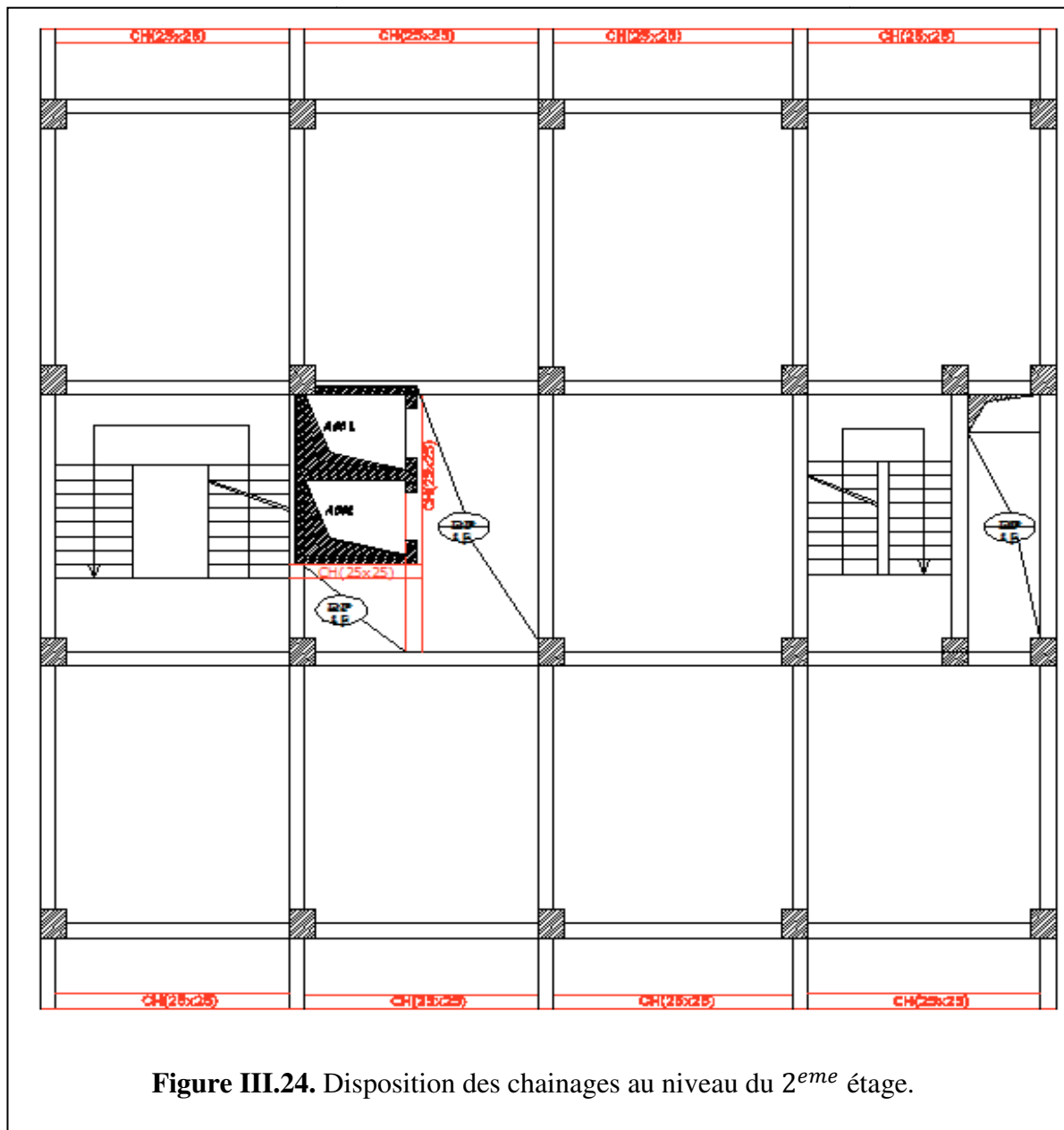
#### III.4.1 Dimensionnement :

Selon le RPA 99 (Article 9.3.3)

- ✓ La largeur est égale à l'épaisseur totale du mur ;
- ✓  $h \geq 15 \text{ cm}$  ;
- ✓  $b \geq \frac{2}{3} \times h$  ;

Donc on prend :  $h = 25 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$

$$b = 25 \text{ cm} \geq \frac{2}{3} \times 25 = 16.66 \text{ cm}$$



**Figure III.24.** Disposition des chaînages au niveau du 2<sup>ème</sup> étage.

### III.4.2 Sollicitations

On fera le calcul pour le chainage le plus défavorable (chainage qui ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher).

- Poids propre de la poutre :

$$g_0 = b \times h \times \gamma_b = 0.25 \times 0.25 \times 25 = 1.562 \text{ KN/ml}$$

- Poids propre Du mur :

$$g_{mur} = G_{mur} \times h_{etage} = 2.62 \times (3.06 - 0.25) = 7.362 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } G = g_0 + g_{mur} = 1.562 + 7.362 = 8.924 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 8.924 = 12.05 \text{ KN/ml}$$

$$M_t = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{12.05 \times 4.6^2}{8} = 31.87 \text{ KN.m}$$

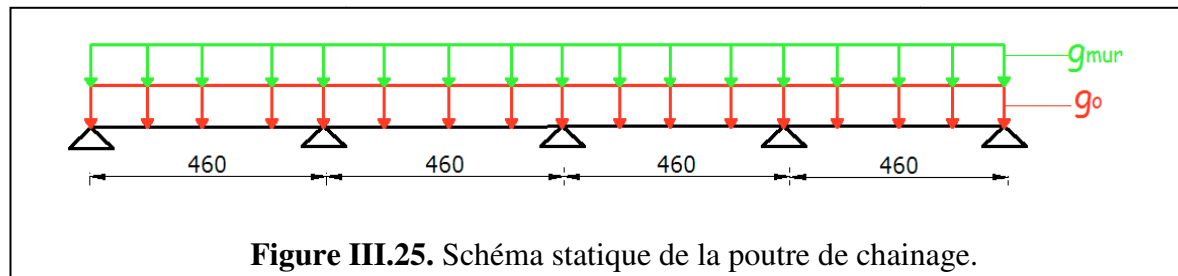


Figure III.25. Schéma statique de la poutre de chainage.

### III.4.3 Ferrailage :

Le calcul se fait de la même manière que pour les plancher

- Ferrailage longitudinale :

Tableau III.36 : Ferrailage longitudinale.

|                             | $M_u$<br>(KN.m) | $M_s$<br>(KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | $z$ (m) | $A_{calculé}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> ) |
|-----------------------------|-----------------|-----------------|------------|----------|---------|-------------------------------------|---------------------------------|
| En travées                  | 25.49           | 18.88           | 0.136      | 0.183    | 0.213   | 3.43                                | 2HA14+1HA10<br>= 3.87           |
| En appuis<br>intermédiaires | 15.93           | 11.80           | 0.085      | 0.111    | 0.219   | 2.08                                | 3HA10 = 2.37                    |
| En appuis de<br>rive        | 4.78            | 3.54            | 0.025      | 0.032    | 0.227   | 0.69                                | 3HA10 = 2.37                    |

- Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{30.48 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.23} = 0.530 \text{ Mpa}$$

- Ferrailage transversale

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b}{10}; \frac{h}{35}; \phi_{l_{min}}\right) = \min\left(\frac{25}{10}; \frac{25}{35}; 1\right) = 0.71 \text{ cm}$$

Soit un cadre :  $\phi_6$ , donc  $A_t = 3\phi_6 = 0.85 \text{ cm}^2$

## ➤ Espacement

$$S_t \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(20.7 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 20.7 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{3.87 \times 10^2 \times 400}{0.4 \times 250} = 1548 \text{ mm}$$

$$S_t \leq 154.8 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times K)}$$

$K = 1$  (Flexion simple ; Fissuration peu nuisible ; Pas de reprise de bétonnage)

$\alpha = 90^\circ$  (Armatures droites)

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj})} = 3.87 \times 10^2 \times \frac{0.8 \times 400}{250 \times (0.530 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$S_t \leq 0 \dots \dots \dots (3)$$

De (1) , (2) et (3) on opte pour un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$

**III.4.4 Les vérifications :**• **A l'ELU :**

1) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 0.694 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$$A_{min} = 0.694 \text{ cm}^2 < A_s = 3.87 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

- En appuis :

$$A_{min} = 0.694 \text{ cm}^2 < A_s = 2.37 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

2) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.530 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = \min \left[ 0.2 \times \frac{f_{t28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right] = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

• **A l'ELS :**

1) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

2) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$125y^2 + 58.05y - 1335.15 = 0$$

$$y = 3.04 \text{ cm}$$

$$I = 25468.4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{18.88 \times 10^{-3}}{25468.4 \times 10^{-8}} \times 3.04 \times 10^{-2} = 2.25 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

### 3) Etat limite de déformation :

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers.

$$\frac{h}{l} = \frac{25}{460} = 0.054 < \frac{1}{16} \dots \dots \dots \text{non vérifier}$$

La condition n'est pas vérifiée donc on procède au calcul de la flèche.

$$\Delta_f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

#### ➤ Evaluation des moments en travées

$$q_{jser} = g_{p.propre} + g_{cloison} = 1.562 + (2.2 \times (3.06 - 0.25)) = 7.744 \text{ KN/ml}$$

$$q_{gser} = g_{p.propre} + g_{cloison} + g_{revêtement} = 8.924 \text{ KN/ml}$$

$$q_{pser} = (g + q) = 8.924 \text{ KN/ml}$$

$$M_{jser} = 0.772 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.772 \times \frac{7.744 \times 4.6^2}{8} = 15.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.772 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.772 \times \frac{8.924 \times 4.6^2}{8} = 18.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.772 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.772 \times \frac{8.924 \times 4.6^2}{8} = 18.22 \text{ KN.m}$$

#### ➤ Les propriétés de la section :

- Moment d'inertie de la section totale homogénéisée.

$$I_0 = 0.000384 \text{ m}^4 ; A_s = 3.87 \text{ cm}^2 ; y = 0.0827 \text{ m}$$

$$I = 0.000173 \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.87}{25 \times 23} = 0.0067$$

$$E_i = 32456.59 \text{ Mpa} ; E_v = \frac{E_i}{3} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$\lambda_i = 3.12 ; \lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.248$$

Les résultats des contraintes sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau III.37 :** Valeur de  $\sigma$  et  $\mu$ .

| $\sigma_{sj} (Mpa)$ | $\sigma_{sg} (Mpa)$ | $\sigma_{sp} (Mpa)$ | $\mu_j$ | $\mu_g$ | $\mu_p$ |
|---------------------|---------------------|---------------------|---------|---------|---------|
| 201.84              | 232.60              | 232.60              | 0.0559  | 0.7235  | 0.7235  |

Les résultats des inerties et les flèches sont illustrés dans le tableau ci dessous :

**Tableau : III.38 :** Valeur de  $I_f$  et  $f$ .

| $I_{f_{ij}}(m^4)$ | $I_{f_{ig}}(m^4)$ | $I_{f_{ip}}(m^4)$ | $I_{f_{gv}}(m^4)$ | $f_{ij}(mm)$ | $f_{ig}(mm)$ | $f_{ip}(mm)$ | $f_{gv}(mm)$ |
|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| 0.000162          | 0.000153          | 0.000153          | 0.000248          | 6.339        | 7.729        | 7.729        | 14.336       |

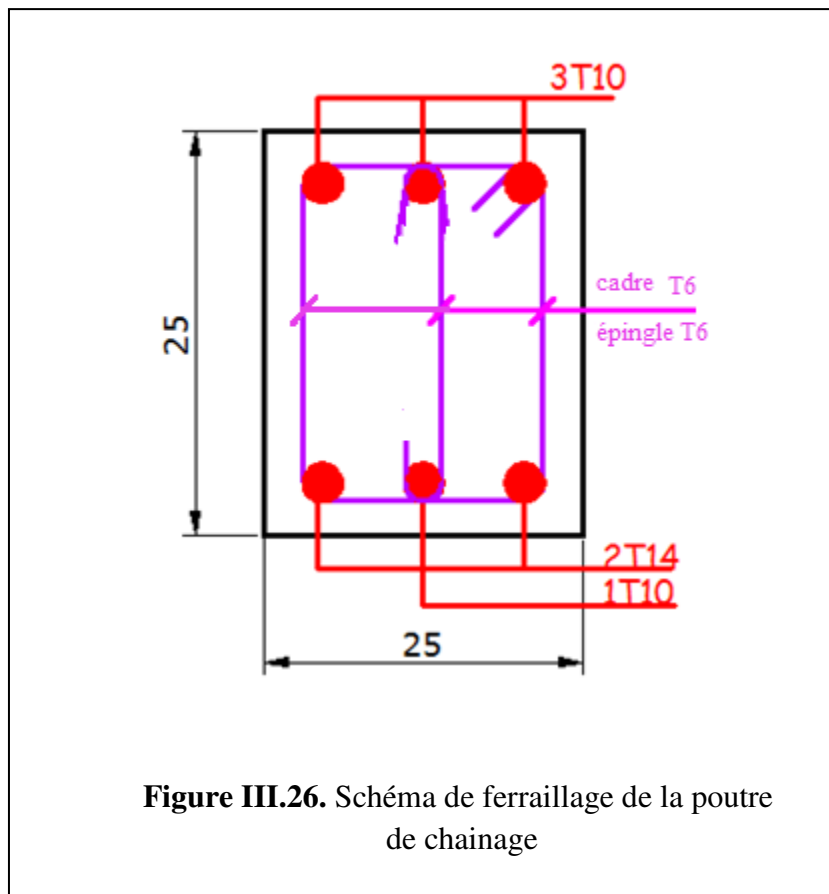
$$\Delta_f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{460}{500} = 0.92 \text{ cm}$$

$$\Delta_f = (14.336 - 6.339) + (7.729 - 7.729) = 7.99 \text{ mm} = 0.799 \text{ cm}$$

$$\Delta_f = 0.799 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.92 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

On opte la même section pour les autres types de chainages dans notre structure.

➤ **Schéma de ferrailage :**



### III.5 Etude de l'acrotère

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

- Pour la terrasse accessible (type 1) on prend  $H = 100 \text{ cm}$ .
- Pour la terrasse inaccessible (type 2) on prend  $H = 60 \text{ cm}$ .

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 à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

#### III.5.1 Hypothèse de calcul :

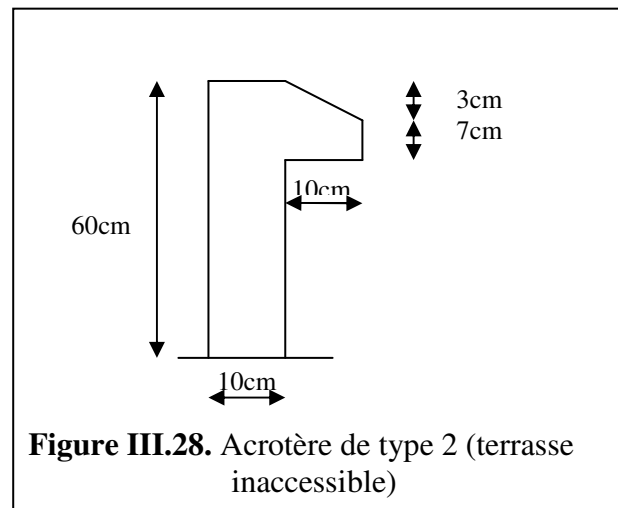
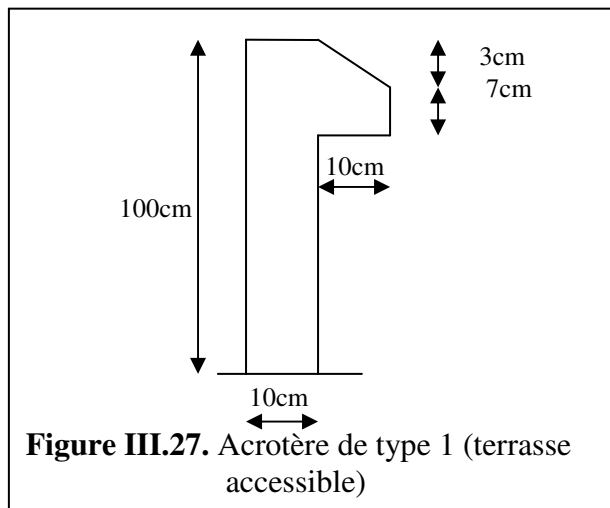
- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

#### III.5.2 Evaluation des charges et surcharges :

➤ Verticales :

**Tableau III.39 :** Evaluation des charges de l'acrotère.

| Type | Hauteur (cm) | Epaisseur (cm) | Enduit en ciment  |                 | Surface ( $m^2$ ) | Poids propre (KN/m) | Q (KN/ml)  | G (KN/ml)   |
|------|--------------|----------------|-------------------|-----------------|-------------------|---------------------|------------|-------------|
|      |              |                | Intérieur (1.5cm) | Extérieur (2cm) |                   |                     |            |             |
| 1    | 100          | 10             | 0.27              | 0.36            | 0.1085            | 2.71                | <b>1.5</b> | <b>3.34</b> |
| 2    | 60           | 10             | 0.27              | 0.36            | 0.0685            | 1.71                | <b>1,0</b> | <b>2.34</b> |



➤ Horizontales : (due au séisme)

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

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P ;$$

Tel que : A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

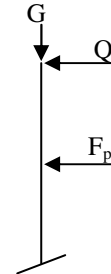
$C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tableau 6.1 du RPA99**).

$W_p$  : Poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : - Groupe d'usage 1B.

- Zone IIa (Bejaia) .

$$\begin{cases} A = 0.20 \\ C_p = 0.80 \\ W_p(\text{type1}) = 3.34 \text{ KN} \\ W_p(\text{type2}) = 2.34 \text{ KN} \end{cases}$$



$$F_p(\text{type1}) = 4 \times 0.20 \times 0.80 \times 3.34 = 2.14 \text{ KN}$$

$$F_p(\text{type2}) = 4 \times 0.20 \times 0.80 \times 2.34 = 1.497 \text{ KN}$$

**N.B** : La section de calcul en flexion composée sera de (100\*10) cm<sup>2</sup>, car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

### III.5.3 Calcul des sollicitations de l'acrotère type 1(terrasse accessible):

a) Calcul du centre de pression :

$$\begin{aligned} x_c &= \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i} \\ &= \frac{[(100 \times 10) \times 5 + (10 \times 7) \times 15 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 13.33]}{(100 \times 10) + (10 \times 7) + (10 \times 3) \times (1/2)} = 5.76 \text{ cm} \\ y_c &= \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} \\ &= \frac{[(100 \times 10) \times 50 + (10 \times 7) \times 93.5 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 98]}{(100 \times 10) + (10 \times 7) + (10 \times 3) \times (1/2)} = 53.47 \text{ cm} \end{aligned}$$

b) Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis a :

- ✓ Un effort normal du a son poids propre  $N_G = 3.34 \text{ KN}$
- ✓ Un effort normal du a la surcharge  $N_Q = 0 \text{ KN}$
- ✓ Un effort du a l'action sismique  $N_F = 0 \text{ KN}$

- Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = Q \times h = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.m}$$

$$M_F = F_p \times y_c = 2.14 \times 0.5347 = 1.144 \text{ KN.m}$$

a) Combinaisons d'actions :

**Tableau III.40.a :** Combinaisons de calcul de l'acrotère de type 1 (terrasse accessible)

| Sollicitations | Combinaisons |              |       |
|----------------|--------------|--------------|-------|
|                | RPA 99       | ELU          | ELS   |
|                | G + Q + E    | 1.35G + 1.5Q | G + Q |
| N (KN)         | 3.34         | 4.51         | 3.34  |
| M (KN.m)       | 2.64         | 2.25         | 1.5   |

b) Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est : 1.35G + 1.5Q **RPA 99** (Article 5-2)

$$N_u = 3.34 \text{ KN}$$

$$M_u = 2.64 \text{ KN.m}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.64}{3.34} = 0.79m \\ \frac{h}{6} = \frac{1}{6} = 0.16m \end{cases}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  le centre de pression se trouve à l'extrémité 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.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{100}{250}\right) = 2cm = 0.02m$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.3.5)}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{1.5 + 0} = 0$$

$\emptyset$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$l_f$  : Longueur de flambement.

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 1 = 2m$$

$h_0 = 10\text{cm}$  : Hauteur de la section a ferraillé.

$$e_2 = \frac{3 \times 2^2 \times (2)}{0.10 \times 10^4} = 0.024 \text{ m}$$

Donc  $e = e_1 + e_a + e_2 = 0.79 + 0.02 + 0.024 = 0.834 \text{ m}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.34 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e$$

### III.5.4 Ferrailage de l'acrotère type 1 (terrasse accessible):

Calcul à l'ELU :

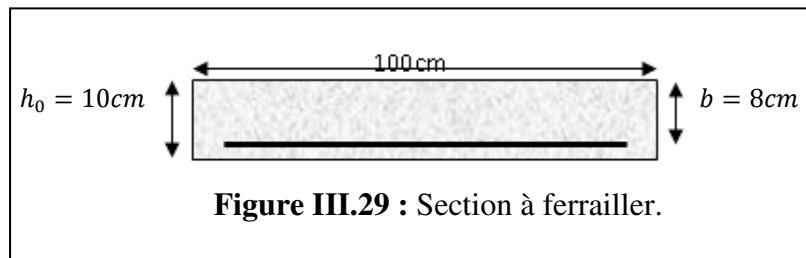


Figure III.29 : Section à ferrailler.

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$$f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$N_u = 3.34 \text{ KN}$$

$$M_u = 2.78 \text{ KN.m}$$

Selon le BAEL 91 :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 2.78 + 3.34 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 2.88 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.88}{1 \times 0.08^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.032$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4 \times \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 0.00174$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 0.00174} = 0.667$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4 \times \alpha_l) = 0.8 \times 0.667 \times (1 - 0.4 \times 0.667) = 0.391$$

$$\mu_{bu} = 0.032 < \mu_l = 0.391$$

D'où  $A' = 0$

$$A_s = \frac{M_f}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032})$$

$$\alpha = 0.041$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 8 \times (1 - 0.4 \times 0.041)$$

$$Z = 7.86 \text{ cm}$$

$$A = \frac{2.88 \times 10^2}{7.86 \times 348 \times 10^{-1}} = 1.052 \text{ cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 1.052 - \frac{3.34 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.95 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{min} \Rightarrow \text{on ferraille avec } A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA6=1.13 cm<sup>2</sup>

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.28 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA5=0.79 cm<sup>2</sup>

➤ Calcul des espacements :

- Les armatures principales :

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm ; soit : } S_t = 30 \text{ cm}$$

- Les armatures de répartitions :

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm ; soit : } S_t = 30 \text{ cm}$$

➤ Vérification au cisaillement :

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

$$V_u = F_p + Q = 2.14 + 1.5 = 3.64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3.64 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.045 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) = \min(2.5 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0.045 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

➤ Vérification de l'adhérence :

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \sum \mu_i)} \quad \text{BAEL91 (Article J. II. 2)}$$

$\sum \mu_i$  : La somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times D = 4 \times 3.14 \times 6 = 7.536 \text{ cm}$$

$$\xi_{se} = \frac{3.64 \times 10^{-3}}{(0.9 \times 0.08 \times 0.07536)} = 0.671 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} \quad \text{BAEL 91 (A.6.1,21)}$$

$$= 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$\psi_s$  est le coefficient de scellement.

$$\xi_{se} < \tau_{su} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

➤ **Vérification des contraintes a L'ELS :**

$$M_{ser} = 1.5 \text{ KN.m}$$

$$N_{ser} = 3.34 \text{ KN}$$

$$d = 8 \text{ cm}$$

-Contrainte limite du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{\mu_t} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

- Position de l'axe neutre :

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.5}{3.34} = 0.449 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$e_G > e_y \Rightarrow$  Section partiellement comprimé

$$C = e_G - e_y = 0.399 \text{ m}$$

$$y = y_c + c$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$p = -3 \times C^2 + 90 \times \frac{A}{b} (d - C) = -3 \times 0.399^2 + 90 \times \frac{1.13}{100} (0.08 - 0.399)$$

$$p = -0.80 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times C^3 - 90 \times \frac{A}{b} (d - C)^2 = -2 \times 0.399^3 - 90 \times \frac{1.13}{100} (0.08 - 0.399)^2$$

$$q = -0.23 \text{ m}^2$$

$$y_c^3 - 0.80 y_c - 0.23 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (-0.23)^2 + \frac{4(-0.80)^3}{27} = -0.0229$$

$$y_{c1} = a \cos \frac{\varphi}{3}$$

$$y_{c2} = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 120 \right)$$

$$y_{c3} = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 240 \right)$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{0.80}{3}} = 1.032$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 0.23}{2 \times 0.80} \sqrt{\frac{3}{0.8}} = 0.83 \Rightarrow \varphi = 33.37$$

$$y_{c1} = 1.01 \text{ m} ; y_{c2} = -0.67 \text{ m} ; y_{c3} = -0.33 \text{ m}$$

$$\text{On a } C > 0 \Rightarrow -C \leq y_c \leq h - C \Rightarrow -0.399 \leq y_c \leq -0.299$$

$$y_c = -0.33 \text{ m}$$

$$y = y_c + c = -0.33 + 0.399 = 0.069 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A(d - y) = \frac{1 \times 0.069^2}{2} - 15 \times 1.13 \times 10^{-4} (0.08 - 0.069)$$

$$\mu_t = 0.00236 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{0.00236} \times 0.069 = 0.0438 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

- Contrainte limite de l'acier

$$\sigma_{st} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right]$$

$$\sigma_{st} = \frac{3.34 \times 10^{-3}}{0.00236} \times 0.069 = 0.0976 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right] = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

➤ Schéma de ferrailage de l'acrotère type 1:

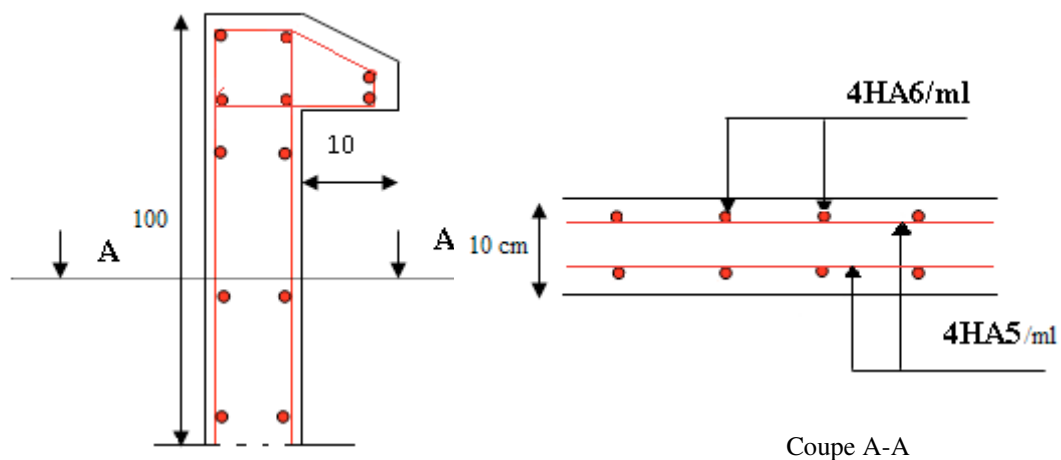


Figure III.30 : Schéma de ferrailage de l'acrotère type1 (terrasse accessible).

**III.5.5 Calcul des sollicitations de l'acrotère type 2(terrasse inaccessible):**

a) Calcul du centre de pression :

$$x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i} = 6.20 \text{ cm}$$

$$y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = 33.01 \text{ cm}$$

b) Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis a :

- ✓ Un effort normal du a son poids propre  $N_G = 2.34 \text{ KN}$
- ✓ Un effort normal du a la surcharge  $N_Q = 0 \text{ KN}$
- ✓ Un effort du a l'action sismique  $N_F = 0 \text{ KN}$

- Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.60 = 0.60 \text{ KN.m}$$

$$M_F = F_p \times y_c = 1.497 \times 0.3301 = 0.494 \text{ KN.m}$$

c) Combinaisons d'actions :

**Tableau III.40.b** : combinaisons de calcul de l'acrotère de type 2 (terrasse inaccessible)

| Sollicitations | Combinaisons |              |       |
|----------------|--------------|--------------|-------|
|                | RPA 99       | ELU          | ELS   |
|                | G + Q + E    | 1.35G + 1.5Q | G + Q |
| N (KN)         | 2.34         | 3.159        | 2.34  |
| M (KN.m)       | 1.094        | 0.90         | 0.60  |

Calcul de l'excentricité a l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est : G + Q + E

RPA 99 (Article 5-2)

$$N_u = 2.34 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.094 \text{ KN.m}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.094}{2.34} = 0.46 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m} \end{array} \right.$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  le centre de pression se trouve à l'extrémité 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.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{60}{250}\right) = 2cm = 0.02m$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad CBA 93(Article A. 4.3.5)$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0.6 + 0} = 0$$

$\emptyset$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$l_f$  : Longueur de flambement.

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 m$$

$h_0$  Hauteur de la section a ferrailé qui est égale à 10cm.

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times (2)}{0.10 \times 10^4} = 0.0086 m$$

$$\text{Donc } e = e_1 + e_a + e_2 = 0.46 + 0.02 + 0.0086 = 0.488 m$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 2.34 KN$$

$$M_u = N_u \times e = 2.34 \times 0.488 = 1.14 KN.m$$

### III.5.6 Ferrailage de l'acrotère type 2 (terrasse inaccessible):

#### Calcul à l'ELU :

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$$f_{bu} = 14.2 Mpa$$

$$f_{st} = 348 Mpa$$

$$N_u = 2.34 KN$$

$$M_u = 1.14 KN.m$$

Selon le BAEL 91 :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 1.14 + 2.34 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 1.21 KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1.21}{1 \times 0.08^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.013$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$f_s = 348 Mpa$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4 \times \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 0.00174$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 0.00174} = 0.667$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4 \times \alpha_l) = 0.8 \times 0.667 \times (1 - 0.4 \times 0.667) = 0.391$$

$$\mu_{bu} = 0.013 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{D'où } A' = 0$$

$$A_s = \frac{M_f}{Z \times f_{st}}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.013})$$

$$\alpha = 0.016$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 8 \times (1 - 0.4 \times 0.016)$$

$$Z = 7.95 \text{ cm}$$

$$A = \frac{1.21 \times 10^2}{7.95 \times 348 \times 10^{-1}} = 0.43 \text{ cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.43 - \frac{2.34 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.36 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{min} \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA6=1.13 cm<sup>2</sup>

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.28 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA5=0.79 cm<sup>2</sup>

➤ Calcul des espacements :

- Les armatures principales :

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm ; soit : } S_t = 30 \text{ cm}$$

- Les armatures de répartitions :

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm ; soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

b) Vérification au cisaillement :

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

$$V_u = F_p + Q = 1.497 + 1 = 2.497 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.497 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.031 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) = \min(2.5 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0.031 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

c) Vérification de l'adhérence :

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \sum \mu_i)} \quad \text{BAEL91 (Article J. II. 2)}$$

$\sum \mu_i$  : La somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times D = 4 \times 3.14 \times 6 = 7.536 \text{ cm}$$

$$\xi_{se} = \frac{2.497 \times 10^{-3}}{(0.9 \times 0.08 \times 0.07536)} = 0.46 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \tau_{su} &= 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} \quad \text{BAEL 91 (A. 6.1,21)} \\ &= 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$\psi_s$  est le coefficient de scellement.

$$\xi_{se} < \tau_{su} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

➤ **Vérification des contraintes a L'ELS :**

$$M_{ser} = 0.60 \text{ KN.m}$$

$$N_{ser} = 2.34 \text{ KN}$$

$$d = 8 \text{ cm}$$

-Contrainte limite du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{\mu_t} \times y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

- Position de l'axe neutre :

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.34} = 0.256 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$e_G > e_y \Rightarrow$  Section partiellement comprimé

$$C = e_G - e_y = 0.206 \text{ m}$$

$$y = y_c + c$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$p = -3 \times C^2 + 90 \times \frac{A}{b} (d - C) = -3 \times 0.206^2 + 90 \times \frac{1.13}{100} (0.08 - 0.206)$$

$$p = -0.25 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times C^3 - 90 \times \frac{A}{b} (d - C)^2 = -2 \times 0.206^3 - 90 \times \frac{1.13}{100} (0.08 - 0.206)^2$$

$$q = -0.033 \text{ m}^2$$

$$y_c^3 - 0.25 y_c - 0.033 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (-0.033)^2 + \frac{4(-0.25)^3}{27} = -0.0034$$

$$y_{c1} = a \cos \frac{\varphi}{3}$$

$$y_{c2} = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 120 \right)$$

$$y_{c3} = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 240 \right)$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{0.25}{3}} = 0.577$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 0.033}{2 \times 0.25} \sqrt{\frac{3}{0.25}} = 0.68 \Rightarrow \varphi = 46.69$$

$$y_{c1} = 0.55 \text{ m} \quad ; y_{c2} = -0.41 \text{ m} \quad ; y_{c3} = -0.14 \text{ m}$$

$$\text{On a } C > 0 \Rightarrow -C \leq y_c \leq h - C \Rightarrow -0.206 \leq y_c \leq -0.106$$

$$y_c = -0.14 \text{ m}$$

$$y = y_c + c = -0.14 + 0.206 = 0.066 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A(d - y) = \frac{1 \times 0.066^2}{2} - 15 \times 1.13 \times 10^{-4} (0.08 - 0.066)$$

$$\mu_t = 0.00215 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{0.00215} \times 0.066 = 0.0184 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

- Contrainte limite de l'acier

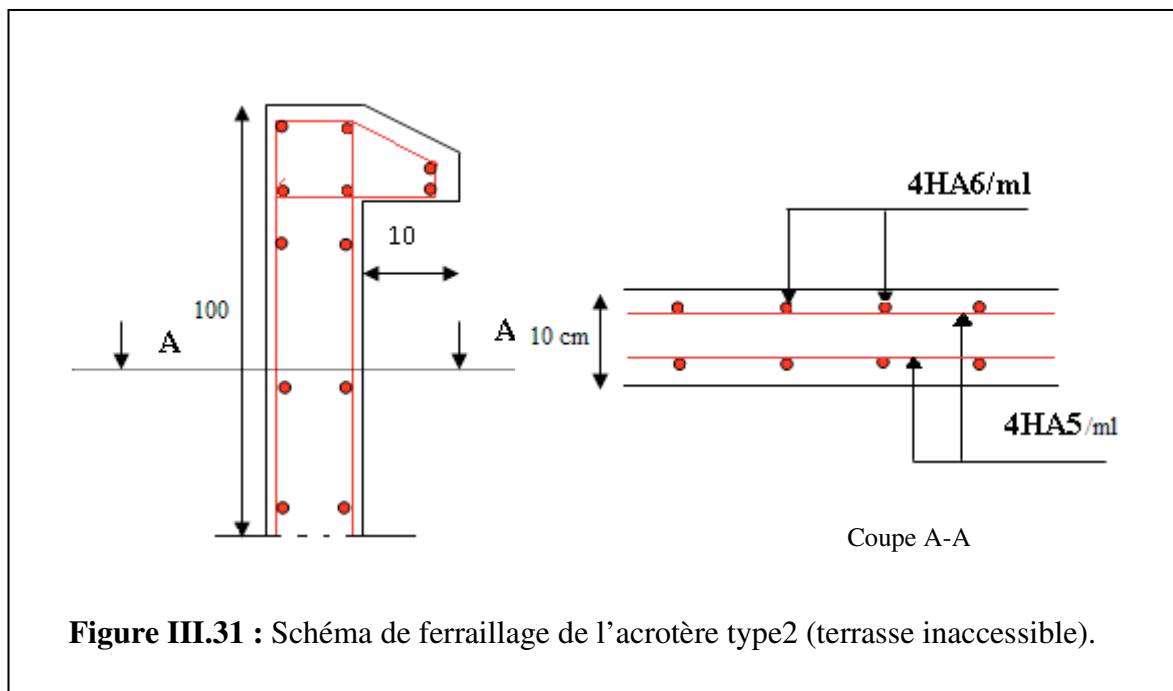
$$\sigma_{st} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right]$$

$$\sigma_{st} = \frac{3.34 \times 10^{-3}}{0.00184} \times 0.066 = 0.119 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right] = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

➤ **Schéma de ferrailage de l'acrotère type 2 :**



### III.6 Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil installé à l'intérieur des immeubles, servant au déplacement vertical des personnes vers les différents niveaux.

**-La Cabine :** Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.

– **La Gaine :** Volume dans lequel se déplacent la cabine, le contrepoids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et le plafond.

– **Le Palier :** Aire d'accès à la cabine à chaque niveau de service.

– **La Cuvette :** Partie de la gaine située en contre - bas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine.

– **La Hauteur libre :** Partie de la gaine située au-dessus du dernier niveau desservi par la cabine.

– **Le local des machines :** Local où se trouvent la machine et son appareillage.

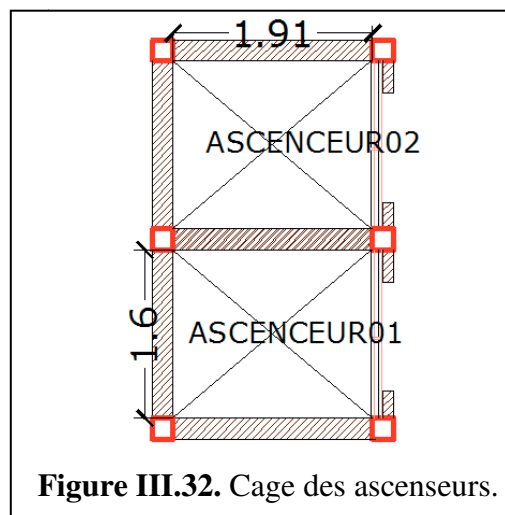


Figure III.32. Cage des ascenseurs.

#### III.6.1 Caractéristiques des ascenseurs (Annexe 4)

- **Charge nominales :**

En kilogrammes : 320 - 400 - 630 - 800 - 1 000 - 1 250 - 1 600 - 2 000 - 2 500.

- **vitesse nominales [m/s] :**

La vitesse nominales de l'ascenseur est donner comme suit : 0.4 ; 0.63 ; 1 ; 1.6 et 2.5 (0.4 n'est applicable qu'aux ascenseurs hydrauliques ; 1.6 et 2.5 ne sont applicables qu'aux ascenseurs électriques).

Dans notre structure, on utilise deux ascenseurs de même dimensions pour huit personnes chacune, dont ses caractéristiques sont :

$l = 110 \text{ cm}$  : Largeur de l'ascenseur.

$L = 140 \text{ cm}$  : Longueur de l'ascenseur.

$H = 220 \text{ cm}$  : Hauteur de l'ascenseur.

$F_c = 102 \text{ KN}$  : Charge du a la cuvette.

$D_m = 82 \text{ KN}$  : Charge du a la salle des machines.

$P_m = 15 \text{ KN}$  : Charge du a l'ascenseur.

$P_{personnes} = 6.3 \text{ KN}$  : Charge nominale.

$V = 1.00 \text{ m/s}$  : La vitesse.

$$P = D_m + P_m + P_{personnes} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$$

### III.6.2 Etude de la dalle pleine du local machine :

La dalle de la cage d'ascenseurs doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machines des deux ascenseurs) qui sont appliquées sur elles.

Vu que les deux ascenseurs ont les mêmes dimensions, donc on fait l'étude que pour un seul ascenseur (ascenseur 01).

On a (figure III.4.1) :

$l_x = 1.6 \text{ m}$  et  $l_y = 1.91 \text{ m}$  donc ne surface :

$$S = 1.6 \times 1.91 = 3.056 \text{ m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.6}{1.91} = 0.84 \geq 0.4$$

$$- \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{160}{45} = 3.55 \text{ cm} \leq e \leq \frac{160}{40} = 4 \text{ cm}$$

–  $e \geq 14 \text{ cm}$  pour 4 heurs de coupe feu (résistance au feu)

– La dalle supporte une charge importante ; on prend  $e = 20 \text{ cm}$

### III.6.3 Evaluation des charges et surcharges :

$G_1 = 25 \times 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2$  : Poids de la dalle en béton armé

$G_2 = 22 \times 0.04 = 0.88 \text{ KN/m}^2$  : Poids du revêtement en béton

$$G' = G_1 + G_2 = 5 + 0.88 = 5.88 \text{ KN/m}^2$$

$$G = \frac{F_c}{s} = \frac{102}{3.056} = 33.376 \text{ KN/m}^2 \text{ : Poids de la machine}$$

$$G_{Total} = G' + G = 5.88 + 33.376 = 39.25 \text{ KN/m}^2$$

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

#### A. Cas de charge repartie

##### A l'ELU :

##### • Calcul des sollicitations :

$$p_u = 1.35 G_{Total} + 1.5 Q = 1.35 \times 39.25 + 1.5 \times 1$$

$$p_u = 54.48 \text{ KN/m}^2$$

$$p_s = 40.25 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.84 \geq 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.84 \begin{cases} v = 0 \\ \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases} \dots\dots\dots(\text{Annexe 2})$$

$$M_{0x} = \mu_x \times p_u \times l_x^2 = 0.0517 \times 54.48 \times 1.6^2 = 7.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.6678 \times 7.21 = 4.81 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments :**

- En travée :

$$\text{Sens } xx' : M_t^x = 0.85 \times M_{0x} = 6.13 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } yy' : M_t^y = 0.85 \times M_y = 4.08 \text{ KN.m}$$

- En appui de rive:

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_{0x} = -2.16 \text{ KN.m}$$

- En appui intermédiaire :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_{0x} = -3.065 \text{ KN.m}$$

• **Ferraillage :**

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20 cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d=18 \text{ cm}$

**Tableau III.41 :** Section de ferraillage de la dalle de l'ascenseur (sous charge répartie).

| Sens   |       | $M$<br>(KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | $Z$ (m) | $A_{calculée}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | $A_{min}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | $A_{adoptée}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | St<br>(cm) |
|--------|-------|---------------|------------|----------|---------|-----------------------------------------|------------------------------------|----------------------------------------|------------|
| travée | xx'   | 6.13          | 0.0133     | 0.0168   | 0.1787  | 0.98                                    | 1.73                               | 4HA8<br>=2.01                          | 20         |
|        | yy'   | 4.08          | 0.0089     | 0.0111   | 0.1795  | 0.65                                    | 1.60                               | 4HA8<br>=2.01                          | 20         |
| appuis | rive  | -2.16         | 0.00471    | 0.0059   | 0.1797  | 0.34                                    | 1.73                               | 4HA8<br>=2.01                          | 20         |
|        | inter | -3.605        | 0.00785    | 0.0098   | 0.1793  | 0.57                                    | 1.73                               | 4HA8<br>=2.01                          | 20         |

• **Vérifications :**

✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$\text{On a : } e \geq 12 \text{ cm} , \rho > 0.4 , \rho_0 = 0.0008$$

$$A_{min}^x = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.84) \times 100 \times 20 = 1.728 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^x > A_s = 0.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on ferraille avec } A_{min}^x$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^y > A_s = 0.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on ferraille avec } A_{min}^y$$

✓ Vérification des espacements :

- **Sens xx' :**  $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = \min(60, 33)\text{cm} = 33 \text{ cm}$

- **Sens yy' :**  $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = \min(80, 33)\text{cm} = 33 \text{ cm}$

✓ Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} \leq \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_x = \frac{p_u \times l_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} = \frac{54.48 \times 1.6}{2} \times \frac{1.91^4}{1.91^4 + 1.6^4} = 29.20 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{p_u \times l_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4} = \frac{54.48 \times 1.91}{2} \times \frac{1.6^4}{1.91^4 + 1.6^4} = 17.16 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{29.20 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.162 \text{ MPa} \leq \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

**APELS :**

$$p_s = G_{Total} + Q = 39.25 + 1 \Rightarrow q_s = 40.25 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.84 \begin{cases} v = 0.2 \\ \mu_x = 0.0586 \\ \mu_y = 0.7655 \end{cases} \dots \dots \dots \text{(Annexe 2)}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times p_s \times l_x^2 = 0.0586 \times 40.25 \times 1.6^2 = 6.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.7655 \times 6.03 = 4.61 \text{ KN.m}$$

**• Calcul des moments :****- En travée :**

$$\text{Sens } xx' : M_t^x = 0.85 \times M_{0x} = 5.13 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } yy' : M_t^y = 0.85 \times M_{0y} = 4.08 \text{ KN.m}$$

**- En appui de rive:**

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_{0x} = -1.81 \text{ KN.m}$$

**- En appui intermédiaire :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_{0x} = -3.015 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des contraintes de compression du béton

$$\text{on vérifie qu' : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

**Tableau III.42 : Vérification des contraintes de compression du béton.**

| Sens                                                                                  |       | $M_{ser}$<br>(KN.m) | $y$ (m) | $I$ (m <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>(Mpa) | $\overline{\sigma_{bc}}$<br>(Mpa) |
|---------------------------------------------------------------------------------------|-------|---------------------|---------|-----------------------|------------------------|-----------------------------------|
| travée                                                                                | xx'   | 5.13                | 0.03    | $7.68 \cdot 10^{-5}$  | 2.004                  | 15                                |
|                                                                                       | yy'   | 3.92                | 0.03    | $7.68 \cdot 10^{-5}$  | 1.531                  | 15                                |
| appui                                                                                 | rive  | -1.81               | 0.03    | $7.68 \cdot 10^{-5}$  | 0.707                  | 15                                |
|                                                                                       | inetr | -3.015              | 0.03    | $7.68 \cdot 10^{-5}$  | 1.177                  | 15                                |
| $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$ |       |                     |         |                       |                        |                                   |

✓ Vérification des contraintes dans l'acier

$$\text{on vérifie qu' : } \sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{5.13 \times 10^{-3}}{7.68 \times 10^{-5}} \times (0.18 - 0.03) = 150.29 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 150.29 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{verifier}$$

✓ Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers ;  
d'après le **BAEL91** et **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

1.  $\frac{h_t}{l} = \frac{20}{160} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$
2.  $\frac{h_t}{l} = \frac{20}{160} = 0.125 > \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{5.13}{10 \times 6.03} = 0.085 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$
3.  $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 18} = 0.0011 < \frac{2.4}{f_e} = \frac{2.4}{400} = 0.006 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

Les conditions sont vérifier, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

### B. Cas de charge concentrée :

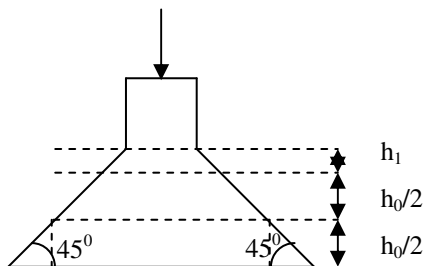
La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur une aire  $a_0 \times b_0$ , elle agit uniformément sur une aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

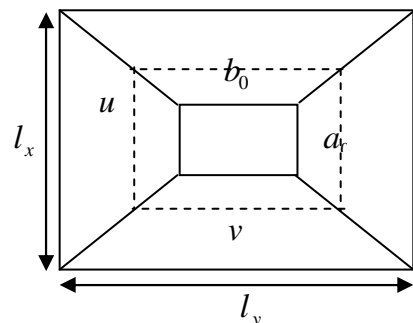
$u \times v$  : Surface d'impact.

$a_0$  et  $u$  : Dimensions suivant le sens x-x'.

$b_0$  et  $v$  : Dimensions suivant le sens y-y'.



**Figure III.33 :** Schéma représentant la surface d'impact.



**Figure III.34 :** Calcul du périmètre de la feuille moyenne.

On a :

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \quad \text{Pour : } V = 1m/s \quad \begin{cases} a_0 = 80 \text{ cm} \\ b_0 = 80 \text{ m} \end{cases}$$

Avec :  $h_1 = 4\text{cm}$  : Epaisseur du revêtement.

$h_0 = 20\text{cm}$  : Epaisseur de la dalle.

$\xi = 1$  : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton).

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108 \text{ cm} \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 180 \text{ cm} \end{cases}$$

### A l'ELU :

#### 1. Evaluation des moments :

a)  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système :

selon le BAEL 91:  $\begin{cases} M_{x1} = q_u \times (M_1 + vM_2) \\ M_{y1} = q_u \times (M_2 + vM_1) \end{cases}$

Avec  $v$  : coefficient de poisson  $\begin{cases} v = 0 & \text{à l'ELS} \\ v = 0.2 & \text{à l'ELU} \end{cases}$

$M_1$  et  $M_2$  : donnés par l'abaque de **PIGEAUD**. (ANNEXE 3)

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.60}{1.91} = 0.84 \quad ; \text{on prend } \rho = 0.9$$

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{108}{160} = 0.67 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{108}{191} = 0.56 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.085 \\ M_2 = 0.067 \end{cases}$$

$$P = D_m + P_m + P_{personnes} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35 \times p = 1.35 \times 103.3 = 139.455 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 139.455 \times (0.085) = 11.85$$

$$M_{y1} = 139.455 \times (0.067) = 9.34$$

b)  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  du système :

$$\begin{cases} M_{x1} = \mu_x \times p_u \times l_x^2 = 0.0517 \times 139.455 \times 1.6^2 = 18.45 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = \mu_y \times M_{0x} = 0.6678 \times 18.45 = 12.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- superposition des moments:

Les moments agissant sur la dalle sont:  $\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 30.30 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 21.66 \text{ KN.m} \end{cases}$

## 2. Ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de  $h=20$  cm avec  $d = 18$ cm.

**Tableau III.43 :** Section de ferrailage de la dalle de l'ascenseur (sous charge concentrée)

| Sens   |       | $M$<br>(KN. m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | $Z$ (m) | $A_{calculée}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | $A_{min}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | $A_{adoptée}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | St<br>(cm) |
|--------|-------|----------------|------------|----------|---------|-----------------------------------------|------------------------------------|----------------------------------------|------------|
| travée | xx'   | 25.75          | 0.0561     | 0.072    | 0.1748  | 4.23                                    | 1.73                               | 5HA14<br>= 7.70                        | 20         |
|        | yy'   | 18.41          | 0.0401     | 0.051    | 0.1763  | 3.00                                    | 3.00                               | 5HA12<br>= 5.65                        | 20         |
| appuis | rive  | -9.09          | 0.0198     | 0.025    | 0.1782  | 1.46                                    | 1.73                               | 4HA10<br>= 3.14                        | 20         |
|        | inter | -15.15         | 0.0330     | 0.042    | 0.177   | 2.46                                    | 1.73                               | 4HA12<br>= 4.52                        | 20         |

Remarque : afin que la condition des contraintes dans l'acier soit vérifiée on a choisi des aciers de grande dimensions (surface)

### • Vérifications :

✓ Vérification de la condition de non fragilité

On a :  $e \geq 12$  cm ,  $\rho > 0.4$  ,  $\rho_0 = 0.0008$

$$A_{min}^x = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.84) \times 100 \times 20 = 1.728 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^x < A_s = 7.70 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on ferraille avec } A_s$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^y < A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on ferraille avec } A_s$$

✓ Vérification des espacements :

- Sens xx' :  $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = \min(60, 33)\text{cm} = 33 \text{ cm}$
- Sens yy' :  $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = \min(80, 33)\text{cm} = 33 \text{ cm}$

✓ Vérification au poinçonnement

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ BAEL 91(article H.III.10)}$$

Avec  $p_u$  : Charge de calcul à l'état ultime.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$h$  : épaisseur de la dalle

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (80 + 80) = 320 \text{ cm}$$

$$p_u = 139.455 \text{ KN} \leq 0.045 \times 3.2 \times 0.2 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 480 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$\Rightarrow$  Pas de risque de poinçonnement

✓ Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} \leq \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_x = V_y = \frac{p_u}{2 \times u + v} = \frac{139.455}{2 \times 0.8 + 0.8} = 58.10 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{58.10 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.32 \text{ MPa} \leq \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement

**A l'ELS :**

$$p_s = 103.3 \text{ KN}$$

$$\rho = 0.84 \begin{cases} v = 0.2 \\ \mu_x = 0.0586 \\ \mu_y = 0.7655 \end{cases} \dots \dots \dots \text{(Annexe 2)}$$

$$\text{selon le BAEL 91: } \begin{cases} M_{x1} = q_s \times (M_1 + v M_2) \\ M_{y1} = q_s \times (M_2 + v M_1) \end{cases}$$

Avec :

$$M_1 = 0.085$$

$$M_2 = 0.067$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 103.3 \times (0.085 + 0.2 \times 0.067) = 10.16 \\ M_{y1} = 103.3 \times (0.067 + 0.2 \times 0.085) = 8.67 \end{cases}$$

Les moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times p_s \times l_x^2 = 0.0586 \times 103.3 \times 1.6^2 = 15.49 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{0x} = 0.7655 \times 15.49 = 11.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Les moments agissant sur la dalle sont: } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 25.65 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 20.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Vérification des contraintes de compression du béton

$$\text{on vérifie que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

**Tableau III.44 :** Vérification des contraintes de compression du béton.

| Sens                                                                                  |     | $M_{ser}$<br>(KN.m) | $y$ (m) | $I$ (m <sup>4</sup> )  | $\sigma_{bc}$<br>(Mpa) | $\overline{\sigma_{bc}}$<br>(Mpa) |
|---------------------------------------------------------------------------------------|-----|---------------------|---------|------------------------|------------------------|-----------------------------------|
| travée                                                                                | xx' | 21.80               | 0.054   | 37.21 10 <sup>-5</sup> | 5.59                   | 15                                |
|                                                                                       | yy' | 17.44               | 0.047   | 18.45 10 <sup>-5</sup> | 4.44                   | 15                                |
| appui                                                                                 | xx' | -7.69               | 0.036   | 11.32 10 <sup>-5</sup> | 2.44                   | 15                                |
|                                                                                       | yy' | -12.82              | 0.043   | 15.32 10 <sup>-5</sup> | 4.07                   | 15                                |
| $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$ |     |                     |         |                        |                        |                                   |

✓ Vérification des contraintes dans l'acier

on vérifie que :  $\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{21.80 \times 10^{-3}}{37.21 \times 10^{-5}} \times (0.18 - 0.054) = 120.39 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 120.39 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

**Tableau III.45 :** Vérification des contraintes dans l'acier.

| Sens                                                                             |     | $M_{ser}$<br>(KN.m) | $y$ (m) | $I$ (m <sup>4</sup> )  | $\sigma_{st}$<br>(Mpa) | $\bar{\sigma}_{st}$<br>(Mpa) |
|----------------------------------------------------------------------------------|-----|---------------------|---------|------------------------|------------------------|------------------------------|
| travée                                                                           | xx' | 21.80               | 0.054   | 37.21 10 <sup>-5</sup> | 110.72                 | 201.63                       |
|                                                                                  | yy' | 17.44               | 0.047   | 18.45 10 <sup>-5</sup> | 178.65                 | 201.63                       |
| appui                                                                            | xx' | -7.69               | 0.036   | 11.32 10 <sup>-5</sup> | 146.73                 | 201.63                       |
|                                                                                  | yy' | -12.82              | 0.043   | 15.32 10 <sup>-5</sup> | 171.96                 | 201.63                       |
| $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$ |     |                     |         |                        |                        |                              |

✓ Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers ; d'après le **BAEL91** et **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

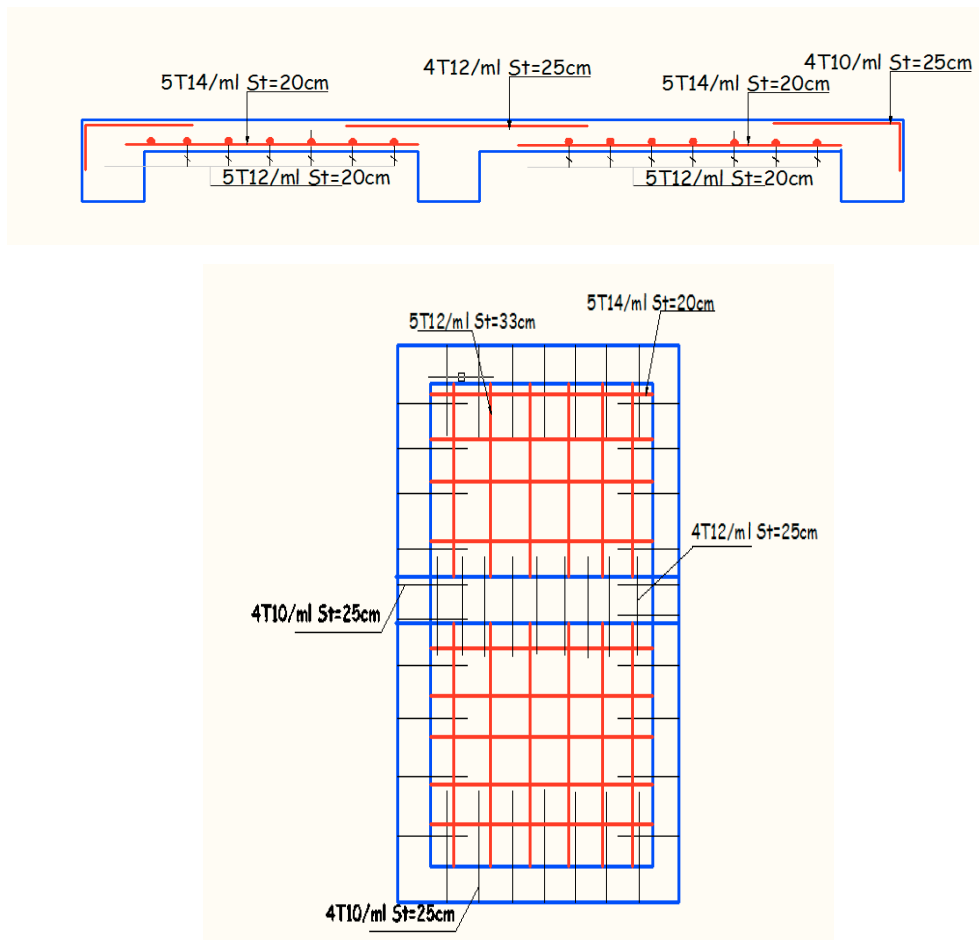
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{20}{160} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifier} \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{20}{191} = 0.104 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifier} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{20}{160} = 0.125 > \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{5.13}{10 \times 6.03} = 0.085 \dots \dots \dots \text{Vérifier} \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{20}{191} = 0.104 > \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{21.80}{10 \times 25.64} = 0.085 \dots \dots \dots \text{Vérifier} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{7.70}{100 \times 18} = 0.004 < \frac{2.4}{f_e} = \frac{2.4}{400} = 0.006 \dots \dots \dots \text{Vérifier} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur



**Figure III.35 :** Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

---

# **Chapitre IV :**

## **Etude dynamique**

---

## IV.1 Modélisation :

Pour rappel l'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+8 et sous sol, destiné à l'usage touristique (Hôtel) pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes. Le site du projet se trouve dans la ville de Tichy, au bord de la RN09.

La modélisation numérique de notre structure est faite à l'aide du logiciel sap2000V14, qui permet à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique (analyse des vibrations libres, analyse spectrale...etc.).

Des éléments linéaires de type « frame » disponible dans la bibliothèque du logiciel sont utilisés pour la modélisation des poteaux et poutres (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres). Les voiles (voiles de contreventement et voiles périphériques) et planchers sont modélisés à l'aide d'éléments finis surfaciques de type « Shell ».

La rigidité en plan des planchers (diaphragmes horizontaux rigides) est prise en compte par application de contraintes cinématiques en utilisant l'option « diaphragme » disponible dans le logiciel. Cette application permet de réduire sensiblement le nombre de degrés de liberté dynamique.

Les charges gravitaires (G et Q) sont appliquées sur les planchers sous forme de charges surfaciques et distribuées en totalité sur les poutres principales (Area load- Uniforme to fram (Shell)-Distribution : One-way). Toutefois, les poutres secondaires sont chargées linéairement avec des forces équivalentes à une largeur de plancher de 65 cm pour les poutres secondaires intermédiaires et de 32.5 pour les poutres secondaires de rives.

La masse dynamique de la structure est évaluée en utilisant la relation ci-après, prescrite dans les règles parasismiques Algériennes RPA99/2003 (relation 4.5)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$\text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixe éventuels, solidaires de la structure.

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

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le RPA 99 (tableau 4.5).

Dans notre cas notre bâtiment est un hôtel :

$$\begin{cases} \beta = 0.2 & \text{pour habitation} \\ \beta = 0.4 & \text{pour restaurant} \end{cases} \Rightarrow \text{on prend: } \beta = 0.3$$

## IV.2 Méthodes de calcul des forces sismiques

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version) préconisent trois méthodes de calcul.

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Pour notre cas nous avons utilisé la méthode modale spectrale dont les conditions d'application sont satisfaites pour notre structure et son utilisation est possible et simplifiée avec le logiciel sap2000.

Dans ce cas l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 s \end{cases} \quad \text{RPA 99 (formule 4.13)}$$

Avec :

$g$  : la constante gravitationnelle.

$A$  : Coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 du RPA99/2003)

$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$  : Facteur de correction d'amortissement.

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2 du RPA99/2003).

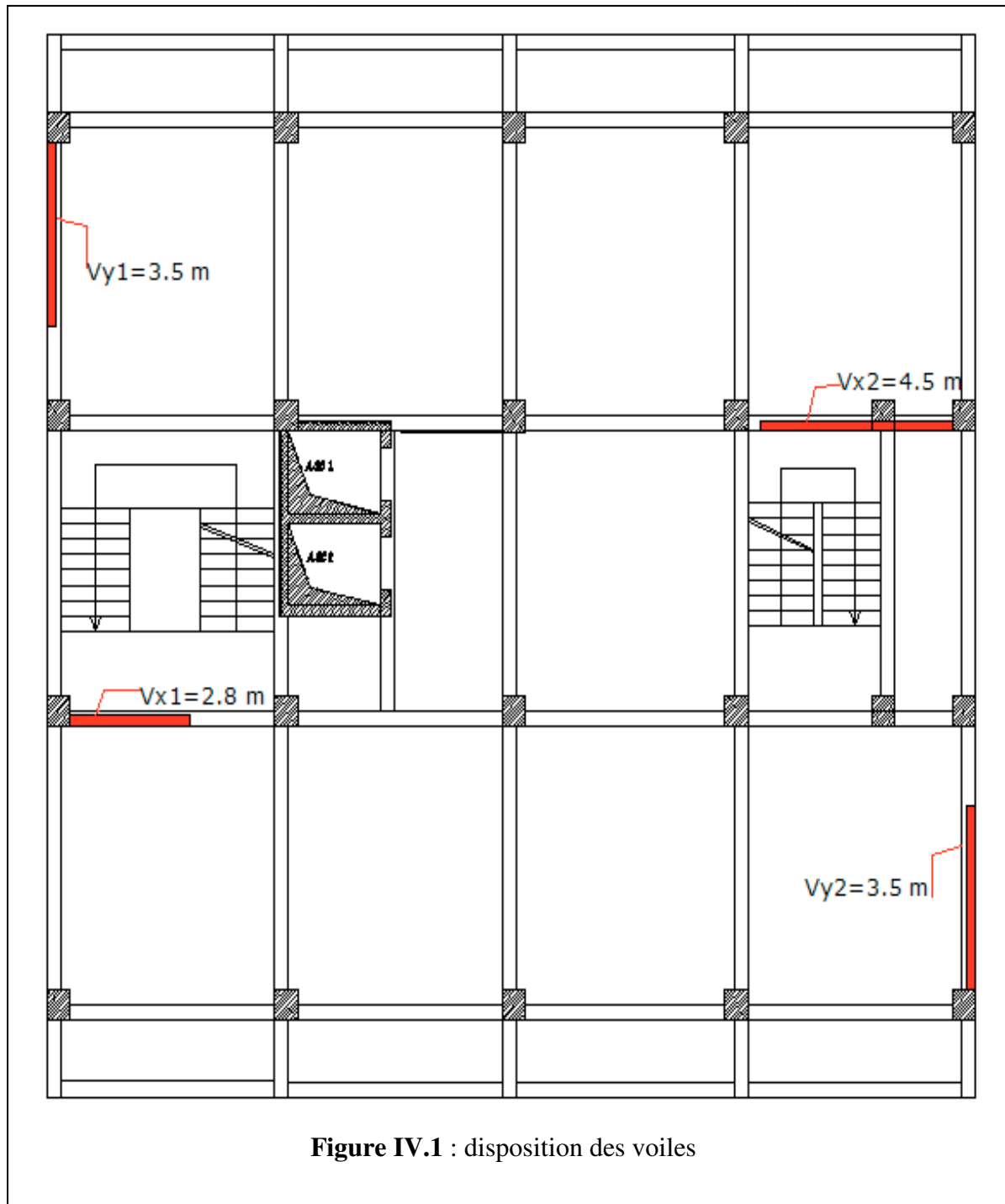
$R$  : Coefficient de comportement global de la structure (tableau 4.3 du RPA99/2003).

$T_1$  et  $T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (tableau 4.7 du RPA99/2003)

$Q$  : Facteur de qualité (tableau 4.4 du RPA99/2003)

### IV.2.1 Disposition des voiles

Plusieurs disposition ont été testées afin d'obtenir un bon comportement de la structure tout en essayant de respecter l'aspect architecturale qui est un point important dans notre ouvrage et aussi satisfaire les conditions du RPA99/2003



#### IV.2.2 Modes de vibration et taux de participation des masses

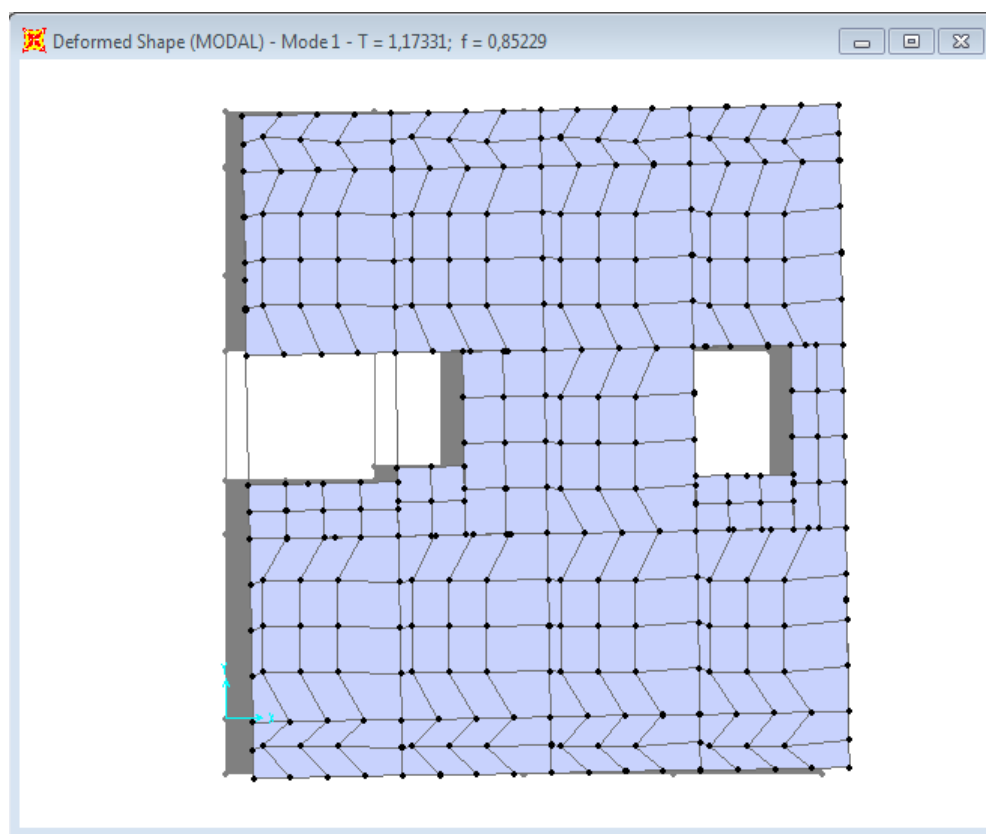
Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par les RPA99V2003 doit être supérieur à 90% de la masse total du bâtiment ; la condition est vérifiée à partir du 366<sup>eme</sup> mode sous la combinaison modal.

Les résultats en termes de périodes et de masses modales cumulées sont illustrés dans le tableau qui suit :

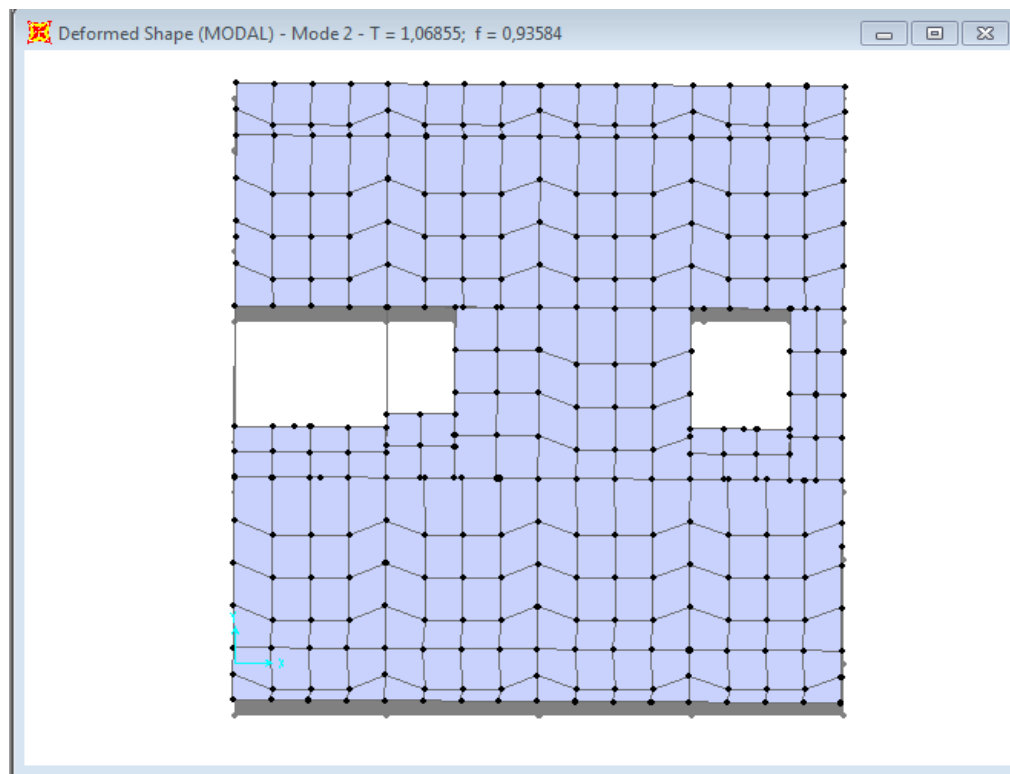
**Tableau IV.1** : Périodes de vibration et taux de participation massique.

|              | <b>Période</b>  | <b>Individuel mode (%)</b> |                        | <b>Cumulative sum (%)</b> |                      |
|--------------|-----------------|----------------------------|------------------------|---------------------------|----------------------|
| <b>Modes</b> | <b>secondes</b> | <b>U<sub>x</sub></b>       | <b>U<sub>y</sub></b>   | <b>U<sub>x</sub></b>      | <b>U<sub>y</sub></b> |
| Mode 1       | 1,173307        | 0,6256                     | 0,00139                | 0,6256                    | 0,00139              |
| Mode 2       | 1,068555        | 0,00032                    | 0,6855                 | 0,62592                   | 0,6869               |
| Mode 3       | 1,027595        | 0,03239                    | 0,00901                | 0,65831                   | 0,6959               |
| Mode 4       | 0,328799        | 0,07552                    | 0,01855                | 0,73383                   | 0,71445              |
| Mode 5       | 0,319673        | 0,03615                    | 0,08735                | 0,76998                   | 0,80179              |
| Mode 52      | 0,106711        | 0,00268                    | $7,362 \cdot 10^{-14}$ | 0,90019                   | 0,87445              |
| Mode 359     | 0,061762        | 0,0000154                  | 0,00013                | 0,91652                   | 0,89904              |
| Mode 360     | 0,0617          | 0,00001482                 | 0,00006525             | 0,91653                   | 0,8991               |
| Mode 361     | 0,061642        | 0,00017                    | 0,00004526             | 0,9167                    | 0,89915              |
| Mode 362     | 0,06154         | 0,00003264                 | 0,00004599             | 0,91674                   | 0,89919              |
| Mode 363     | 0,061206        | 0,00026                    | 0,00013                | 0,91699                   | 0,89933              |
| Mode 364     | 0,061107        | 0,0000162                  | 0,00002348             | 0,91701                   | 0,89935              |
| Mode 365     | 0,060952        | 0,000001335                | 0,00014                | 0,91701                   | 0,89949              |
| Mode 366     | 0,06808         | 0,00002998                 | 0,0081                 | 0,91704                   | 0,9003               |
| Mode 367     | 0,060638        | $6,514 \cdot 10^{-9}$      | 0,000006051            | 0,91704                   | 0,90031              |

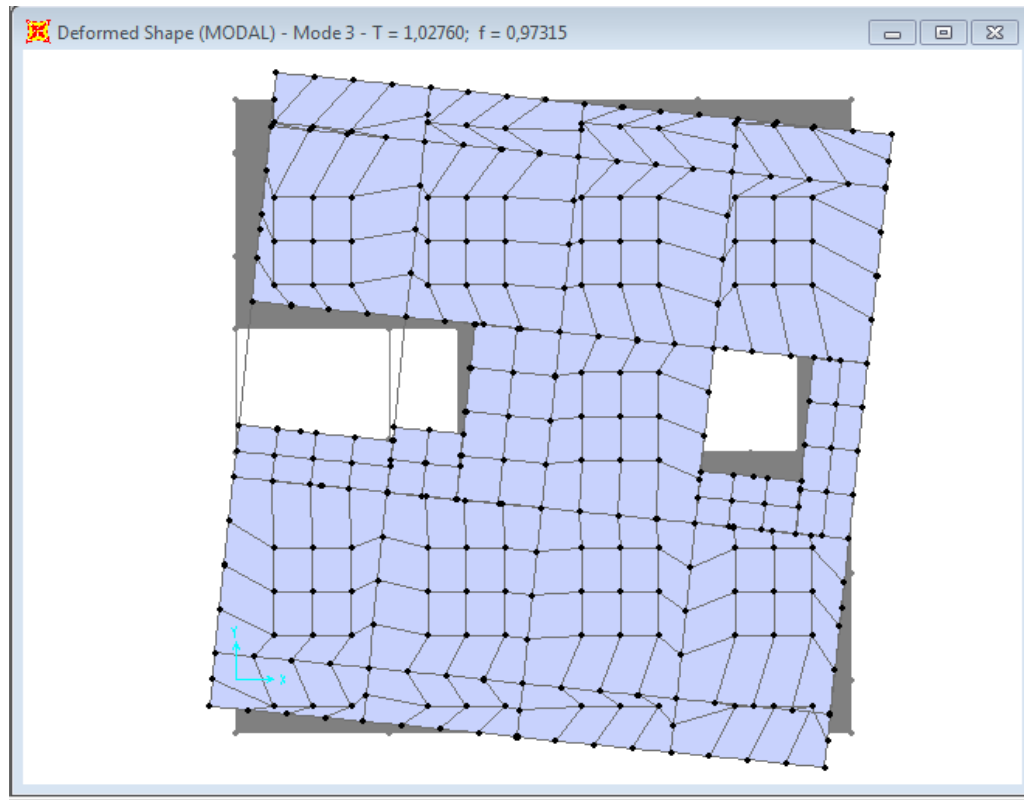
Les modes de vibrations sont montrés sur les figures suivantes :



**Figure IV.2** 1<sup>er</sup> mode de vibration (Translation selon l'axe x-x)



**Figure IV.3.** 2<sup>eme</sup> mode de vibration (Translation selon l'axe y-y)



**Figure IV.4** 3<sup>eme</sup> mode de vibration (torsion autour de l'axe z-z).

#### IV.2.3 Justification de la résultante des forces sismiques de calcul

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  $V_{st}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule appropriée.

Si  $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse

$V_{dyn}$  : Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000

La force sismique totale  $V_{st}$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad \text{RPA 99 (article 4.2.3)}$$

Avec :

$A$  : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique dans notre cas :

$$\begin{cases} \text{groupe d'usage 1b} \\ \text{zone sismique II}_a \end{cases} \Rightarrow A = 0.20 \quad \text{Tableau (4.1)}$$

$R$ : Coefficient de comportement global de la structure, valeur donnée par le RPA (tableau 4.3) en fonction du système de contreventement.

Contreventement mixte voiles /portiques avec justification de l'interaction  $\Rightarrow R = 5$

$Q$ : Facteur de qualité ; sa valeur est donnée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^5 P_q \quad \text{RPA 99 (formule 4.4)}$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  " est satisfait ou non".

**Tableau IV.2 : Valeurs des pénalités  $P_q$**

| Critère                                                 | Observé | $P_q /xx$ | Observé | $P_q /yy$ |
|---------------------------------------------------------|---------|-----------|---------|-----------|
| 1) Condition minimale sur les files de contreventement. | Non     | 0.05      | Non     | 0.05      |
| 2) Redondance en plan.                                  | Oui     | 0.00      | Oui     | 0.00      |
| 3) Régularité en plan.                                  | Oui     | 0.00      | Oui     | 0.00      |
| 4) Régularité en élévation.                             | Non     | 0.05      | Non     | 0.05      |
| 5) Contrôle de qualité des matériaux.                   | Non     | 0.05      | Non     | 0.05      |
| 6) Contrôle de qualité d'exécution.                     | Oui     | 0.00      | Oui     | 0.00      |

Donc :

$$Q_x = Q_y = 1 + \sum_{1}^5 P_q = 1.15$$

$W$  : Poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99 (formule 4.5)}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixe éventuels, solidaires de la structure.

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

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le RPA 99 (tableau 4.5).

Dans notre cas notre bâtiment est un hôtel

$$\begin{cases} \beta = 0.2 & \text{pour habitation} \\ \beta = 0.4 & \text{pour restaurant} \end{cases} \Rightarrow \text{on prend: } \beta = 0.3$$

$$W = 41983.096 \text{ KN}$$

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta (T_2/3.0)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (formule 4.2)}$$

Avec :

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le RPA 99 (tableau 4.7)

Le sol en place est un sol ferme donc du RPA 99 (Tableau3-2) de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S2 donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.40 \text{ s} \end{cases}$$

- **Calcul de la période empirique de la structure :**

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (formule 4 - 3)}$$

Avec : ( $\xi$  %) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages ; donné par le RPA 99 (tableau 4-2)

On prend :  $\xi = 8.5$  (Contreventement mixte  $\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5$ )

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 8.5)} = \mathbf{0.82} \geq 0.7$$

$$T_c = C_T \times H_N^{\frac{3}{4}}$$

$H_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$H_N = 35.02 \text{ m}$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le RPA 99 (tableau 4-6).

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas :

$$C_T = 0.050$$

$$T_c = 0.050 \times 35.02^{\frac{3}{4}} = 0.719 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T' = 0.09H_N/\sqrt{L} \quad \text{RPA 99(formule 4 - 7)}$$

$L$  : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 20 \text{ m}$$

$$L_y = 17.75 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T'_x = 0.09 \times 35.02 / \sqrt{20} = 0.704 \text{ s} \\ T'_y = 0.09 \times 35.02 / \sqrt{17.75} = 0.748 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_c, T'_x) = 0.704 \text{ s} > T_2 = 0.40 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T_c, T'_y) = 0.719 \text{ s} > T_2 = 0.40 \text{ s}$$

$$\text{On a : } T_2 < T < 3.0 \text{ s}$$

$$D = 2.5\eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.82 (0.40/0.704)^{\frac{2}{3}} = 1.406 \\ D_y = 2.5 \times 0.82 (0.40/0.719)^{\frac{2}{3}} = 1.386 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.704 = 0.915 \text{ s} \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.719 = 0.934 \text{ s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure dans les deux directions est :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

$$V_{stx} = \frac{0.2 \times 1.303 \times 1.15}{5} \times 41983.096 = 2715.29 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.2 \times 1.285 \times 1.15}{5} \times 41983.096 = 2676.67 \text{ KN}$$

Les résultats de vérification de la résultante sismique sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.3 :** Les résultats de vérification de la résultante sismique

| Résultante des forces sismiques | $V_{dyn}(KN)$ | $V_{st} (KN)$ | $\frac{V_{dyn}}{V_{st}}$ | Observation  |
|---------------------------------|---------------|---------------|--------------------------|--------------|
| Sens X-X                        | 1802,415      | 2715.29       | 0,663802                 | Non Vérifiée |
| Sens Y-Y                        | 1428,008      | 2676.67       | 0,533502                 | Non Vérifiée |

#### Analyse des résultats :

Le résultat obtenu ne satisfait pas la condition de la résultante sismique a la base donc on doit augmenter les paramètres de réponse.

**Tableau IV.4 :** Les résultats de vérification après augmentation des paramètres du spectre de réponse

| Résultante des forces sismiques | $V_{dyn}(KN)$ | $V_{st}(KN)$ | $\frac{V_{dyn}}{V_{st}}$ | Observation |
|---------------------------------|---------------|--------------|--------------------------|-------------|
| Sens X-X                        | 2173,553      | 2715.29      | 0,80                     | Vérifiée    |
| Sens Y-Y                        | 2142,735      | 2676.67      | 0,80                     | Vérifiée    |

#### IV.2.4 Justification de l'interaction voiles-portiques

##### a) Sous charges verticales :

D'après le RPA99/2003(article 4.a) pour que la structure soit classée en système de contreventement mixte il faut que :

$$\frac{\Sigma F_{portique}}{\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voiles}} \geq 80 \% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\Sigma F_{voile}}{\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voiles}} \leq 20 \% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont obtenus par le logiciel SAP2000v14 sont résumés dans le tableau ci-dessous

**Tableau IV.5 :** justification de l'interaction sous charges verticales

| niveaux                      | Charge reprise (KN) |          | Pourcentage repris (%) |            |
|------------------------------|---------------------|----------|------------------------|------------|
|                              | Portiques           | voiles   | Portiques              | voiles     |
| <b>RDC</b>                   | 29040,221           | 6461,733 | 81,798937              | 18,201063  |
| <b>1<sup>er</sup> étage</b>  | 25403,021           | 6317,339 | 80,084277              | 19,9157229 |
| <b>2<sup>eme</sup> étage</b> | 29438,775           | 5672,375 | 83,844519              | 16,1554805 |
| <b>3<sup>eme</sup> étage</b> | 24877,036           | 5169,135 | 82,796027              | 17,2039725 |
| <b>4<sup>eme</sup> étage</b> | 20701,7             | 4438,118 | 82,34626               | 17,6537396 |
| <b>5<sup>eme</sup> étage</b> | 16444,222           | 3776,57  | 81,323333              | 18,6766671 |
| <b>6<sup>eme</sup> étage</b> | 12510,185           | 2930,162 | 81,022693              | 18,9773067 |
| <b>7<sup>eme</sup> étage</b> | 8552,374            | 2108,166 | 80,224585              | 19,7754148 |
| <b>8<sup>eme</sup> étage</b> | 4484,367            | 1120,215 | 80,012515              | 19,9874852 |

Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages (tous les portiques reprennent plus de 80% des charges verticales).

**b) Sous charges horizontales :**

Pour que la structure soit classée en système de contreventement mixte il faut que :

$$\frac{\Sigma F_{\text{portique}}}{\Sigma F_{\text{portique}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \geq 25 \% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\Sigma F_{\text{voile}}}{\Sigma F_{\text{portique}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \leq 75 \% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont obtenus par le logiciel SAP2000v14 sont résumés dans le tableau ci-dessous

**Tableau IV.6 :** justification de l'interaction sous charges horizontales

| Niveaux                       | Sens X-X            |        |                        |        | Sens Y-Y            |         |                        |        |
|-------------------------------|---------------------|--------|------------------------|--------|---------------------|---------|------------------------|--------|
|                               | Charge reprise (KN) |        | Pourcentage repris (%) |        | Charge reprise (KN) |         | Pourcentage repris (%) |        |
|                               | Portiques           | voiles | Portiques              | voiles | Portiques           | voiles  | Portiques              | voiles |
| <b>RDC</b>                    | 639,921             | 864,49 | 42,53                  | 57,46  | 1089,26             | 1532,84 | 41,54                  | 58,45  |
| <b>1<sup>er</sup> étage</b>   | 499,87              | 727,52 | 40,72                  | 59,27  | 803,706             | 1875,87 | 29,99                  | 70,00  |
| <b>2<sup>eme</sup> étage</b>  | 808,114             | 486,81 | 62,40                  | 37,59  | 1197,17             | 1343,34 | 47,12                  | 52,87  |
| <b>3<sup>eme</sup> étagee</b> | 709,65              | 492,63 | 59,02                  | 40,97  | 1094,43             | 1207,09 | 47,55                  | 52,44  |
| <b>4<sup>eme</sup> étage</b>  | 804,157             | 365,83 | 68,73                  | 31,26  | 1146,75             | 897,958 | 56,08                  | 43,91  |
| <b>5<sup>eme</sup> étage</b>  | 628,60              | 387,40 | 61,86                  | 38,13  | 938,628             | 845,708 | 52,60                  | 47,39  |
| <b>6<sup>eme</sup> étage</b>  | 686,087             | 266,19 | 72,04                  | 27,95  | 945,83              | 565,86  | 62,56                  | 37,43  |
| <b>7<sup>eme</sup> étage</b>  | 467,764             | 275,44 | 62,93                  | 37,06  | 698,541             | 504,768 | 58,05                  | 41,94  |
| <b>8<sup>eme</sup> étage</b>  | 510,553             | 125,44 | 80,27                  | 19,72  | 719,123             | 378,088 | 65,54                  | 34,45  |

Observation :

Après satisfaction de l'interaction voile-portique sous charges horizontales et verticales nous pouvons dire que le système appropriée pour notre bâtiment est un système mixte avec interaction voile-portique ce qui permet de dire que le coefficient de comportement  $R=5$  d'après le tableau (4.3)/RPA99version2003.

#### IV.2.5 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 :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{RPA 99/V2003 (Article 7.1.3.3)}$$

$N_d$ : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

$B_c$ : L'aire brute du poteau.

**Tableau IV.7** : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

| Niveaux                                    | Section (cm <sup>2</sup> ) | N <sub>d</sub> (KN) | B <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> ) | V     | Observation  |
|--------------------------------------------|----------------------------|---------------------|-----------------------------------|-------|--------------|
| Sous-sol et RDC                            | (60*50)                    | 3070.398            | 3000                              | 0.409 | Non vérifier |
| 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage  | (55*45)                    | 2405.595            | 2475                              | 0.388 | Non vérifier |
| 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage | (50*40)                    | 1732.377            | 2000                              | 0.346 | Non vérifier |
| 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage | (45*35)                    | 1139.721            | 1575                              | 0.289 | vérifier     |
| 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage | (40*30)                    | 633.395             | 1200                              | 0.211 | vérifier     |
| Terrasse                                   | (35*30)                    | 249.174             | 1050                              | 0.094 | vérifier     |

Remarque : La condition de l'effort normal réduit dans les poteaux n'est pas satisfaite, donc un changement de section sera effectué.

#### IV.3 Re vérification après modification de la section des poteaux

Les nouvelles sections des poteaux sont comme suite :

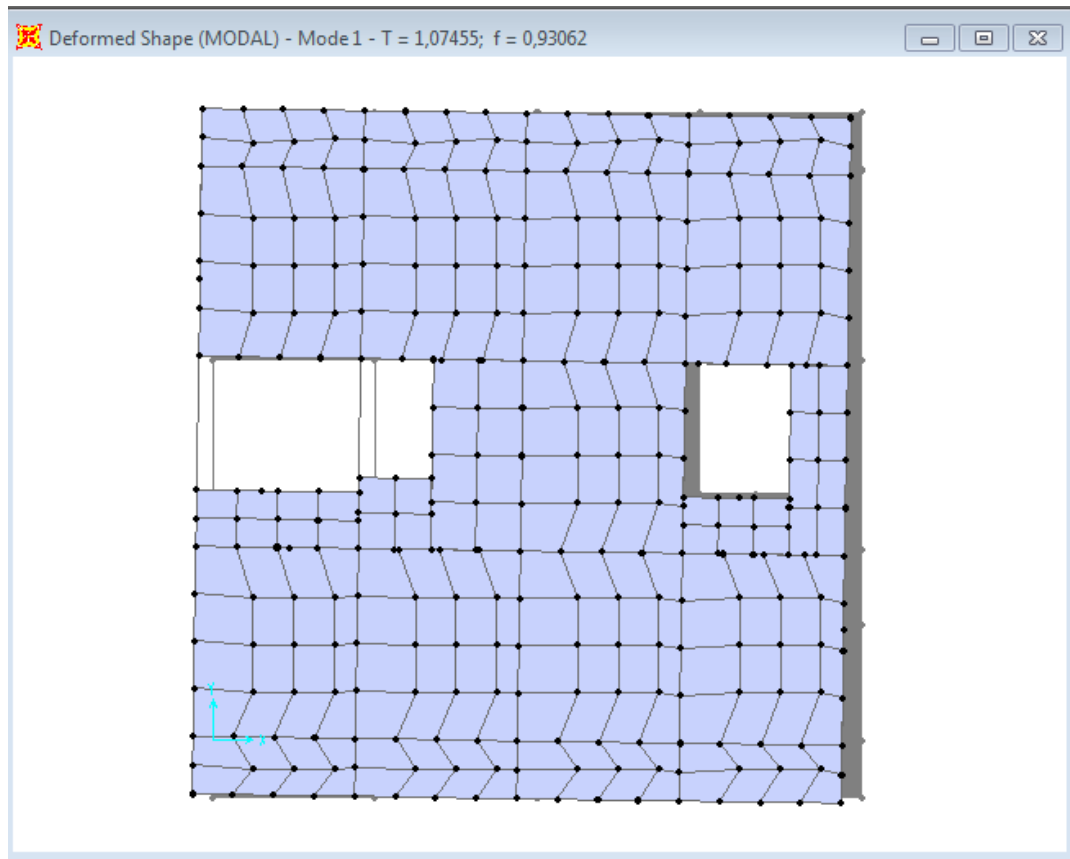
- Poteau du RDC et S-Sol : (70\*60)
- Poteau du 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage : (65\*55)
- Poteau du 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage : (60\*50)
- Poteau du 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage : (55\*45)
- Poteau du 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage : (45\*40)
- Terrasse : (40\*35)

##### • Revérification de l'effort tranchant à la base

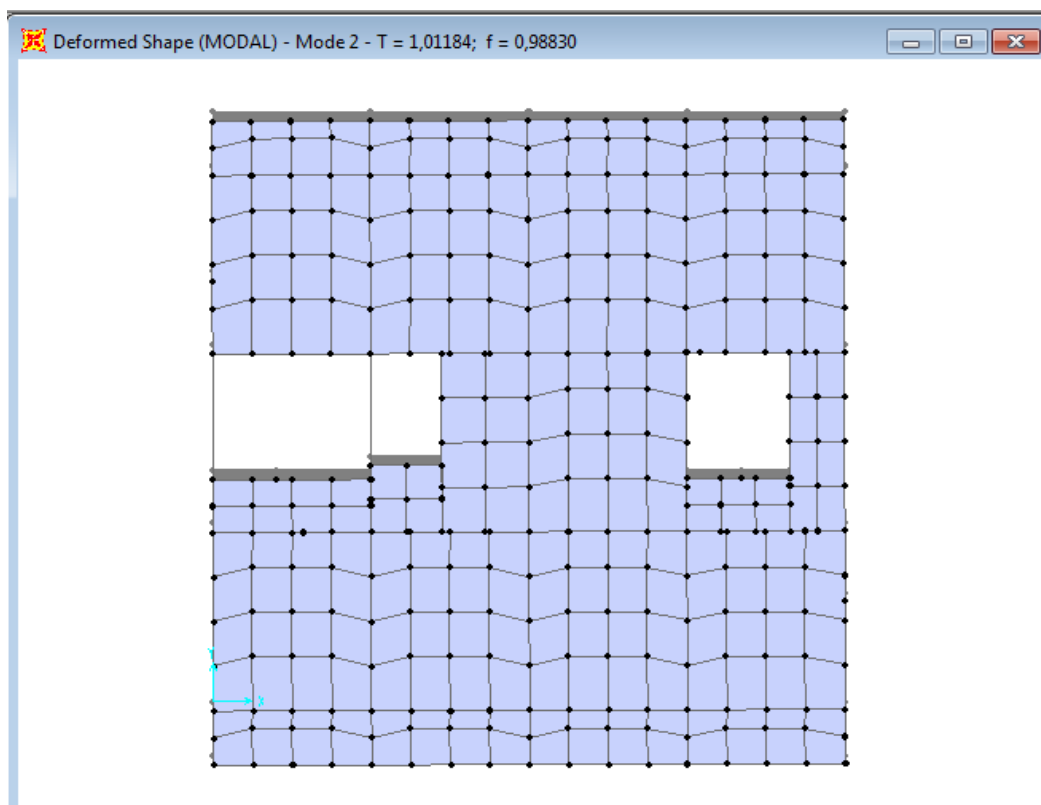
Après avoir augmenté les sections des poteaux, les périodes de vibrations sont :

$$\begin{cases} T_x = 1.074 \text{ s} \\ T_y = 1.011 \text{ s} \end{cases}$$

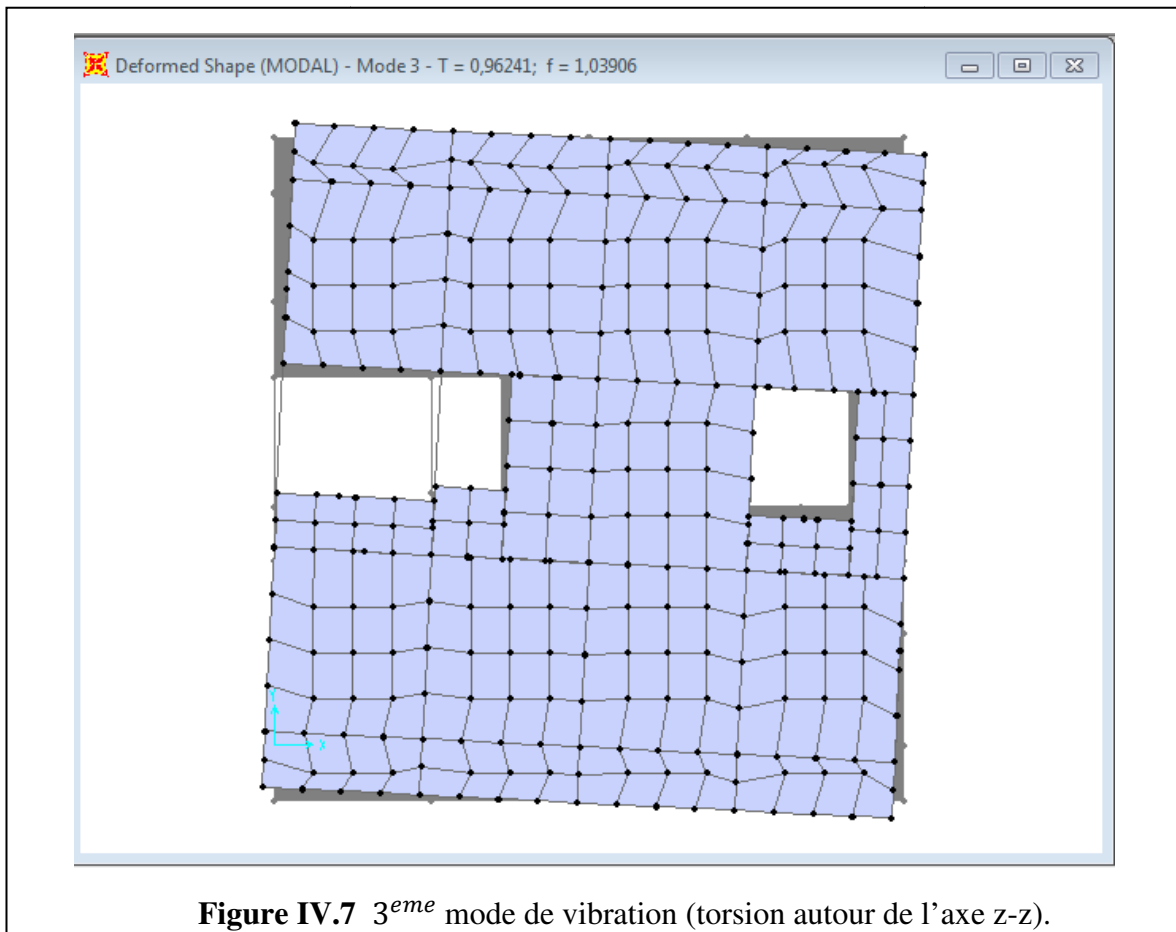
Et les modes de vibrations sont montrés sur les figures suivantes :



**Figure IV.5** 1<sup>er</sup> mode de vibration (Translation selon l'axe x-x)



**Figure IV.6.** 2<sup>eme</sup> mode de vibration (Translation selon l'axe y-y)



Les résultats de vérification de la résultante sismique sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.8 :** Les résultats de vérification de la résultante sismique

| Résultante des forces sismiques | $V_{dyn}(KN)$ | $V_{st} (KN)$ | $\frac{V_{dyn}}{V_{st}}$ | Observation  |
|---------------------------------|---------------|---------------|--------------------------|--------------|
| Sens X-X                        | 2030,961      | 2715.29       | 0,74                     | Non Vérifiée |
| Sens Y-Y                        | 1776,477      | 2676.67       | 0,66                     | Non Vérifiée |

Analyse des résultats :

Le résultat obtenu ne satisfait pas la condition de la résultante sismique donc on doit augmenter les paramètres de réponse.

**Tableau IV.9:** Les résultats de vérification après modification du spectre de réponse

| Résultante des forces sismiques | $V_{dyn}(KN)$ | $V_{st} (KN)$ | $\frac{V_{dyn}}{V_{st}}$ | Observation |
|---------------------------------|---------------|---------------|--------------------------|-------------|
| Sens X-X                        | 2173,811      | 2715.29       | 0,80                     | Vérifiée    |
| Sens Y-Y                        | 2142,287      | 2676.67       | 0,80                     | Vérifiée    |

- **Justification de l'interaction voiles-portiques**

- a) **Sous charges verticales :**

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont obtenus par le logiciel SAP2000v14 sont résumés dans le tableau ci-dessous

**Tableau IV.10 :** Justification de l'interaction sous charges verticales

| Niveaux                      | Charge reprise (KN) |          | Pourcentage repris (%) |        |
|------------------------------|---------------------|----------|------------------------|--------|
|                              | Portiques           | voiles   | Portiques              | voiles |
| <b>RDC</b>                   | 31163,702           | 5557,125 | 84,86                  | 15,13  |
| <b>1<sup>er</sup> étage</b>  | 27542,451           | 5441,049 | 83,50                  | 16,49  |
| <b>2<sup>eme</sup> étage</b> | 31744,246           | 4875,475 | 86,68                  | 13,31  |
| <b>3<sup>eme</sup> étage</b> | 26911,85            | 4429,073 | 85,86                  | 14,13  |
| <b>4<sup>eme</sup> étage</b> | 22418,857           | 3804,542 | 85,49                  | 14,50  |
| <b>5<sup>eme</sup> étage</b> | 17862,399           | 3235,738 | 84,66                  | 15,33  |
| <b>6<sup>eme</sup> étage</b> | 13597,834           | 2517,41  | 84,37                  | 15,62  |
| <b>7<sup>eme</sup> étage</b> | 9318,826            | 1817,795 | 83,67                  | 16,32  |
| <b>8<sup>eme</sup> étage</b> | 4913,407            | 969,675  | 83,51                  | 16,48  |

Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages (tous les portiques reprennent plus de 80% des charges verticales).

- b) **Sous charges horizontales :**

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont obtenus par le logiciel SAP2000v14 sont résumés dans le tableau ci-dessous

**Tableau IV.11:** Justification de l'interaction sous charges horizontales

| niveaux                      | Sens X-X            |         |                        |        | Sens Y-Y            |          |                        |        |
|------------------------------|---------------------|---------|------------------------|--------|---------------------|----------|------------------------|--------|
|                              | Charge reprise (KN) |         | Pourcentage repris (%) |        | Charge reprise (KN) |          | Pourcentage repris (%) |        |
|                              | Portiques           | voiles  | Portiques              | voiles | Portiques           | voiles   | Portiques              | voiles |
| <b>RDC</b>                   | 767,993             | 696,23  | 52,45                  | 47,54  | 1146,687            | 1063,715 | 51,87                  | 48,12  |
| <b>1<sup>er</sup> étage</b>  | 521,87              | 670,915 | 43,75                  | 56,24  | 739,718             | 1575,41  | 31,95                  | 68,04  |
| <b>2<sup>eme</sup> étage</b> | 762,643             | 466,653 | 62,03                  | 37,961 | 1009,322            | 1208,584 | 45,50                  | 54,49  |
| <b>3<sup>eme</sup> étage</b> | 710,256             | 444,638 | 61,49                  | 38,50  | 963,706             | 1041,275 | 48,06                  | 51,93  |
| <b>4<sup>eme</sup> étage</b> | 766,754             | 345,996 | 68,90                  | 31,09  | 970,555             | 806,217  | 54,62                  | 45,37  |
| <b>5<sup>eme</sup> étage</b> | 653,646             | 339,747 | 65,79                  | 34,20  | 835,222             | 709,226  | 54,07                  | 45,92  |
| <b>6<sup>eme</sup> étage</b> | 685,302             | 243,025 | 73,82                  | 26,17  | 809,006             | 495,988  | 61,99                  | 38,00  |
| <b>7<sup>eme</sup> étage</b> | 525,271             | 228,323 | 69,70                  | 30,29  | 636,02              | 392,974  | 61,80                  | 38,19  |
| <b>8<sup>eme</sup> étage</b> | 591,037             | 99,587  | 85,58                  | 14,41  | 657,686             | 338,42   | 66,02                  | 33,97  |

Observation :

L'interaction voile-portique sous charges horizontales et verticales est vérifiée, donc le système appropriée pour notre bâtiment est un système mixte avec interaction voile-portique avec le coefficient de comportement  $R=5$  d'après le tableau (4.3)/RPA99version2003.

- **Vérification de l'effort normal réduit**

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{RPA 99/V2003 (Article 7.1.3.3)}$$

$N_d$ : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

$B_c$ : L'aire brute du poteau.

**Tableau IV.12 :** Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

| Niveaux                                    | Section (cm <sup>2</sup> ) | N <sub>d</sub> (KN) | B <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> ) | V    | Observation |
|--------------------------------------------|----------------------------|---------------------|----------------------------------|------|-------------|
| Sous-sol et RDC                            | (70*60)                    | 3252,848            | 0.42                             | 0,30 | Vérifiée    |
| 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage  | (65*55)                    | 2566,913            | 0.3575                           | 0,28 | Vérifiée    |
| 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage | (60*50)                    | 1865,732            | 0.3                              | 0,24 | Vérifiée    |
| 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage | (55*45)                    | 1233,124            | 0.2475                           | 0,19 | Vérifiée    |
| 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage | (50*40)                    | 677,772             | 0.2                              | 0,13 | Vérifiée    |
| Terrasse                                   | (45*35)                    | 236,366             | 0.1575                           | 0,06 | Vérifiée    |

Remarque : La condition de l'effort normal réduit est satisfaite

- **Vérification vis à vis des déformations**

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99. V2003 (Article 4.4.3)}$$

Avec :

$\delta_{ek}$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

$R = 5$  : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{RPA. V2003 (Formule 4 - 19)}$$

Avec :  $\Delta_k < 1 \% \times h_e$  **RPA99** (Article 5.10)

**Tableau IV.13:** Vérification des déformations suivant X-X

| Niveaux                | Sens X-X           |                 |                     |                 |            |                    |
|------------------------|--------------------|-----------------|---------------------|-----------------|------------|--------------------|
|                        | $\delta_{ek}$ (cm) | $\delta_k$ (cm) | $\delta_{k-1}$ (cm) | $\Delta_k$ (cm) | $h_k$ (cm) | $\Delta_k/h_k$ (%) |
| RDC                    | 0,17               | 0,85            | 0                   | 0,85            | 340        | 0,0025             |
| 1 <sup>er</sup> étage  | 0,43               | 2,15            | 0,85                | 1,3             | 340        | 0,00382353         |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 0,71               | 3,55            | 2,15                | 1,4             | 306        | 0,00457516         |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 1,03               | 5,15            | 3,55                | 1,6             | 306        | 0,00522876         |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 1,36               | 6,8             | 5,15                | 1,65            | 306        | 0,00539216         |
| 5 <sup>ème</sup> étage | 1,69               | 8,45            | 6,8                 | 1,65            | 306        | 0,00539216         |
| 6 <sup>ème</sup> étage | 2,02               | 10,1            | 8,45                | 1,65            | 306        | 0,00539216         |
| 7 <sup>ème</sup> étage | 2,34               | 11,7            | 10,1                | 1,6             | 306        | 0,00522876         |
| 8 <sup>ème</sup> étage | 2,65               | 13,25           | 11,7                | 1,55            | 306        | 0,00506536         |

**Tableau IV.14 : Vérification des déformations suivant Y-Y**

| Niveaux                      | Sens Y-Y           |                 |                     |                 |            |                    |
|------------------------------|--------------------|-----------------|---------------------|-----------------|------------|--------------------|
|                              | $\delta_{ek} (cm)$ | $\delta_k (cm)$ | $\delta_{k-1} (cm)$ | $\Delta_k (cm)$ | $h_k (cm)$ | $\Delta_k/h_k (%)$ |
| <b>RDC</b>                   | 0,21               | 1,05            | 0                   | 1,05            | 340        | 0,00308824         |
| <b>1<sup>er</sup> étage</b>  | 0,52               | 2,6             | 1,05                | 1,55            | 340        | 0,00455882         |
| <b>2<sup>eme</sup> étage</b> | 0,85               | 4,25            | 2,6                 | 1,65            | 306        | 0,00539216         |
| <b>3<sup>eme</sup> étage</b> | 1,19               | 5,95            | 4,25                | 1,7             | 306        | 0,00555556         |
| <b>4<sup>eme</sup> étage</b> | 1,54               | 7,7             | 5,95                | 1,75            | 306        | 0,00571895         |
| <b>5<sup>eme</sup> étage</b> | 1,87               | 9,35            | 7,7                 | 1,65            | 306        | 0,00539216         |
| <b>6<sup>eme</sup> étage</b> | 2,17               | 10,85           | 9,35                | 1,5             | 306        | 0,00490196         |
| <b>7<sup>eme</sup> étage</b> | 2,46               | 12,3            | 10,85               | 1,45            | 306        | 0,00473856         |
| <b>8<sup>eme</sup> étage</b> | 2,71               | 13,55           | 12,3                | 1,25            | 306        | 0,00408497         |

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.

$$\Delta_{k \max} = 1.75 \text{ cm} < 0.01 \times h_e = 0.01 \times 306 = 3.06 \text{ cm}$$

- **Justification vis-à-vis de l'effet  $P - \Delta$**

Les effets du deuxième ordre (ou effet  $P - \Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1 \quad \text{RPA99.V2003 (Article 5.9)}$$

**Tableau IV.15 : Vérification des effets  $P - \Delta$** 

| hauteur                      | $h_k$ (cm) | $P_k$ (KN) | Sens X-X        |            |            | Sens Y-Y        |            |            |
|------------------------------|------------|------------|-----------------|------------|------------|-----------------|------------|------------|
|                              |            |            | $\Delta_k$ (cm) | $V_k$ (KN) | $\theta_k$ | $\Delta_k$ (cm) | $V_k$ (KN) | $\theta_k$ |
| <b>RDC</b>                   | 340        | 4983,932   | 0,85            | 1227,403   | 0,01015138 | 1,05            | 2315,128   | 0,00664825 |
| <b>1<sup>er</sup> étage</b>  | 340        | 4774,025   | 1,3             | 1294,926   | 0,01409627 | 1,55            | 2217,906   | 0,00981283 |
| <b>2<sup>eme</sup> étage</b> | 306        | 4618,607   | 1,4             | 1202,287   | 0,01757557 | 1,65            | 2004,981   | 0,01242119 |
| <b>3<sup>eme</sup> étage</b> | 306        | 4625,172   | 1,6             | 1169,995   | 0,02067009 | 1,7             | 1776,772   | 0,01446184 |
| <b>4<sup>eme</sup> étage</b> | 306        | 4488,743   | 1,65            | 1016,008   | 0,02382265 | 1,75            | 1544,448   | 0,01662142 |
| <b>5<sup>eme</sup> étage</b> | 306        | 4485,301   | 1,65            | 952,277    | 0,02539749 | 1,65            | 1304,994   | 0,01853299 |
| <b>6<sup>eme</sup> étage</b> | 306        | 4520,127   | 1,65            | 743,211    | 0,0327945  | 1,5             | 1028,994   | 0,02153315 |
| <b>7<sup>eme</sup> étage</b> | 306        | 3800,129   | 1,6             | 635,998    | 0,03124217 | 1,45            | 996,106    | 0,01807754 |
| <b>8<sup>eme</sup> étage</b> | 306        | 1539,277   | 1,55            | 304,381    | 0,02561589 | 1,25            | 271,473    | 0,02316214 |

Analyse des résultats :

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que la condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite pour la plus part des étage, d'où les effets du second ordre peuvent être négligés.

**IV.4 Conclusion**

Après plusieurs essais de disposition de voiles et augmentation des dimensions des poteaux par rapport au 1<sup>er</sup> pré dimensionnement on a pu satisfaire les conditions exigées par le RPA99/version2003 (interaction voile-portique ; effort normal réduit ; effort tranchant...etc.), ce qui nous permet de passer calcul des éléments structuraux et de conclure ce chapitre.

---

# **Chapitre V :**

## **Etude des éléments principaux**

---

## V.1 Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

## V.2 Etude des poteaux

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

Leurs ferraillements se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

$$\text{RPA99 (Article 5.2)} \left\{ \begin{array}{l} 1) 1.35G + 1.5Q \\ 2) G + Q \\ 3) G + Q \pm E \\ 4) 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

- l'effort normal maximal  $N_{max}$  et le moment correspondant  $M_{corr}$
- l'effort normal minimal  $N_{min}$  et le moment correspondant  $M_{corr}$
- le moment maximum  $M_{max}$  et l'effort normal correspondant  $N_{corr}$

### Remarque :

Le ferraillement peut être tiré directement du logiciel SAP2000 V14 en utilisant la commande « START design/check of structure ».

### V.2.1 Recommandations du RPA99/V2003 :

#### a) Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal :  $A_{min} = 0.8 \%$  de la section du béton → en zone II.
- Leur pourcentage maximal :
  - $A_{max} = 4 \%$  De la section du béton → en zone courante.
  - $A_{max} = 6 \%$  De la section du béton → en zone de recouvrement.
- $\phi_{min} \geq 12 m$  (Diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \phi$  en zone II.

- L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- Les jonctions de recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

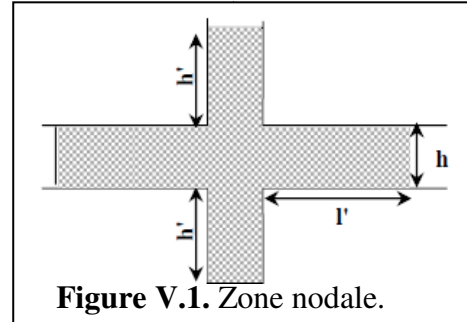
Les longueurs à prendre en compte(en zone nodale) pour chaque barre sont données dans la figure V.I

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right)$$

$$l' = 2h$$

$h_e$  : La hauteur d'étage

$b_1, h_1$  : 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 des poteaux | $B(\text{cm}^2)$ | $A_{min}(\text{cm}^2)$ | $A_{max}(\text{cm}^2)$ |                      |
|--------------------------------------------|---------------------|------------------|------------------------|------------------------|----------------------|
|                                            |                     |                  |                        | Zone courante          | Zone de recouvrement |
| Sous-sol, RDC                              | $70 \times 60$      | 4200             | 33.6                   | 168                    | 252                  |
| 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage  | $65 \times 55$      | 3575             | 28.6                   | 143                    | 214.5                |
| 3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage | $60 \times 50$      | 3000             | 24                     | 120                    | 180                  |
| 5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage | $55 \times 45$      | 2475             | 19.8                   | 99                     | 148.5                |
| 7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup> étage  | $50 \times 40$      | 2000             | 16                     | 80                     | 120                  |
| Terrasse                                   | $45 \times 40$      | 1800             | 14.4                   | 72                     | 108                  |

**b) Les armatures transversales :**

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad \text{RPA99/Version 2003 (formule 7.1)}$$

Avec :  $V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à :

$\rho_a = 2,5$  si  $\lambda_g \geq 5$  (l'élancement géométrique)

$\rho_a = 3.75$  si  $\lambda_g < 5$

Avec :  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ou  $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$  (a et b : section du poteau)

t : L'espacement des armatures transversales :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_l^{min}, 15\text{cm})$  .....en zone II
  - Dans la zone courante :  $t \leq 15 \phi_l$  .....en zone II
- Avec :  $\phi_l$  le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{t \times b_1}$  en %
 
$$\begin{cases} 0.003 \times t \times b_1 & \text{si } \lambda_g > 5 ; \\ 0.008 \times t \times b_1 & \text{si } \lambda_g \leq 3 ; \\ \text{interpoler les valeurs} & \text{si } 5 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \phi_t$  (au minimum).

### V.2.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux.**

| Niveau                                     | $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ |             | $M_{max} \rightarrow N_{corr}$ |           | $N_{min} \rightarrow M_{corr}$ |             | $V \text{ (KN)}$ |
|--------------------------------------------|--------------------------------|-------------|--------------------------------|-----------|--------------------------------|-------------|------------------|
|                                            | N<br>(KN)                      | M<br>(KN.m) | M<br>(KN.m)                    | N<br>(KN) | N<br>(KN)                      | M<br>(KN.m) |                  |
| Sous-sol, RDC                              | 3937.337                       | -15.175     | -200.877                       | -1302.01  | 793.455                        | 228.324     | -163.798         |
| 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage  | 3156.893                       | 3.214       | 158.429                        | -1512.21  | 57.113                         | 66.727      | 184.305          |
| 3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage | 2345.055                       | -9.561      | 165.455                        | -729.81   | 68.272                         | 7.206       | 106.469          |
| 5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage | 1584.015                       | 11.582      | 159.585                        | -523.285  | 27.745                         | 38.687      | 101.414          |
| 7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup> étage  | -838.645                       | -12.200     | 138.282                        | -283.889  | 10.12                          | 38.761      | 87.948           |
| Terrasse                                   | -305.902                       | 78.725      | 89.516                         | -44.852   | 3.187                          | 12.860      | 54.884           |

### V.2.3 Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fait dans les deux plans et selon la combinaison la plus défavorable, Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.3** : Ferrailage longitudinales des poteaux.

| Niveau                                     | Sections | $A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )<br>Sap2000 | $A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) |
|--------------------------------------------|----------|------------------------------|-----------------------------------------|-------------------------------|
| Sous-sol, RDC                              | 70 × 60  | 33.6                         | 16.98                                   | 4HA20+8HA16+4HA14=34.8        |
| 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage  | 65 × 55  | 28.6                         | 13.61                                   | 4HA20+12HA14=31.04            |
| 3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage | 60 × 50  | 24                           | 10.11                                   | 4HA16+12HA14=26.52            |
| 5 <sup>me</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage  | 55 × 45  | 19.8                         | 7.42                                    | 4HA16+12HA12=21.60            |
| 7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup> étage  | 50 × 40  | 16                           | 8.51                                    | 16HA12=18.08                  |
| Terrasse                                   | 45 × 40  | 14.4                         | 14.82                                   | 16HA12=18.08                  |

**V.2.4 Armatures transversales :**

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.4** : Ferrailage transversales des poteaux.

| Sections (cm <sup>2</sup> ) | $\Phi_1^{min}$ cm | $V_u$ (KN) | $l_r$ cm | $\lambda_g$ cm | $l_f$ cm | $S_t$ zone nodale | $S_t$ zone courante | $A_t^{c \sim lc}$ (cm <sup>2</sup> ) | Amin (cm <sup>2</sup> ) | $A_t^{adopt}$ (cm <sup>2</sup> ) |
|-----------------------------|-------------------|------------|----------|----------------|----------|-------------------|---------------------|--------------------------------------|-------------------------|----------------------------------|
| 70 × 60                     | 1.4               | 163.798    | 80       | 3.89           | 233.8    | 10                | 15                  | 3.29                                 | 2                       | 8HA8=4.02                        |
| 65 × 55                     | 1.4               | 184.305    | 80       | 3.81           | 210      | 10                | 15                  | 3.98                                 | 3.28                    | 8HA8=4.02                        |
| 60 × 50                     | 1.4               | 106.469    | 64       | 4.20           | 210      | 10                | 15                  | 2.49                                 | 2.5                     | 6HA8=3.01                        |
| 55 × 45                     | 1.2               | 101.414    | 64       | 4.13           | 186.2    | 10                | 15                  | 2.59                                 | 2.32                    | 6HA8=3.01                        |
| 50 × 40                     | 1.2               | 87.948     | 64       | 4.65           | 186.2    | 10                | 15                  | 1.76                                 | 1.55                    | 6HA8=3.01                        |
| 45 × 40                     | 1.2               | 54.884     | 64       | 4.65           | 186.2    | 10                | 15                  | 1.71                                 | 1.55                    | 6HA8=3.01                        |

Conformément au RPA99 version 2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} \quad \text{Dans notre cas : } \phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

**V.2.5 Vérifications :**

- **Vérification au flambement (effort normal ultime) :**

Selon le BAEL99(Art4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement. L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. On doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq N_{max} \quad \text{CBA 93 (Article B.8.4.1)}$$

$B_r$  : Section réduite du béton

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$l_f$  : Longueur de flambement

$N_{max}$  : Effort normal maximal sollicitant la section du poteau considéré

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élancement  $\lambda$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \dots \dots \dots Si \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 & \dots \dots \dots Si \lambda > 50 \end{cases}$$

Telle que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$ ;  $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$ ; Avec  $i$  : rayon de giration

Cas d'une section rectangulaire  $I = \frac{bh^3}{12}$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.5** : vérification du flambement des poteaux.

| Niveau                                        | Sections<br>cm <sup>2</sup> | $l_0$<br>(m) | $l_f$ (m) | $i$<br>(m) | $\lambda$ | $\alpha$ | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $B_r$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $N_u$<br>(MN) | $N_{max}$<br>(MN) |
|-----------------------------------------------|-----------------------------|--------------|-----------|------------|-----------|----------|-----------------------------|-----------------------------|---------------|-------------------|
| Sous-sol,<br>RDC                              | 70 × 60                     | 3.34         | 2.34      | 0.20       | 11.5      | 0.832    | 34.8                        | 3944                        | 7.08          | 3.25              |
| 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup><br>étage  | 65 × 55                     | 3            | 2.1       | 0.18       | 11.66     | 0.831    | 31.04                       | 3339                        | 6.03          | 2.56              |
| 3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup><br>étage | 60 × 50                     | 2.66         | 1.86      | 0.17       | 10.94     | 0.833    | 26.52                       | 2784                        | 5.06          | 1.86              |
| 5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup><br>étage | 55 × 45                     | 2.66         | 1.86      | 0.15       | 12.4      | 0.829    | 21.60                       | 2279                        | 4.12          | 1.23              |
| 7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup><br>étage | 50 × 40                     | 2.66         | 1.86      | 0.14       | 13.28     | 0.826    | 18.08                       | 1824                        | 3.30          | 0.67              |
| Terrasse                                      | 45 × 40                     | 2.66         | 1.86      | 0.13       | 14.30     | 0.822    | 18.08                       | 1634                        | 3             | 0.23              |

Du tableau ci-dessus ;  $N_{max} < N_u$  donc pas de risque de flambement

#### • Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est nuisible, la vérification se fera pour la contrainte de compression du béton et la contrainte limite de l'acier dans les poteaux les plus sollicités à chaque niveau, pour cela nous avons procédé comme suit :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{gg}} \times v \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{gg}} \times v' \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \end{cases}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_s = 15 \left[ \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{gg}} (v - d') \right] \leq \overline{\sigma}_s \\ \sigma_s = 15 \left[ \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{gg}} (d - v') \right] \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$$

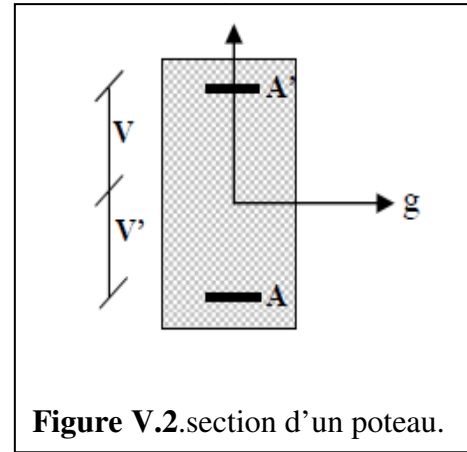


Figure V.2.section d'un poteau.

Fissuration préjudiciable :  $\overline{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right) [\text{MPa}]$ .

$$\overline{\sigma}_s = \min(266.66; 695.70) \text{ MPa}$$

Pour la vérification de la contrainte limite de l'acier on vérifie l'une des deux

$$S = b \times h + 15(A + A')$$

$$I_{gF} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15 A' (V - d')^2 + 15 A (d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{b \times h + 15(A' + A)} ; V' = h - V$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.6 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.**

| Niveau                                     | Sections<br>cm <sup>2</sup> | A<br>cm <sup>2</sup> | d<br>cm | V<br>cm | V'<br>cm | M <sub>Gser</sub><br>KN.m | N <sub>ser</sub><br>KN.m | I <sub>gg</sub><br>m <sup>4</sup> | σ <sub>b1</sub> | σ <sub>b2</sub> | σ <sub>s</sub> |
|--------------------------------------------|-----------------------------|----------------------|---------|---------|----------|---------------------------|--------------------------|-----------------------------------|-----------------|-----------------|----------------|
| Sous-sol et RDC                            | 70 × 60                     | 34.8                 | 67      | 38.53   | 31.47    | 192.66                    | 2853.55                  | 0.022                             | 9.42            | 3.28            | 137.31         |
| 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage  | 65 × 55                     | 31.04                | 62      | 35.89   | 29.11    | 127.50                    | 2293.84                  | 0.018                             | 8.21            | 3.61            | 120.1          |
| 3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage | 60 × 50                     | 26.52                | 57      | 33.16   | 26.84    | 107.42                    | 1705.15                  | 0.013                             | 7.75            | 2.8             | 112.65         |
| 5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage | 55 × 45                     | 21.60                | 52      | 30.33   | 24.67    | 92.59                     | 1151.58                  | 0.009                             | 7.23            | 1.57            | 103.89         |
| 7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup> Etage | 50 × 40                     | 18.08                | 47      | 27.62   | 22.38    | 75.65                     | 616.50                   | 0.0053                            | 6.65            | -0.48           | 93.42          |
| Terrasse                                   | 45 × 40                     | 18.08                | 42      | 25.05   | 19.95    | 70.16                     | 224.27                   | 0.0039                            | 5.59            | -2.50           | 75.74          |

Du tableau ci- dessus on remarque que  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$  et  $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$  donc les deux conditions sont vérifiées.

- **Vérification aux sollicitations tangentielles :**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau}_{bu}$$

$$\text{Telle que : } \overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article 7.4.3.2)}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau V.7 : Vérification des contraintes tangentielles dans les poteaux.**

| Niveau                                     | B<br>(cm <sup>2</sup> ) | $l_f$<br>(m) | $\lambda_g$ | $\rho_g$ | d<br>(cm) | $V_U$<br>(KN) | $\tau_{bu}$<br>(Mpa) | $\overline{\tau_{bu}}$<br>(Mpa) |
|--------------------------------------------|-------------------------|--------------|-------------|----------|-----------|---------------|----------------------|---------------------------------|
| Sous-sol et RDC                            | 70 × 60                 | 2.34         | 3.89        | 0.04     | 67        | 163.798       | 0.4                  | 1                               |
| 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage  | 65 × 55                 | 2.1          | 3.81        | 0.04     | 62        | 184.305       | 0.54                 | 1                               |
| 3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage | 60 × 50                 | 1.86         | 4.20        | 0.04     | 57        | 106.469       | 0.37                 | 1                               |
| 5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage | 55 × 45                 | 1.86         | 4.13        | 0.04     | 52        | 101.414       | 0.43                 | 1                               |
| 7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup> étage | 50 × 40                 | 1.86         | 4.65        | 0.04     | 47        | 87.948        | 0.46                 | 1                               |
| Terrasse                                   | 45 × 40                 | 1.86         | 4.65        | 0.04     | 42        | 54.884        | 0.32                 | 1                               |

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le **RPA99/2003** sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

- **Vérification de l'effort normal réduit :**

$$V = \frac{N_D}{(b \times h) \times f_{c28}} \leq 0.3$$

La condition est vérifiée (voir chapitre IV tableau IV.2)

### V.2.6 Dispositions constructives :

- Longueur des crochets :

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 0.8 = 8 \text{ cm}$$

- Longueur de recouvrement :

$$L_r \geq 40 \times \phi$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm. On adopt: } L_r = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm. On adopt: } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm. On adopt: } L_r = 50 \text{ cm}$$

### V.2.7 Détermination de la zone nodale critique :

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

La longueur à prendre pour chaque barre est donnée comme suit :

$$h' = \min\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \text{ cm}\right), l' = 2h$$

$h$  : Hauteur de la poutre principale ( $h=40 \text{ cm}$ )

$h_e$  : Hauteur de chaque niveau

$$\text{S.solel RDC: } \begin{cases} h' = 70 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

$$1^{\text{er}} \text{ et } 2^{\text{ème}} \text{ étage: } \begin{cases} h' = 65 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

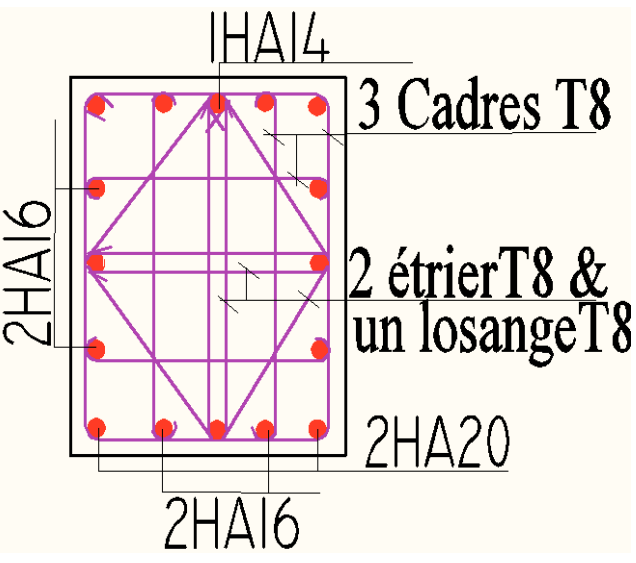
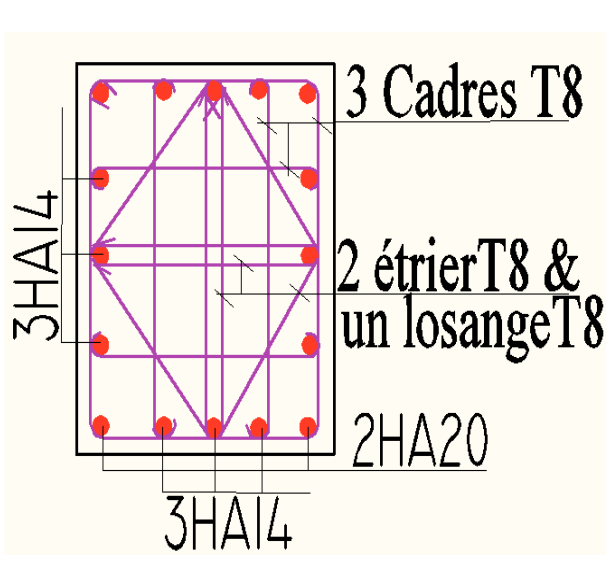
$$3^{\text{ème}} \text{ et } 4^{\text{ème}} \text{ étage: } \begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

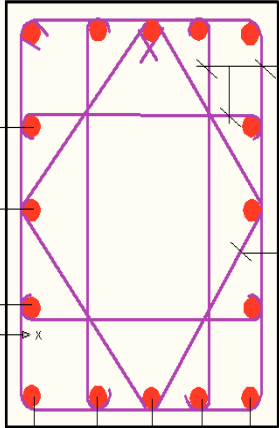
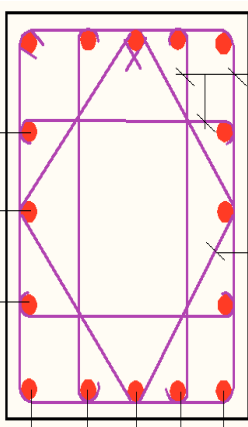
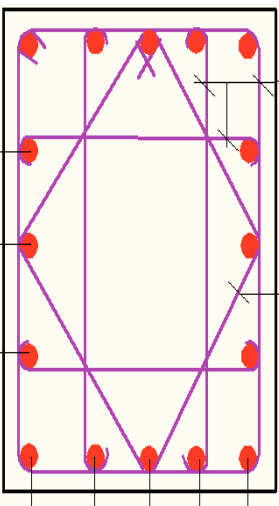
$$5^{\text{ème}} \text{ et } 6^{\text{ème}} \text{ étage: } \begin{cases} h' = 55 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

$$7^{\text{ème}} \text{ et } 8^{\text{ème}} \text{ étage et terrasse: } \begin{cases} h' = 50 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

### V.2.8 Schémas de ferrailage :

**Tableau V.8** : Schémas de ferrailage des poteaux de chaque niveau.

| Sous-sol et RDC (70*60)                                                             | 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage (65*55)                                    |
|-------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|
|  |  |

| 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage (60*50)                                                                                                   | 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage (55*45)                                                                                                   |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|  <p>3 Cadres T8</p> <p>un losange T8</p> <p>2HA16</p> <p>3HA14</p>  |  <p>3 Cadres T8</p> <p>un losange T8</p> <p>2HA16</p> <p>3HA12</p> |
| 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage (50 * 40) , Terrasse (45*40)                                                                              |                                                                                                                                                      |
|  <p>3 Cadres T8</p> <p>un losange T8</p> <p>5HA12</p> <p>3HA12</p> |                                                                                                                                                      |

### V.3 Etude des poutres

L'étude des poutres sera menée en tenant compte des efforts internes (donnés par le SAP2000), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons du RPA99 (version 2003) et du BAEL91 qui sont :

$$\text{RPA99} - \text{2003 (Art 7.5.1)} \left\{ \begin{array}{l} 1) 1.35G + 1.5Q \\ 2) G + Q \\ 3) G + Q \pm E \\ 4) 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants. Il y a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (30×40), disposées selon l'axe y-y.
- poutres secondaires (30×35), disposées selon l'axe x-x.

#### V.3.1 Recommandations du RPA99/vrsson2003

##### a) Armatures longitudinales : RPA99-2003(Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante,
  - 6% en zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
  - 40  $\varnothing$  en zone II
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux doit être effectué avec des coudes à 90°.

##### b) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b_0$$

Avec  $b_0$  : La largeur de la poutre

$S_t$  : Espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\varnothing_l^{min} \right) \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale}$$

Avec  $h$  : Hauteur de la poutre

$\phi_l^{min}$ : Valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### V.3.2 Calcul du ferrailage :

Les sollicitations maximales dans les poutres sont déduites de la modélisation par SAP2000.

Les résultats de ferrailage de toutes les poutres sont résumés dans le tableau ci-dessous

Les armatures longitudinales:

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA

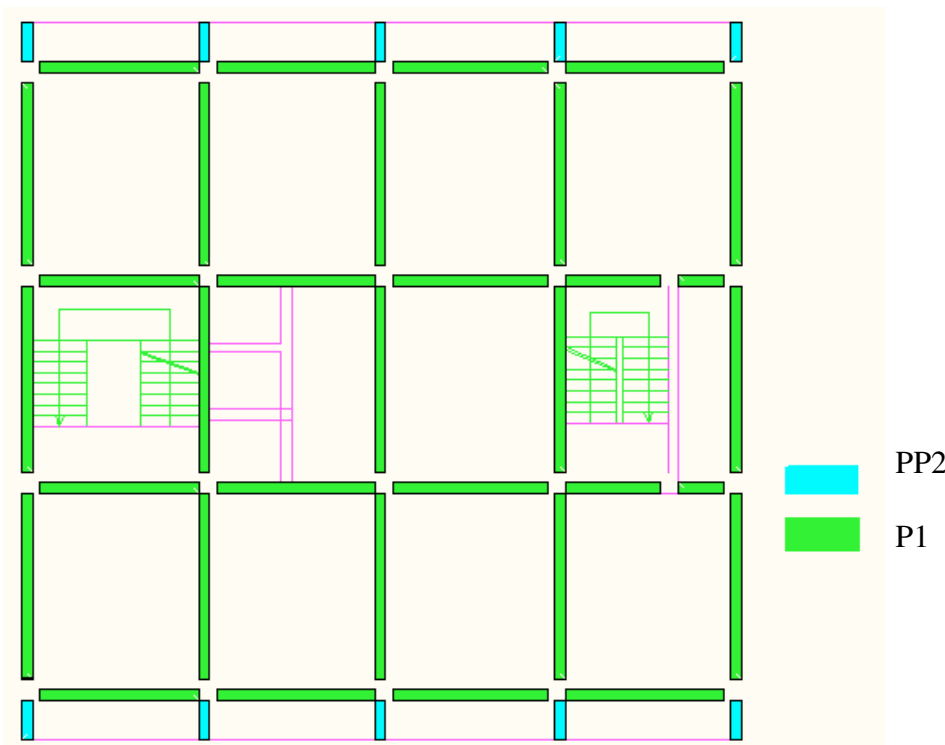


Tableau V.9 : Le ferrailage des poutres (P1).

| Etage                                                                    | Type              | Section (cm <sup>2</sup> ) | localisation | M (KN.m) | $A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{adopter}$ (cm <sup>2</sup> ) |
|--------------------------------------------------------------------------|-------------------|----------------------------|--------------|----------|-----------------------------------|------------------------------|----------------------------------|
| RDC ,<br>2 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup><br>et 1 <sup>er</sup> étage | Poutre principale | 30*40                      | Travée       | 77.61    | 6.29                              | 6                            | 6HA12=6.78                       |
|                                                                          |                   |                            | Appuis       | 152.5    | 13.5                              |                              | 4HA16+4HA14=14.20                |
|                                                                          | Poutre secondaire | 30*35                      | Travée       | 53.45    | 5.13                              | 5.25                         | 2HA16+1HA14=5.56                 |
|                                                                          |                   |                            | Appuis       | 84.24    | 8.48                              |                              | 3HA16+2HA14=9.11                 |
| 1 <sup>er</sup> étage<br>salle de<br>conférence                          | Poutre principale | 30*40                      | Travée       | 87.33    | 7.15                              | 6                            | 4HA14+2HA12=8.42                 |
|                                                                          |                   |                            | Appuis       | 179.26   | 17.16                             |                              | 2HA20+6HA16=18.34                |
|                                                                          | Poutre secondaire | 30*35                      | Travée       | 46.66    | 4.37                              | 5.25                         | 3HA16=6.03                       |
|                                                                          |                   |                            | Appuis       | 61.85    | 6.01                              |                              | 3HA16=6.03                       |

|                                            |                   |       |        |        |       |      |                   |
|--------------------------------------------|-------------------|-------|--------|--------|-------|------|-------------------|
| 3 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage | Poutre principale | 30*40 | Travée | 66.55  | 5.33  | 6    | 6HA12=6.78        |
|                                            |                   |       | Appuis | 139.44 | 12.13 |      | 4HA16+4HA12=12.56 |
|                                            | Poutre secondaire | 30*35 | Travée | 75.24  | 5.22  | 5.25 | 3HA16=6.03        |
|                                            |                   |       | Appuis | 84.54  | 8.52  |      | 3HA16+2HA14=9.11  |
| Terrasse accessible                        | Poutre principale | 30*40 | Travée | 64.14  | 5.13  | 6    | 6HA12=6.78        |
|                                            |                   |       | Appuis | 117.28 | 9.92  |      | 4HA16+2HA12=10.30 |
|                                            | Poutre secondaire | 30*35 | Travée | 46.53  | 4.42  | 5.25 | 3HA16=6.03        |
|                                            |                   |       | Appuis | 75.17  | 7.45  |      | 3HA16+2HA12=8.29  |
| Terrasse inaccessible                      | Poutre principale | 30*40 | Travée | 58.30  | 4.64  | 6    | 6HA12=6.78        |
|                                            |                   |       | Appuis | 113.66 | 9.58  |      | 4HA16+2HA12=10.30 |
|                                            | Poutre secondaire | 30*35 | Travée | 55.56  | 5.35  | 5.25 | 3HA16=6.03        |
|                                            |                   |       | Appuis | 71.66  | 7.07  |      | 3HA16+2HA12=8.29  |

**Remarque :** d'après l'article 7.5.2.1 du RPA, le ferrailage des poutres secondaires au niveau des appuis doit être symétrique.

**Tableau V.10 :** Le ferrailage des poutres (P2).

| Etage                                      | Type | Section (cm <sup>2</sup> ) | localisation | A <sub>calculer</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|--------------------------------------------|------|----------------------------|--------------|------------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------------|
| 1 <sup>er</sup> étage                      | PP   | 30*40                      | Travée       | 1.66                                     | 6                                   | 6HA12=6.78                              |
|                                            |      |                            | Appuis       | 18.20                                    |                                     | 2HA20+6HA16=18.34                       |
| 2 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage | PP   | 30*40                      | Travée       | 1.66                                     | 6                                   | 6HA12=6.78                              |
|                                            |      |                            | Appuis       | 15.53                                    |                                     | 8HA16=16.08                             |
| 3 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage | PP   | 30*40                      | Travée       | 1.66                                     | 6                                   | 6HA12=6.78                              |
|                                            |      |                            | Appuis       | 14.41                                    |                                     | 6HA16+2HA14=15.14                       |
| Terrasse accessible                        | PP   | 30*40                      | Travée       | 1.66                                     | 6                                   | 6HA12=6.78                              |
|                                            |      |                            | Appuis       | 10.23                                    |                                     | 4HA16+2HA12=10.30                       |

**a) Les armatures transversales :**

- Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\emptyset \leq \min \left( \frac{h}{35}, \emptyset_{\min}, \frac{b_0}{10} \right) \quad \text{BAEL 91 (article 3.2.1)}$$

- Poutres principales :

$$\emptyset \leq \min \left( \frac{40}{35}, 1.2, \frac{30}{10} \right) = \min (1.14, 1.2, 3)$$

$$\emptyset_t \leq 11.4 \text{ mm} \text{ doc on adopte un cadre et deux étrier de HA8 } A_t = 6HA8 = 3.01\text{cm}^2$$

- Poutres secondaires :

$$\emptyset \leq \min \left( \frac{35}{35}, 1.2, \frac{30}{10} \right) = \min (1, 1.2, 3)$$

$$\emptyset \leq 10 \text{ mm} \text{ Donc on adopte un cadre et un étrier HA8 } A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$$

- **L'espace des armatures transversales** : selon le RPA99/2003

**En zone nodale** :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_{lmin}, 30cm\right)$

• Poutres principales :

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1.2, 30cm\right) = \min(10, 14.4, 30cm) \text{ On adopte : } S_t = 10 \text{ cm}$$

• Poutres secondaires :

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.2, 30cm\right) = \min(8.75, 14.4, 30cm) \text{ On adopte : } S_t = 10 \text{ cm}$$

**En zone courante** :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

• Poutres principales :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

• Poutres secondaires :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

### V.3.3 Vérification

a) **Vérification du pourcentage des armatures longitudinales selon le RPA 99 :**

**En zone courante**

Poutres principales :

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{cal} \rightarrow \text{Verifier}$$

Poutres secondaires :

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 > A_{cal} \rightarrow \text{Verifier}$$

**En zone de recouvrement**

Poutres principales :

$$A_{max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{cal} \rightarrow \text{Verifier}$$

Poutres secondaires :

$$A_{max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 > A_{cal} \rightarrow \text{Verifier}$$

**La longueur minimale des recouvrements est :**

$$\phi = 20 \text{ mm} : L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \quad \text{soit : } L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} : L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \quad \text{soit : } L_r = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} : L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \quad \text{soit : } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} : L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \quad \text{soit : } L_r = 50 \text{ cm}$$

**a) Vérifications à l'ELU :**

- Condition de non fragilité :**

Poutres principales:  $A > A_{min} = 0.23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400}$

$A_{adopt} = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.34 \text{ cm}^2$  Donc la condition est vérifiée

Poutres secondaires:  $A > A_{min} = 0.23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400}$

$A_{adopt} = 5.56 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.19 \text{ cm}^2$  Donc la condition est vérifiée

- Contraintes tangentielles :**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{ct28} ; 5 \text{ MPa}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H. III. 1)}$$

**Tableau V.11 :** Vérification des contraintes tangentielles.

| Poutres     | $V_u$ (MN) | $\tau_u$ (MPa) | $\bar{\tau}$ (MPa) | Observation |
|-------------|------------|----------------|--------------------|-------------|
| Principales | 191.08     | 1.72           | 3.33               | Vérifiée    |
| Secondaires | 67.67      | 0.70           | 3.33               | Vérifiée    |

$\tau_u < \bar{\tau}$  La condition est vérifiée Pas de risque de cisaillement.

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

Appuis de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

Appuis intermediaires :  $A_l > \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left[ V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right]$

**Poutre principale :**

Appuis intermediaires :  $A_l > \frac{1.15}{f_e} \times \left[ V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right]$

$A_l > \frac{1.15}{400} \times \left[ 191.08 \times 10^3 - \frac{179.26 \times 10^6}{0.9 \times 370} \right] = -9.98 \text{ cm}^2$

Appuis de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{191.08 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 5.49 \text{ cm}^2$

La condition est vérifiée.

**Poutre secondaire :**

Appuis intermediaires :  $A_l > \frac{1.15}{f_e} \times \left[ V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right]$

$A_l > \frac{1.15}{400} \times \left[ 67.67 \times 10^3 - \frac{84.54 \times 10^6}{0.9 \times 320} \right] = -6.49 \text{ cm}^2$

Appuis de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{67.67 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 1.94 \text{ cm}^2$

La condition est vérifiée.

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \times \left[ V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] < 0 \quad \text{Aucune vérification en ce qui concerne les armatures}$$

longitudinales à l'effort tranchant

### b) Vérification à l'ELS

**Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.12 :** Résultats de vérification des contraintes dans le béton.

| Poutres     | Localisation | $M_{ser}$<br>(KN.m) | $I$<br>(cm <sup>4</sup> ) | $y$<br>(cm) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\overline{\sigma_{bc}}$<br>(MPa) | Obs      |
|-------------|--------------|---------------------|---------------------------|-------------|------------------------|-----------------------------------|----------|
| Principales | Appuis       | 127.52              | $1.57 \cdot 10^5$         | 18.44       | 14.93                  | 15                                | vérifiée |
|             | Travée       | 62.03               | $9.42 \cdot 10^4$         | 13.93       | 9.17                   | 15                                | vérifiée |
| Secondaires | Appuis       | 75.80               | $7.13 \cdot 10^4$         | 13.11       | 13.94                  | 15                                | vérifiée |
|             | Travée       | 44.13               | $5.31 \cdot 10^4$         | 11.19       | 9.29                   | 15                                | vérifiée |

### • Vérification de la limite de déformation :

D'après le BAEL 91 et le CBA 93, la vérification de la flèche est inutile si :

$$1) \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$3) \frac{A_t}{b_0 \times d} > \frac{4.2}{f_e}$$

**Poutre principale :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{40}{575} = 0.069 > \frac{1}{16} = 0.062; \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$g_0 = 25 \times 0.4 \times 0.3 = 3 \text{ KN/m}$$

$$Q_0 = 4 \times 0.3 = 1.2 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 5.99 + 4 = 9.99 \text{ KN/m}$$

$$q_t = 9.99 \times 4.9 + 3 + 1.2 = 53.15 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{53.15 \times 5.75^2}{8} = 219.66$$

$$\frac{40}{575} = 0.069 > \frac{62.03}{10 \times 219.66} = 0.028 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{18.34}{30 \times 37} = 0.016 > \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Poutre secondaire :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{35}{490} = 0.071 > \frac{1}{16} = 0.062; \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$g_0 = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.625 \text{ KN/m}$$

$$q_s = (5.99 + 4)0.65 + 2.625 = 9.11 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{9.11 \times 4.9^2}{8} = 27.36 \text{ KN.m}$$

$$\frac{35}{490} = 0.071 > \frac{44.13}{10 \times 27.36} = 0.16 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

La vérification de la flèche est résumée dans le tableau suivant :

**Tableau V.13 :** vérification de la flèche.

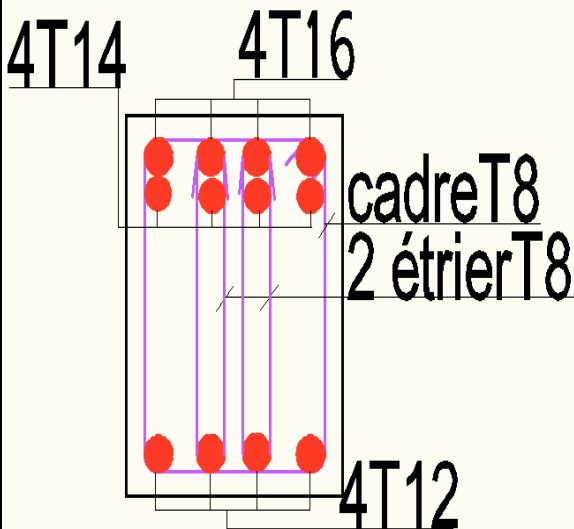
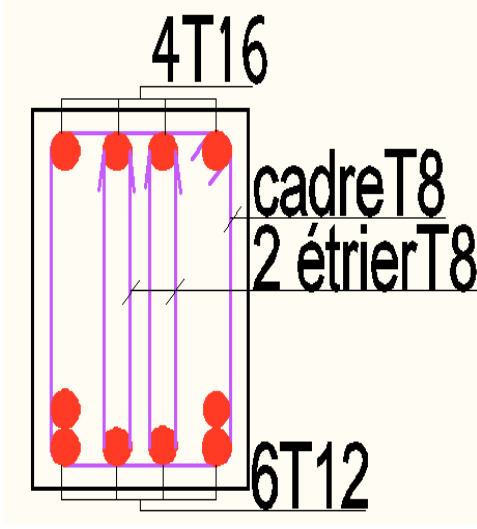
| Plancher                  | 1 <sup>er</sup> étage | Terrasse inaccessible |
|---------------------------|-----------------------|-----------------------|
| $q_{jser}(\text{KN/m})$   | 2.307                 | 2.3                   |
| $q_{gser}(\text{KN/m})$   | 3.89                  | 4.8                   |
| $q_{pser}(\text{KN/m})$   | 6.49                  | 5.45                  |
| $M_{jser}(\text{KN.m})$   | 5.34                  | 5.32                  |
| $M_{gser}(\text{KN.m})$   | 9.01                  | 11.12                 |
| $M_{pser}(\text{KN.m})$   | 15.03                 | 12.62                 |
| $I_0(\text{m}^4)$         | 0.00073               | 0.000763              |
| $\rho$                    | 0.0089                | 0.011                 |
| $\lambda_i$               | 3.684                 | 2.971                 |
| $\lambda_v$               | 1.473                 | 1.188                 |
| $\sigma_{sj}(\text{MPa})$ | 53.82                 | 43.70                 |
| $\sigma_{sg}(\text{MPa})$ | 90.76                 | 91.20                 |
| $\sigma_{sp}(\text{MPa})$ | 151.42                | 103.55                |

|                |         |          |
|----------------|---------|----------|
| $\mu_j$        | 0.085   | 0.088    |
| $\mu_g$        | 0.310   | 0.400    |
| $\mu_p$        | 0.509   | 0.449    |
| $I_{fij}(m^4)$ | 0.00061 | 0.000665 |
| $I_{fig}(m^4)$ | 0.00037 | 0.000383 |
| $I_{fip}(m^4)$ | 0.00028 | 0.000359 |
| $I_{fvg}(m^4)$ | 0.00055 | 0.000569 |
| $f_{ij}(cm)$   | 0.064   | 0.0592   |
| $f_{gi}(cm)$   | 0.177   | 0.2144   |
| $f_{pi}(cm)$   | 0.396   | 0.2596   |
| $\Delta f(cm)$ | 0.515   | 0.419    |
| $f_{adm}(cm)$  | 0.98    | 0.98     |

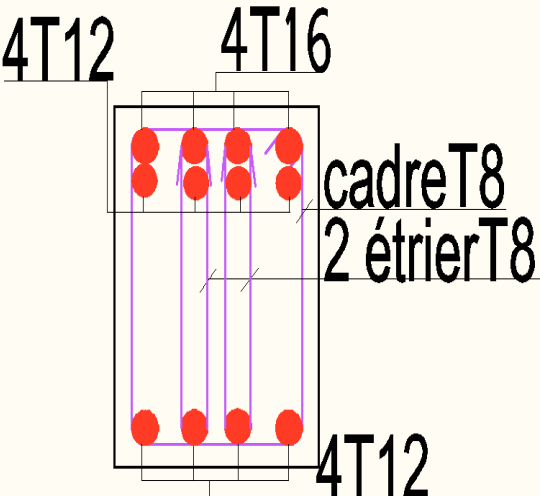
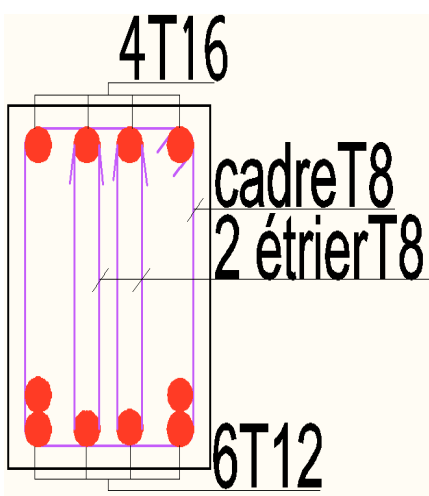
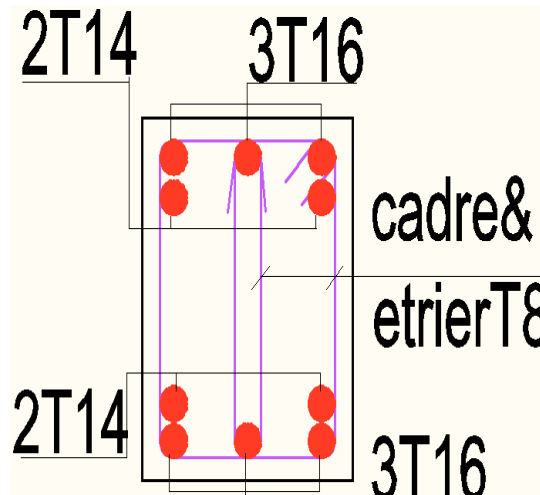
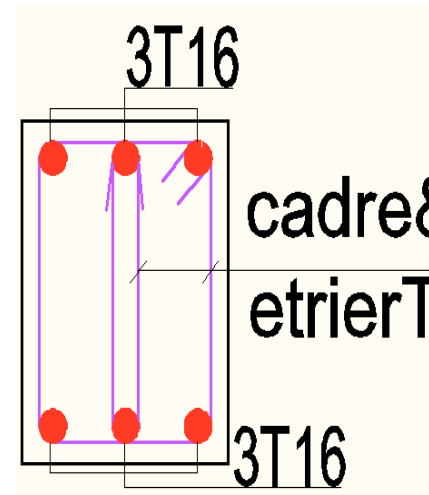
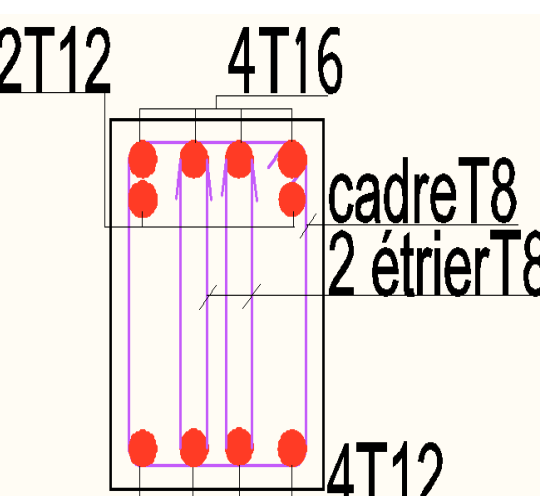
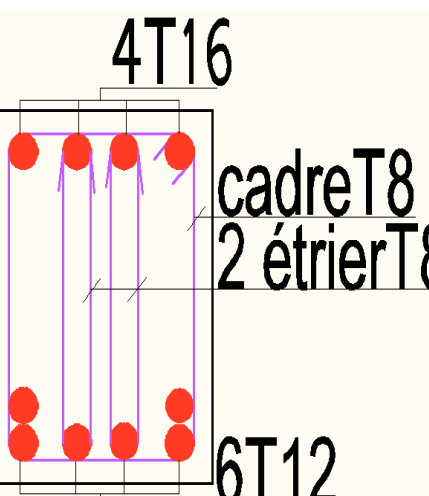
### V.3.4 Schéma de ferrailage

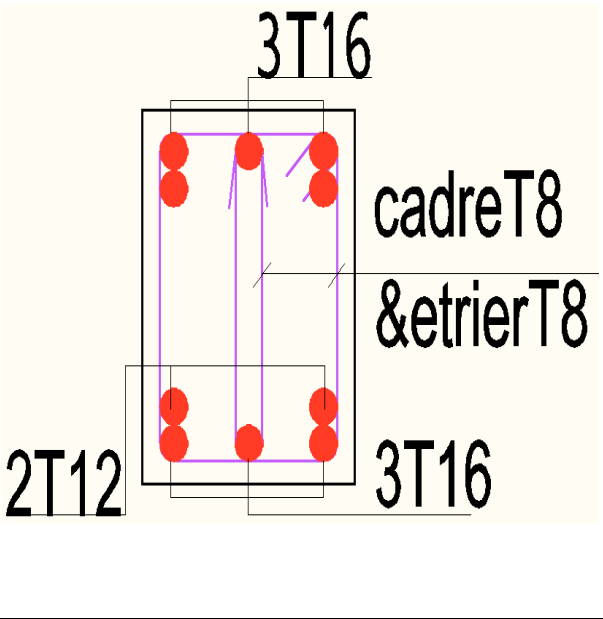
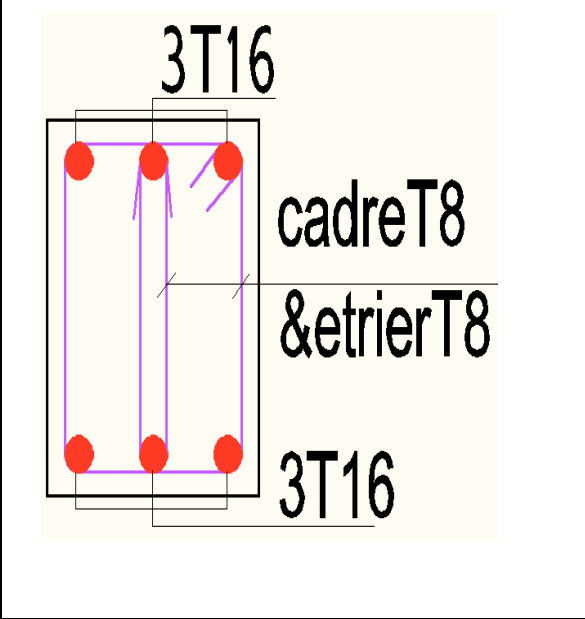
Les schémas de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.14** : schémas de ferrailage des poutres.

| RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage |                                                                                     |                                                                                      |
|-------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|
|                                                                   | Appui                                                                               | Travée                                                                               |
| Poutre principale                                                 |  |  |

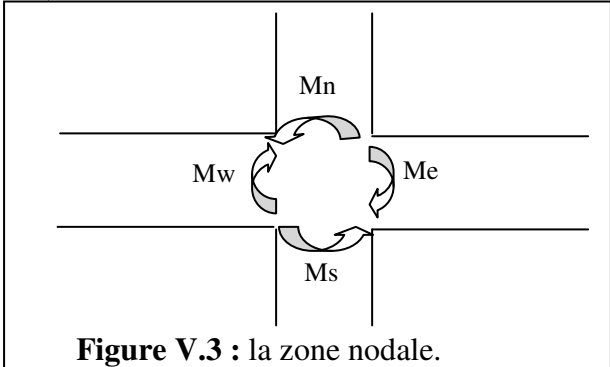
|                                             |                                                                 |                                                                         |
|---------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------|
| Poutre secondaire                           | <p>2T14    3T16</p> <p>cadre &amp; étrier T8</p>                | <p>3T16</p> <p>cad T8 &amp; étrier T8</p> <p>1T14    2T16</p>           |
| 1 <sup>er</sup> étage (Salle de conférence) |                                                                 |                                                                         |
|                                             | Appui                                                           | Travée                                                                  |
| Poutre principale                           | <p>6T16    2T20</p> <p>cadre T8<br/>2 étrier T8</p> <p>4T14</p> | <p>2T16    2T20</p> <p>cadre T8<br/>2 étrier T8</p> <p>2T12    4T14</p> |
| Poutre secondaire                           | <p>3T16</p> <p>cad T8 &amp; étrier T8</p> <p>3T16</p>           | <p>3T16</p> <p>cad T8 &amp; étrier T8</p> <p>3T16</p>                   |

| 3 <sup>ème</sup> ou 7 <sup>ème</sup> étage |                                                                                     |                                                                                       |
|--------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
|                                            | Appui                                                                               | Travée                                                                                |
| Poutre principale                          |    |    |
| Poutre secondaire                          |   |   |
| Terrasse accessible et inaccessible        |                                                                                     |                                                                                       |
|                                            | Appui                                                                               | Travée                                                                                |
| Poutre principale                          |  |  |

|                      |                                                                                   |                                                                                    |
|----------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|
| Poutre<br>secondaire |  |  |
|----------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|

### V.3.5 Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99/2003 (Art 7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$


**Figure V.3 : la zone nodale.**

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2

Avec :  $M_n, M_s$  : Moments résistant ultimes dans les poteaux.

$M_w, M_e$  : Moments résistant ultimes dans les poutres.

$h$  : La hauteur totale de la section du béton.

$$Z = 0.85h$$

#### a. Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \cdot A_s \cdot \sigma_s$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.15** : moment résistant dans les poteaux.

| Niveau                                     | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | Z<br>(m) | A <sub>s</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | M <sub>n</sub><br>(KN.m) |
|--------------------------------------------|-------------------------------|----------|--------------------------------------|--------------------------|
| s-sol et RDC                               | 70 × 60                       | 0.595    | 34.8                                 | 720.57                   |
| 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage  | 65 × 55                       | 0.552    | 31.04                                | 592.26                   |
| 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage | 60 × 50                       | 0.510    | 26.52                                | 470.67                   |
| 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage | 55 × 45                       | 0.467    | 21.60                                | 351.03                   |
| 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage | 50 × 40                       | 0.425    | 18.08                                | 267.4                    |
| Terrasse                                   | 45 × 40                       | 0.382    | 18.08                                | 240.35                   |

**b. Détermination du moment résistant dans les poutres :**

**Tableau V.16** : vérification des zones nodale.

| Niveau                                     | M <sub>w</sub> (KN.m) | M <sub>e</sub> (KN.m) | 1.25<br>(M <sub>w</sub> + M <sub>e</sub> )<br>(KN.m) | M <sub>n</sub> + M <sub>s</sub><br>(KN.m) | Observation |
|--------------------------------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------------------------------------|-------------------------------------------|-------------|
| RDC                                        | 249.88                | 249.88                | 624.7                                                | 1441.14                                   | Vérifiée    |
| 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage  | 447.69                | 257.06                | 880.93                                               | 1184.52                                   | Vérifiée    |
| 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage | 134.57                | 134.57                | 270.39                                               | 941.34                                    | Vérifiée    |
| 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage | 134.57                | 134.57                | 270.39                                               | 702.06                                    | Vérifiée    |
| 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage | 134.57                | 134.57                | 270.39                                               | 534.8                                     | Vérifiée    |
| Terrasse                                   | 142.39                | 142.39                | 355.97                                               | 480.7                                     | Vérifiée    |

Les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans toutes les poutres, alors on aura la formation des rotules plastiques dans les poutres et non pas dans les poteaux.

## V.4 Etude des voiles

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), Les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan.

Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Les voiles travaillent comme des consoles encastrées à la 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 :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

### ❖ Recommandations du RPA99/2003/

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

#### a. Armatures verticales.

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{min} = 0.2 \times l_t \times e$ .

$l_t$ : Longueur de la zone tendue.

$e$ : Épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $S_t < e$  ( $e$  : épaisseur de voile).

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

**b. Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales (vers l'extérieur) pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi_l$ , les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par  $m^2$ . Elles doivent être placées à l'extérieur.

**c. Armatures transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par  $1m^2$  au moins.

**d. Règle communes (armatures verticales et horizontales) :**

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min} = 0.15\% e.l$  ... dans la section globale du voile.

$A_{min} = 0.10\% e.l$  ... dans la zone courante.

$\phi_l < \frac{1}{10} \times e$  (exemption faite pour les zone d'about).

L'espacement :

$S_t \leq \min(1.5e; 30 \text{ cm})$  (pour les armatures verticales et horizontales).

Longueurs de recouvrement :

$40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.

$20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

**V.4.1 Calcul du ferrailage :****a. Armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) .Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

$$N_{max} \rightarrow M_{cor}$$

$$N_{min} \rightarrow M_{cor}$$

$$M_{max} \rightarrow N_{cor}$$

**b. Armatures horizontales :**

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{e.d} \text{ avec } \bar{V} = 1.4.V$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.2 \times f_{c28}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

$A_v^{min}/voile = 0.15\% \times b \times l$ : Section d'armatures verticale minimales dans le voile.

$A_v^{cal}/face$  : Section d'armature verticale calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{adpt}/face$  : Section d'armature verticale adoptée pour une seule face du voile.

$N^{br}/face$  : Nombre de barres adoptées par face.

$A_h^{min}/voile = 0.15\% \times b \times t$  : Section d'armatures horizontale minimales dans le voile.

$A_h^{cal}/face$  : Section d'armature horizontale calculée pour une seule face du voile.

$A_h^{adpt}/face$  : Section d'armature horizontale adoptée pour une seule face du voile.

- Voile sens x-x :  $V_x1$

Tableau V.17 : Sollicitations de calcul dans le voile  $V_x1$ .

| Niveau                                     | $N_{max} \rightarrow M_{cor}$ |         | $N_{min} \rightarrow M_{cor}$ |          | $M_{max} \rightarrow N_{cor}$ |         | V      |
|--------------------------------------------|-------------------------------|---------|-------------------------------|----------|-------------------------------|---------|--------|
|                                            | N(KN)                         | M(KN.m) | N(KN)                         | M(KN.m)  | M(KN.m)                       | N(KN)   |        |
| s-sol et RDC                               | 2534.35                       | 232.57  | 1001.84                       | -1250.48 | 1522.06                       | 2107.43 | 555.64 |
| 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage  | 2321.64                       | 160.05  | 1042.93                       | -827.02  | 1011.71                       | 1805.36 | 348.79 |
| 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage | 2130.73                       | 209.82  | 876.07                        | -679.44  | 924.28                        | 1737.39 | 357.18 |
| 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage | 1598.48                       | 222.22  | 537.04                        | -400.60  | 660.42                        | 1422.94 | 314.19 |
| 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage | 945.38                        | 223.67  | 266.03                        | -155.04  | 416.52                        | 893.77  | 250.37 |

Tableau V.18 : Ferrailage du voile  $V_x1$ .

| Niveau                           | Sous sol et RDC       | 1er et 2ème étages    | 3ème, 4ème étage      | 5ème, 6ème étage      | 7ème, 8ème étage      |
|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Section ( $cm^2$ )               | $280 \times 20$       | $280 \times 20$       | $280 \times 20$       | $280 \times 20$       | $280 \times 20$       |
| M (KN.m)                         | 232.57                | 160.05                | 209.82                | 222.22                | 223.67                |
| N (KN)                           | 2534.35               | 2321.64               | 2130.73               | 1598.48               | 945.38                |
| V (KN)                           | 555.64                | 348.79                | 357.18                | 314.19                | 250.37                |
| Section                          | entièrement comprimée | entièrement comprimée | entièrement comprimée | entièrement comprimée | entièrement comprimée |
| $A_v^{min}(cm^2)$                | 8.4                   | 8.4                   | 8.4                   | 8.4                   | 8.4                   |
| $A_v^{calc}(cm^2)/face$          | 40.01                 | 35.83                 | 33.86                 | 26.40                 | 17.03                 |
| $A_v^{adopt}(cm^2)/face$         | 41.45                 | 36.93                 | 34.67                 | 27.80                 | 19.00                 |
| $N^{br}$ de barre/face           | 10HA20+5HA16          | 6HA20+9HA16           | 4HA20+11HA16          | 10HA16+5HA14          | 5HA14+10HA12          |
| $S_v(cm)$                        | 20                    | 20                    | 20                    | 20                    | 20                    |
| $\tau = \frac{1.4 V}{e.d} (MPa)$ | 1.41                  | 0.89                  | 0.91                  | 0.79                  | 0.64                  |
| $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} (MPa)$ | 5                     | 5                     | 5                     | 5                     | 5                     |
| $A_h^{calc}(cm^2)/face$          | 2.20                  | 1.39                  | 1.42                  | 1.23                  | 1                     |
| $A_h^{min}(cm^2)$                | 0.75                  | 0.75                  | 0.75                  | 0.75                  | 0.75                  |
| $A_h^{adopt}(cm^2)/face$         | 3.16                  | 2.01                  | 2.01                  | 2.01                  | 2.01                  |
| $N^{br}/face/ml$                 | 4HA10                 | 4HA8                  | 4HA8                  | 4HA8                  | 4HA8                  |
| $S_h(cm)$                        | 25                    | 25                    | 25                    | 25                    | 25                    |

- Voile sens x-x :  $V_x2$ .

Tableau V.19 : Sollicitations de calcul dans le voile  $V_x2$ .

| Niveau                                     | $N_{max} \rightarrow M_{cor}$ |         | $N_{min} \rightarrow M_{cor}$ |          | $M_{max} \rightarrow N_{cor}$ |         | V       |
|--------------------------------------------|-------------------------------|---------|-------------------------------|----------|-------------------------------|---------|---------|
|                                            | N(KN)                         | M(KN.m) | N(KN)                         | M(KN.m)  | M(KN.m)                       | N(KN)   |         |
| s-sol et RDC                               | 3379.50                       | -237.66 | 1532.83                       | -4864.29 | -4901.54                      | 2310.07 | -1098.4 |
| 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage  | 3151.93                       | 143.11  | 1377.33                       | -2987.46 | 3154.00                       | 2505.78 | -1157.9 |
| 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage | 2895.64                       | 67.34   | 1239.96                       | -2436.96 | 2515.33                       | 2327.86 | -1041.0 |
| 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage | 2166.89                       | 34.34   | 917.55                        | -1372.65 | 1412.60                       | 1746.49 | -746.91 |
| 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage | 1283.98                       | 15.32   | 535.66                        | -726.98  | 745.46                        | 1036.18 | -481.19 |

Tableau V.20 : ferrailage du voile  $V_x2$ .

| Niveau                           | Sous sol et RDC       | 1er et 2ème étages    | 3ème, 4ème étage      | 5ème, 6ème étage      | 7ème, 8ème étage      |
|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Section ( $cm^2$ )               | 450 × 20              | 450 × 20              | 450 × 20              | 450 × 20              | 450 × 20              |
| M (KN.m)                         | -237.66               | 143.11                | 67.34                 | 34.34                 | 15.32                 |
| N (KN)                           | 3379.50               | 3151.93               | 2895.64               | 2166.89               | 1283.98               |
| V (KN)                           | -1098.4               | -1157.9               | 1041.0                | -746.91               | -481.19               |
| Section                          | entièrement comprimée | entièrement comprimée | entièrement comprimée | entièrement comprimée | entièrement comprimée |
| $A_v^{min}(cm^2)$                | 13.5                  | 13.5                  | 13.5                  | 13.5                  | 13.5                  |
| $A_v^{calc}(cm^2)/face$          | 50.85                 | 46.68                 | 42.27                 | 31.47                 | 18.60                 |
| $A_v^{adopt}(cm^2)$              | 51.75                 | 47.23                 | 42.71                 | 32.55                 | 19.09                 |
| $N^{br}$ de barre/face           | 12HA20+7HA16          | 8HA20+11HA16          | 4HA20+15HA16          | 7HA16+12HA14          | 12HA12+7HA10          |
| $S_v(cm)$                        | 25                    | 25                    | 25                    | 25                    | 25                    |
| $\tau = \frac{1.4 V}{e.d} (MPa)$ | 1.72                  | 1.82                  | 1.63                  | 1.17                  | 0.75                  |
| $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}(MPa)$  | 5                     | 5                     | 5                     | 5                     | 5                     |
| $A_h^{calc}(cm^2)/face$          | 2.68                  | 2.84                  | 2.57                  | 1.82                  | 1.17                  |
| $A_h^{min}(cm^2)$                | 0.75                  | 0.75                  | 0.75                  | 0.75                  | 0.75                  |
| $A_h^{adopt}(cm^2)$              | 3.16                  | 3.16                  | 3.16                  | 2.01                  | 2.01                  |
| $N^{br}/face/ml$                 | 4HA10                 | 4HA10                 | 4HA10                 | 4HA8                  | 4HA8                  |
| $S_h(cm)$                        | 25                    | 25                    | 25                    | 25                    | 25                    |

- Voile sens y-y :  $V_Y$ .

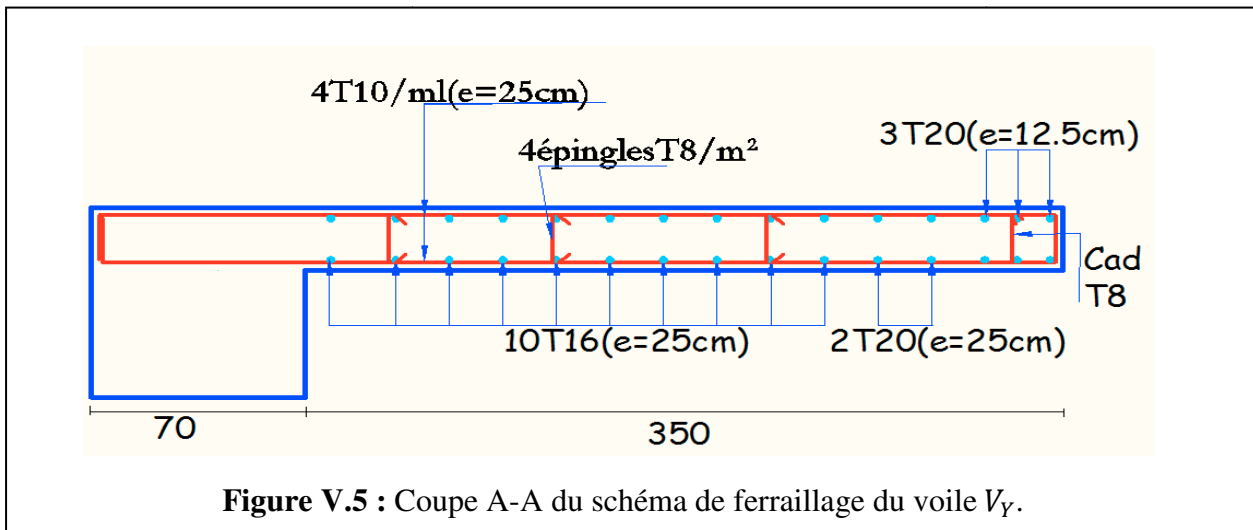
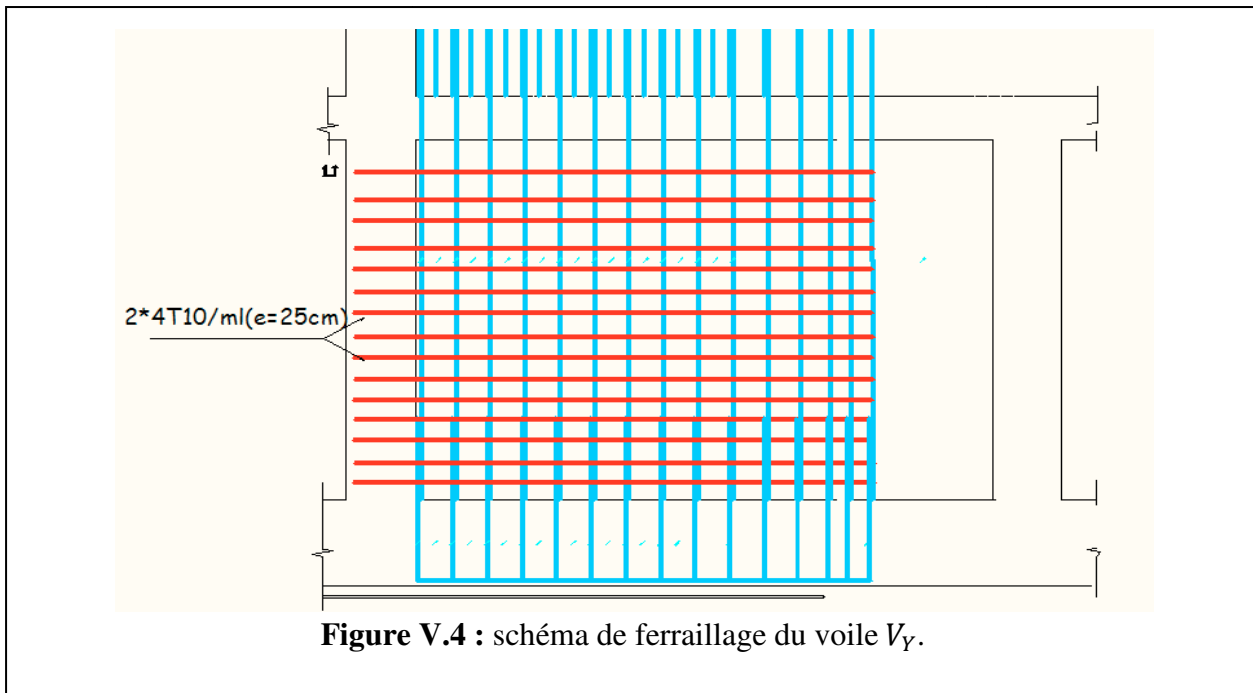
Tableau V.21 : Sollicitations de calcul dans le voile  $V_Y$ .

| Niveau                                     | $N_{max} \rightarrow M_{cor}$ |          | $N_{min} \rightarrow M_{cor}$ |         | $M_{max} \rightarrow N_{cor}$ |          | V       |
|--------------------------------------------|-------------------------------|----------|-------------------------------|---------|-------------------------------|----------|---------|
|                                            | N(KN)                         | M(KN.m)  | N(KN)                         | M(KN.m) | M(KN.m)                       | N(KN)    | KN      |
| s-sol et RDC                               | 2302.66                       | -145.07  | 886.20                        | 2349.67 | -2537.94                      | 1998.43  | 800.94  |
| 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage  | 2043.01                       | -223.50  | 867.36                        | 1226.55 | -1515.149                     | 1697.267 | 516.62  |
| 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage | 1876.56                       | -199.33  | 571.01                        | 852.96  | -1110.98                      | 1783.40  | 455.96  |
| 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage | 1299.93                       | -752.928 | 56.157                        | 571.29  | -752.928                      | 1299.93  | -243.63 |
| 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage | 964.82                        | -714.12  | 16.76                         | 518.92  | -714.12                       | 964.82   | -196.33 |

Tableau V.22 : ferrailage du voile  $V_Y$ 

| Niveau                           | Sous sol et RDC       | 1er et 2ème étages    | 3ème, 4ème étage      | 5ème, 6ème étage      | 7ème, 8ème étage        |
|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|
| Section ( $cm^2$ )               | $350 \times 20$       | $350 \times 20$       | $350 \times 20$       | $350 \times 20$       | $350 \times 20$         |
| M (KN.m)                         | -145.07               | -223.50               | -199.33               | -752.928              | -714.12                 |
| N (KN)                           | 2302.66               | 2043.01               | 1876.56               | 1299.93               | 964.82                  |
| V (KN)                           | 800.94                | 516.62                | 455.96                | -243.63               | -196.33                 |
| Section                          | entièrement comprimée | entièrement comprimée | entièrement comprimée | entièrement comprimée | Partiellement comprimée |
| $A_v^{min}(cm^2)$                | 10.5                  | 10.5                  | 10.5                  | 10.5                  | 10.5                    |
| $A_v^{calc}(cm^2)/face$          | 34.88                 | 32.12                 | 29.43                 | 27.96                 | 8.26                    |
| $A_v^{adopt}(cm^2)$              | 35.80                 | 32.41                 | 30.15                 | 28.74                 | 11.85                   |
| $N^{br}$ de barre/face           | 5HA20+10HA16          | 2HA20+13HA16          | 15HA16                | 12HA16+3HA14          | 15HA10                  |
| $S_v(cm)$                        | 25                    | 25                    | 25                    | 25                    | 25                      |
| $\tau = \frac{1.4 V}{e.d} (MPa)$ | 1.62                  | 1.04                  | 0.92                  | 0.49                  | 0.39                    |
| $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} (MPa)$ | 5                     | 5                     | 5                     | 5                     | 5                       |
| $A_h^{calc}(cm^2)/face$          | 2.53                  | 1.62                  | 1.43                  | 0.76                  | 0.61                    |
| $A_h^{min}(cm^2)$                | 0.75                  | 0.75                  | 0.75                  | 0.75                  | 0.75                    |
| $A_h^{adopt}(cm^2)$              | 3.16                  | 2.01                  | 2.01                  | 2.01                  | 2.01                    |
| $N^{br}/face/ml$                 | 4HA10                 | 4HA8                  | 4HA8                  | 4HA8                  | 4HA8                    |
| $S_h(cm)$                        | 25                    | 25                    | 25                    | 25                    | 25                      |

#### V.4.2 Schéma de ferrailage d'un voile $V_y$ : Niveau S-Sol et RDC (sens Y-Y)



### V.5 Conclusion

Au terme de ce chapitre nous avons étudié les différents éléments principaux qui assurent le contreventement de la structure.

Le calcul et le ferrailage des poteaux et des poutres sont obtenus par le logiciel (SAP2000) et celui donnée par le RPA, on adoptant le ferrailage maximum. il est noté que souvent le ferrailage minimum donnée par le RPA est plus important que celui donnée par le logiciel.

Les voiles de contreventement quant à eux ont été calculées à la flexion composée, les ferrillages adoptés ont respecté les recommandations du RPA99 V2003 et BAEL.

---

# **Chapitre VI :**

## **Etude de l'infrastructure**

---

## VI.1 Introduction :

Les fondations sont les éléments de l'infrastructure qui est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise et elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure au sol. Elle doit constituer un ensemble rigide capable de répondre aux fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement à la base
- Transmettre la totalité des charges apportées par la superstructure au sol d'assise.
- Limiter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs des fondations qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structural.

## VI.2 Caractéristiques géotechniques du sol

Les caractéristiques mécaniques moyennes des sols d'assise données par données par le rapport de sol sont :

- Le poids spécifique des terres :  $\gamma_h = 21.1 \text{ kN/m}^3$

Du niveau de la route jusqu'à 5m de hauteur:

L'angle de frottement :  $\varphi = 25^\circ$

La cohésion :  $C = 0.28 \text{ bar}$

Au delà de 5m de hauteur jusqu'à la tête du talus:

L'angle de frottement :  $\varphi = 19^\circ$

La cohésion  $C = 0.23 \text{ bar}$

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de 1.8 bar à une profondeur de 3 m.

## VI.3 Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

La capacité portante du sol d'assise.

Le taux de charge transmise.

La distance entre axes des poteaux.

La profondeur d'ancrage par rapport au terrain terrassé

Pour le choix de type de fondation, on vérifie d'abord pour les semelles isolées, puis pour les semelles filantes. Si les deux choix ne conviennent pas on passe au radier général.

Selon **RPA 99(Art 10.1.4.1)**, les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$$

## VI.4 Calcul de la surface des fondations:

La vérification à faire est :

$$S \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N: l'effort normal transmis par la structure obtenu par le **SAP2000** (à l'ELS).

$S_{cal}$  : Surface des fondations.

$S_{bat} = 355 \text{ m}^2$ : Surface du bâtiment.

$\overline{\sigma}_{sol} = 1.8 \text{ MPa}$  : Contrainte admissible du sol.

$$S_{cal} \geq \frac{38816.43 \times 10^{-3}}{0.18} = 215.64 \text{ m}^2$$

On voit bien que  $S_{cal} \approx 70\% S_{bat}$ , d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier général.

### 1) Pré dimensionnement du radier générale :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé; c'est une très bonne solution car il permet une transmission des charges au sol en évitant les tassements différentiels.

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.

#### • La condition de coffrage :

$L_{max} = 5.75 \text{ m}$ : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$h_0$  : Hauteur de la dalle du radier.

$h_N$  : Hauteur de la nervure.

- La nervure :

$$h_N \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{575}{10} = 57.5 \text{ cm}$$

Soit :  $h_t = 60 \text{ cm}$

- La dalle du radier :

$$h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{575}{20} = 28.75 \text{ cm}$$

Soit :  $h_0 = 40 \text{ cm}$

- **La condition de rigidité :**

$$\begin{cases} L_{max} \leq L_e \times \frac{\pi}{2} \dots\dots\dots (1) \\ L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$L_e$  : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$  : Module d'élasticité du béton.

$I = \frac{b \times h_t^3}{12}$  : Inertie de la section du radier.

$K$  : Module de résistance du sol, pour un sol moyen ( $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ ).

$b$  : Largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$\text{De (1) et (2)} \Rightarrow h_N \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{max}^4}{E \times \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4 \times 10^4 \times 5.75^4}{3,216 \times 10^7 \times \pi^4}} = 0.87 \text{ m}$$

Alors on opte pour :  $\begin{cases} h_N = 90 \text{ cm} \\ h_0 = 40 \text{ cm} \end{cases}$

## 2) La surface et poids du radier :

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

$S_r$  : Surface du radier.

$N$  : Effort normal transmis aux fondations.

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

$N=51317.62 \text{ KN}$  : est la charge totale transmise par la superstructure tirée à partir du SAP200.v14.

- Poids des nervures sens x-x :

$$P = 0.95 \times 0.7 \times 20 \times 25 \times 4 = 1330 \text{ KN}$$

- Poids des nervures sens y-y :

$$P = 0.95 \times 0.6 \times 17.75 \times 25 \times 5 = 1264.68 \text{ KN}$$

$$N = 48722.94 + 1330 + 1264.68 = 51317.62 \text{ KN}$$

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{51317.62 \times 10^3}{0.18} = 285.09 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = L_X \times L_Y = 20 \times 17,75 = 355 \text{ m}^2$$

$S_{rad} < S_{bat}$  les débords ne sont pas nécessaire.

Donc on peut prendre  $S_{rad} = S_{bat} = 355 \text{ m}^2$

### 3) Vérifications

#### a) Vérification de la nervure vis-à-vis du poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_N \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$N_u$  : L'effort normal dans le poteau le plus sollicité

$h_N$  : Hauteur de la nervure.

$U_c = 2 \times (A + B)$  : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$\begin{cases} A = a + h_N = 0.7 + 0.9 = 1.6 \text{ m} \\ B = b + h_N = 0.6 + 0.9 = 1.5 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow U_c = 4.8 \text{ m}$$

$$N_u = 3.96 \text{ MN} \leq 0.045 \times 4.8 \times 0.9 \times \frac{25}{1.15} = 4.22 \text{ MN} \text{ condition vérifier}$$

#### b) Vérification de la contrainte dans le sol :

- Sens xx :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N'}{S_{rad}} \pm \frac{M_X Y_G}{I_X}$$

$N$  : charges verticale transmise au sol.

$g_0$  : Poids propre du radier.

$M_X, M_Y$  : Moments sismique à la base.

On a les caractéristiques suivantes :

$$I_X = 9320.59 \text{ m}^4 ; \quad X_G = 10 \text{ m}$$

$$I_Y = 11833.33 \text{ m}^4 ; \quad Y_G = 8.875 \text{ m}$$

$$M_X = 35913.92 \text{ KN.m} ; \quad M_Y = 46605.95 \text{ KN.m}$$

$$N' = N + g_0 = 51317.62 + (0.4 \times 285.09 \times 25) = 54168.52 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N'}{S_{rad}} + \frac{M_X Y_G}{I_X} = \frac{54.16}{355} + \frac{35.91 \times 8.875}{9320.59} = 0.186 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N'}{S_{rad}} - \frac{M_X Y_G}{I_X} = \frac{54.16}{355} - \frac{35.91 \times 8.875}{9320.59} = 0.118 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.17 \text{ MPa} > 1.5 \times \sigma_{sol} = 0.27 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte dans le sens xx est vérifiée.

- **Sens yy :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N'}{S_{rad}} \pm \frac{M_X Y_G}{I_X}$$

$$\sigma_1 = \frac{N'}{S_{rad}} + \frac{M_Y X_G}{I_Y} = \frac{54.16}{355} + \frac{46.60 \times 10}{11833.33} = 0.192 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N'}{S_{rad}} - \frac{M_Y X_G}{I_Y} = \frac{54.16}{355} - \frac{46.60 \times 10}{11833.33} = 0.113 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.17 \text{ MPa} > 1.5 \times \sigma_{sol} = 0.27 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte dans le sens yy est vérifiée.

Donc la contrainte dans les deux sens est vérifiée.

### c) Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$f_s = 1.15$  : Coefficient de sécurité.

$S_{rad} = 355 \text{ m}^2$  : Surface du radier.

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  : Poids volumique de l'eau

$H = 0$  : Hauteur de la nappe phréatique par rapport à la base du radier.

D'après le rapport du sol, pas d'indication sur la présence de la nappe phréatique, donc pas de poussée hydrostatique.

### d) Vérification du radier vis-à-vis du cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

On considère une bande de largeur  $b=1\text{m}$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max} \times b}{2 \times S_{rad}}$$

$$N_u = N + 1.35g_0 = 51317.62 + 1.35(0.4 \times 355 \times 25) = 56110.12 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{56110.12 \times 5.75 \times 1}{2 \times 355} = 454.41 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.35 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{454.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 1.29 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.52 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

### e) Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99**, on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

- Dans le sens x-x :

$$e = \frac{35913.92}{54168.52} = 0.66 \text{ m} \leq \frac{20}{4} = 5 \text{ m}$$

- Dans le sens y-y :

$$e = \frac{46605.95}{54168.52} = 0.86 \leq \frac{17.75}{4} = 4.43 \text{ m}$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

#### VI.4.1 Ferrailage de la dalle du radier

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier afin d'avoir un ferrailage homogène qui facilitera la mise en œuvre sur chantier.

##### a) Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} l_x = 4.3 \text{ m} \\ l_y = 5.05 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = 0.85 > 0.4 \text{ la dalle travail dans les deux sens.}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

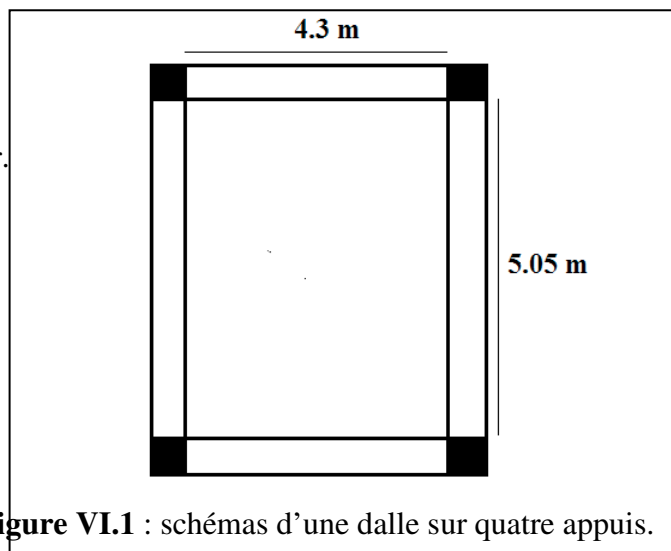
$$S_{rad} = 355 \text{ m}^2 : \text{Surface totale du radier.}$$

$N_u$  : L'effort transmis aux fondations.

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{56110.12}{355}$$

$$q_u = 158.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases} \text{ Annexe (2)}$$



**Figure VI.1** : schémas d'une dalle sur quatre appuis.

$$\text{Sens x-x } M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0506 \times 158.05 \times 4.3^2 = 147.87 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y } M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.6864 \times 147.87 = 101.49 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 125.69 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 86.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis : } M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_{0x} = 73.93 \text{ KN.m}$$

### b) Ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h_{rad} = 1 \times 0.4 \text{ m}^2$

Condition de non fragilité :

On a des  $HAf_e 400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; e = h_{rad} \geq 12 \text{ cm} ; \rho > 0.4$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{xmin} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times h_{rad} = 3.44 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ymin} = \rho_0 \times b \times h_{rad} = 3.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\text{En appui : } A_{xmin} = A_{ymin} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.35 \times \frac{2.1}{400} = 4.23 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrailages sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1** : Ferrailage de la dalle du radier.

| Localisation |     | $M$<br>(KN.m) | $A_{cal}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | $A_{min}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | $A_{adop}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | $S_t$<br>(cm) |
|--------------|-----|---------------|------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|---------------|
| Travée       | X-X | 125.69        | 10.62                              | 3.44                               | 7HA14=10.78                         | 14            |
|              | Y-Y | 86.26         | 7.22                               | 3.2                                | 5HA14=7.70                          | 20            |
| Appui        |     | 73.93         | 6.17                               | 4.23                               | 6HA12=6.78                          | 16            |

On vérifie que :

$$A_t^y \geq \frac{1}{4} A_t^x \Rightarrow A_t^y = 7.22 \text{ cm}^2 \geq \frac{1}{4} A_t^x = 2.65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

### c) Vérification des contraintes a l'ELS :

$$q_s = \frac{N'}{S_{rad}}$$

$$N' = N_s + g_0 = 38816.43 + 3550 = 42366.43$$

$$q_s = \frac{42366.43}{355} = 119.34 \text{ KN/m}^2$$

Les sollicitations dans le radier sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2** : Sollicitations dans le radier à l'ELS.

| $\mu$ (annexe I)                     | $M_0$ (KN.m)                          | En travée<br>$M_t$ (KN.m)             | En appui<br>$M_a$ (KN.m)  |
|--------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------|
| $\mu_x = 0.0576$<br>$\mu_y = 0.7794$ | $M_{0x} = 127.10$<br>$M_{0y} = 99.06$ | $M_{tx} = 108.03$<br>$M_{ty} = 84.20$ | $M_{ax} = M_{ay} = 63.55$ |

• **Vérification de l'état de compression du béton :**

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

• **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.3 :** Vérification des contraintes dans le radier.

| Localisation |     | $A_s$<br>( $cm^2$ ) | $M_{ser}$<br>( $KN.m$ ) | $I$<br>( $cm^4$ )  | $y$<br>( $cm$ ) | $\sigma_{bc}$<br>( $MPa$ ) | $\sigma_{st}$<br>( $MPa$ ) |
|--------------|-----|---------------------|-------------------------|--------------------|-----------------|----------------------------|----------------------------|
| Travée       | X-X | 10.78               | 108.03                  | $1.33 \times 10^5$ | 9.14            | 7.39                       | 313.54                     |
|              | Y-Y | 7.70                | 84.20                   | $1.01 \times 10^5$ | 7.91            | 6.57                       | 337.78                     |
| Appui        |     | 6.78                | 63.55                   | $0.91 \times 10^5$ | 7.48            | 5.22                       | 288.25                     |

On remarque que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on augmente la section de ferrailage. Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.4 :** Vérification des nouvelles contraintes dans le radier.

| Localisation |     | $A_s$<br>( $cm^2$ ) | $I$<br>( $cm^4$ )  | $y$<br>( $cm$ ) | $\sigma_{bc}$<br>( $MPa$ ) | $\sigma_{st}$<br>( $MPa$ ) | $S_t$ ( $cm$ ) |
|--------------|-----|---------------------|--------------------|-----------------|----------------------------|----------------------------|----------------|
| Travée       | X-X | 6HA20=18.84         | $2.06 \times 10^5$ | 11.51           | 6.01                       | 183.96                     | 16             |
|              | Y-Y | 7HA16=14.07         | $1.65 \times 10^5$ | 10.22           | 5.21                       | 189.37                     | 14             |
| Appui        |     | 7HA14=10.78         | $1.33 \times 10^5$ | 9.14            | 4.34                       | 184.44                     | 14             |

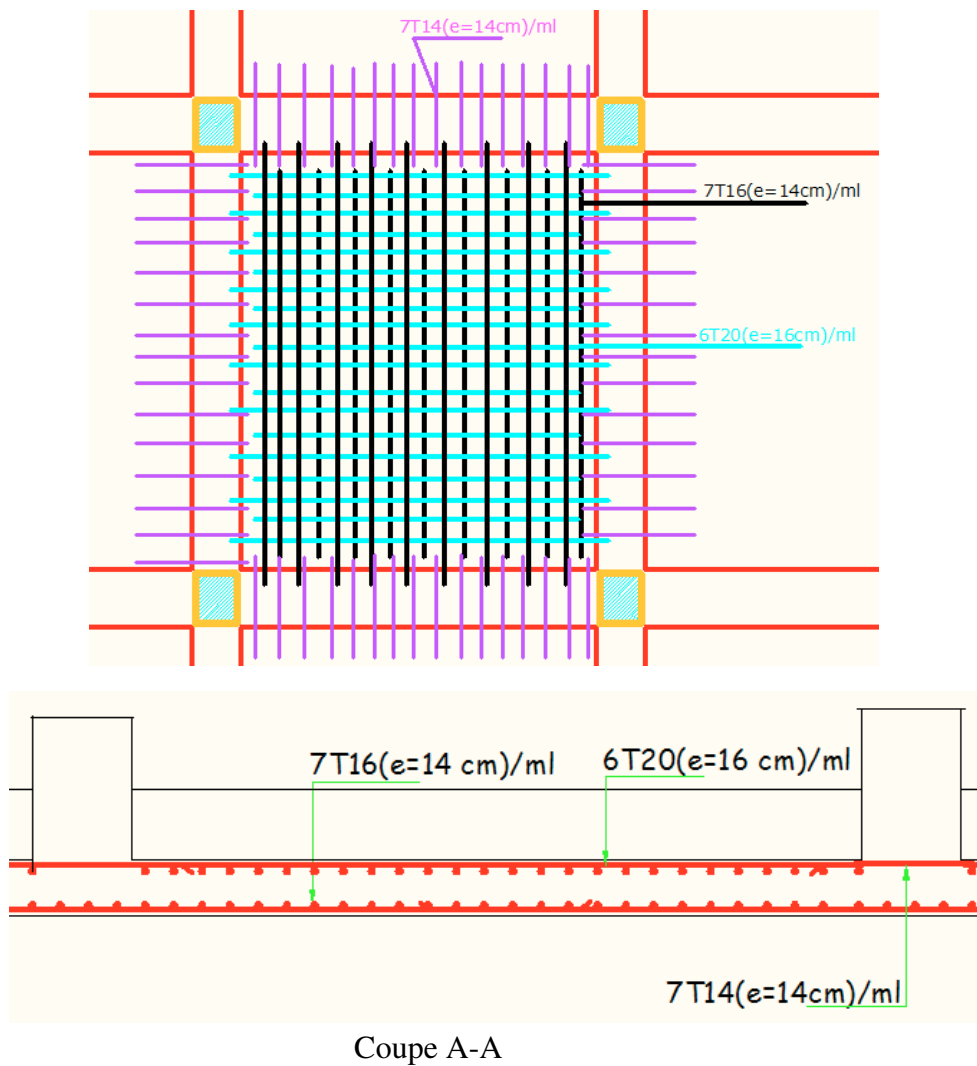
- Armatures //  $l_x$ :

$$S_t = 16 \text{ cm} \leq \min(3h_{rad}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

- Armatures //  $l_y$ :

$$S_t = 14 \text{ cm} \leq \min(4h_{rad}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

➤ Schémas de ferrailage du radier :



**Figure VI.2** : schémas de ferrailage du radier.

### VI.4.2 Etude des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

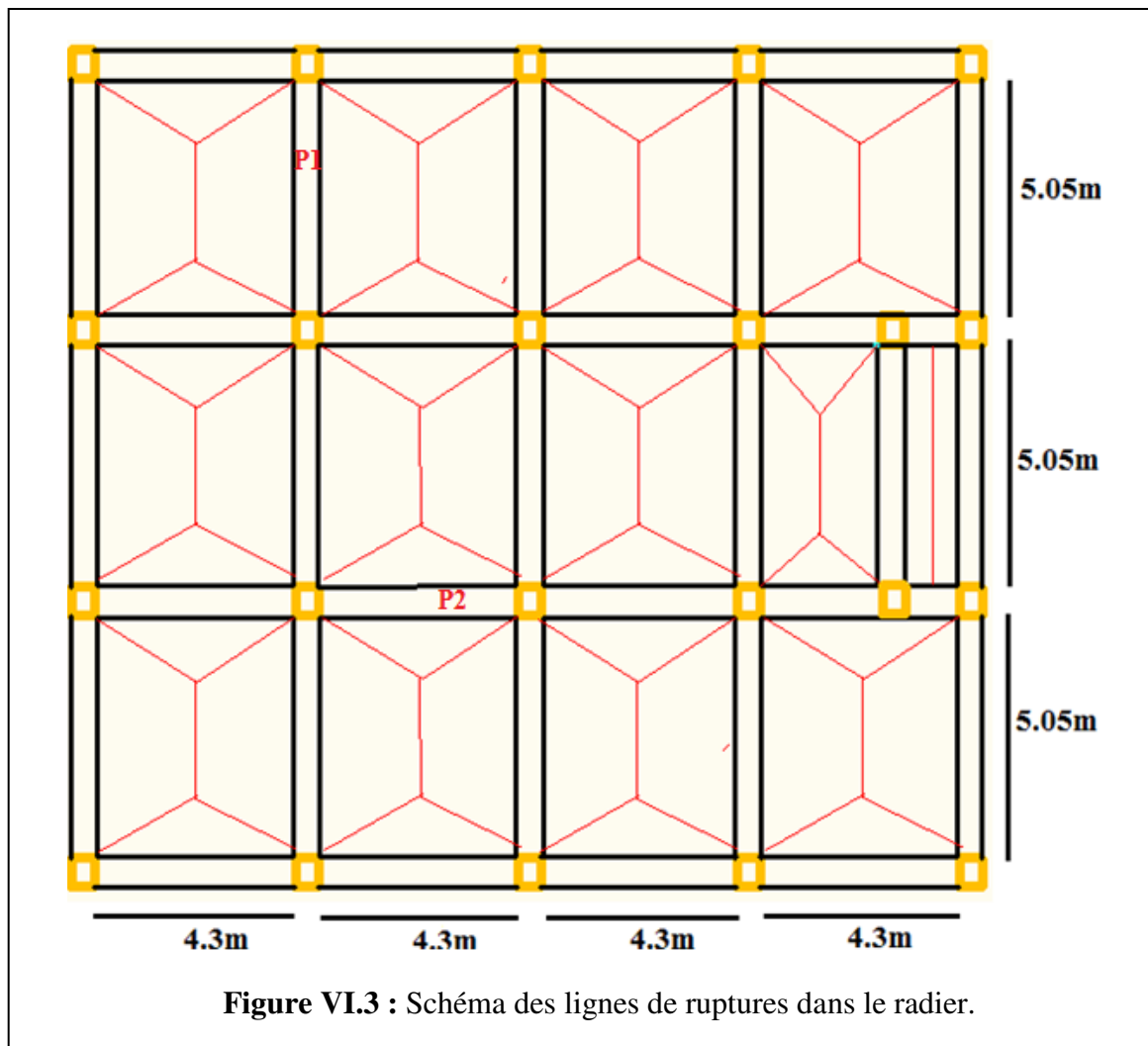
#### 1. Calcul des sollicitations

- Charges trapézoïdales :

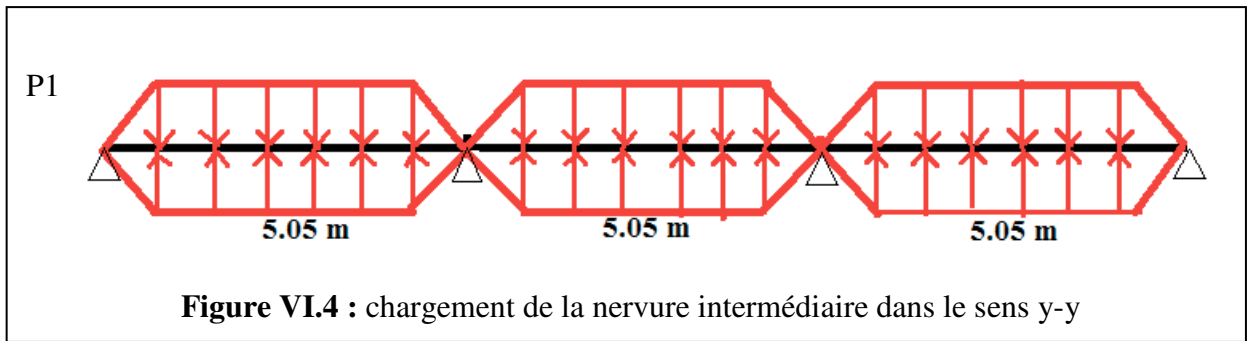
$$q_V = \frac{p_u}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \quad \text{Avec :} \quad \rho_g = \frac{l_{xg}}{l_y} ; \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_y}$$

- Charges triangulaires :

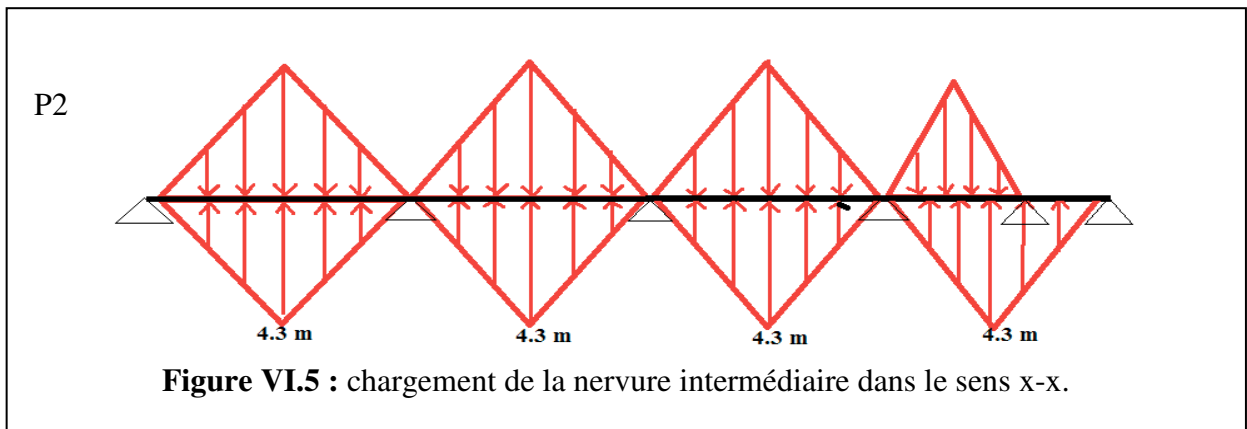
$$q'_M = q'_V = \frac{p_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$



- Sens y-y :



- Sens x-x :



$$p_u = 158.05 \text{ KN/m}^2 \text{ à l'ELU}$$

$$p_s = 119.34 \text{ KN/m}^2 \text{ à l'ELS}$$

• **Moment aux appuis :**

$$M_a = \begin{cases} \frac{P_g \times L_g'^3 + P_d \times L_d'^3}{8.5(L_g' + L_d')} & \text{appui intermédiaire} \\ 0.15 \times M_0 & \text{appui de rive} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } L' = \begin{cases} L & \text{si travée de rive} \\ 0.8L & \text{si travée intermédiaire} \end{cases}$$

• **Moment en travée :**

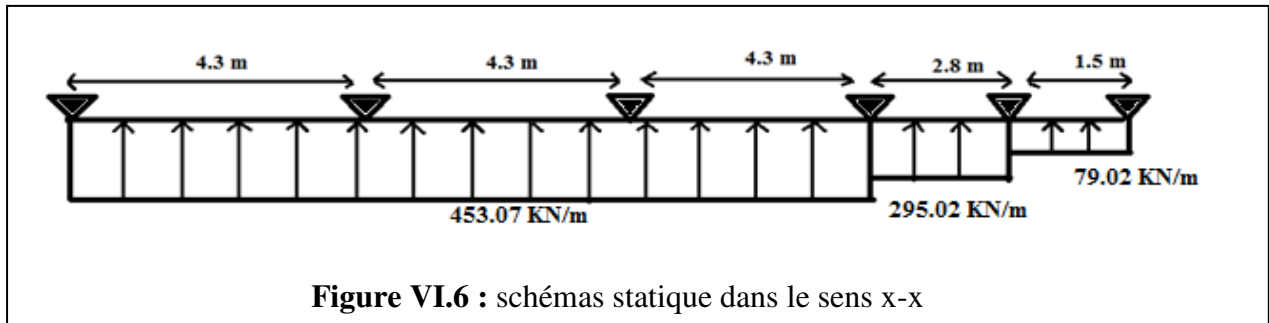
$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \text{ avec } x = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g, M_d$  : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

- Sens x-x

Schémas statique équivalent

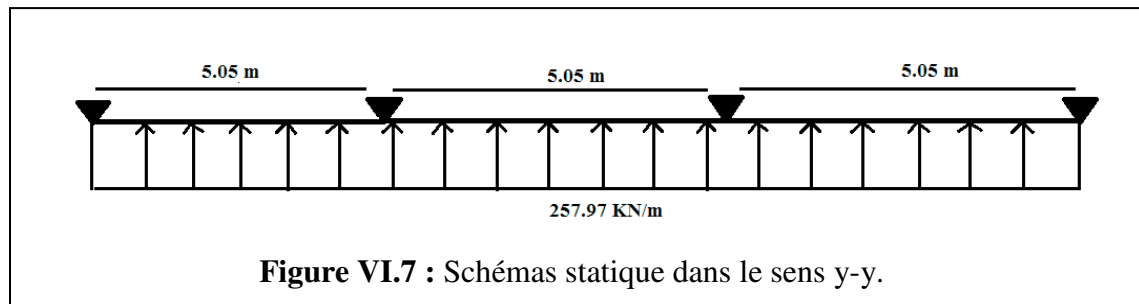


**Tableau VI.5 : Charges reprise par la nervure à l'ELU et à l'ELS dans le sens x-x.**

| A l'ELU |              |       |                |                 |        |                 |          |
|---------|--------------|-------|----------------|-----------------|--------|-----------------|----------|
| Travée  | Chargements  | $L_x$ | $q$<br>(KN/ml) | $M_a$<br>(KN.m) | $X(m)$ | $M_t$<br>(KN.m) | $V(KN))$ |
| AB      | triangulaire | 4.3   | 453.07         | $M_A = 157.07$  | 2.49   | 475.46          | 1130.10  |
|         |              |       |                | $M_B = 827.87$  |        |                 |          |
| BC      | triangulaire | 4.3   | 453.07         | $M_B = 827.87$  | 2.04   | 305.43          | 1019.94  |
|         |              |       |                | $M_C = 630.75$  |        |                 |          |
| CD      | triangulaire | 4.3   | 453.07         | $M_C = 630.75$  | 2.05   | 499.98          | 932.22   |
|         |              |       |                | $M_D = 450.68$  |        |                 |          |
| DE      | triangulaire | 2.8   | 295.02         | $M_D = 450.68$  | 0.99   | -66.85          | 533.73   |
|         |              |       |                | $M_E = 112.69$  |        |                 |          |
| EF      | triangulaire | 1.5   | 79.02          | $M_E = 112.69$  | 0.17   | -91.36          | 13.64    |
|         |              |       |                | $M_F = 3.33$    |        |                 |          |
| A l'ELS |              |       |                |                 |        |                 |          |
| Travée  | Chargements  | $L_x$ | $q$<br>(KN/ml) | $M_a$<br>(KN.m) | $X(m)$ | $M_t$<br>(KN.m) |          |
| AB      | triangulaire | 4.3   | 342.10         | $M_A = 118.60$  | 2.49   | 359             |          |
|         |              |       |                | $M_B = 625.10$  |        |                 |          |
| BC      | triangulaire | 4.3   | 342.10         | $M_B = 625.10$  | 2.04   | 234.11          |          |
|         |              |       |                | $M_C = 476.26$  |        |                 |          |
| CD      | triangulaire | 4.3   | 342.10         | $M_C = 476.26$  | 2.05   | 364.27          |          |
|         |              |       |                | $M_D = 368.08$  |        |                 |          |
| DE      | triangulaire | 2.8   | 111.38         | $M_D = 368.08$  | 0.99   | -156.25         |          |
|         |              |       |                | $M_E = 51.20$   |        |                 |          |
| EF      | triangulaire | 1.5   | 59.67          | $M_E = 51.20$   | 0.17   | -38.94          |          |
|         |              |       |                | $M_F = 2.51$    |        |                 |          |

- Sens y-y

Schémas statique équivalent



**Tableau VI.6 : Charges reprise par la nervure à l'ELU dans le sens y-y.**

| Travée | Chargements  | $L_y$ | $q_M$<br>(KN/m) | $M_a$<br>(KN.m) | $X(m)$ | $M_t$<br>(KN.m) | $q_v$<br>(KN/m) | $V(KN))$ |
|--------|--------------|-------|-----------------|-----------------|--------|-----------------|-----------------|----------|
| AB     | trapézoïdale | 5.05  | 257.97          | $M_A = 123.35$  | 2.93   | 372.20          | 195.41          | 597.74   |
|        |              |       |                 | $M_B = 650.14$  |        |                 |                 |          |
| BC     | trapézoïdale | 5.05  |                 | $M_B = 650.14$  | 2.52   | 172.21          |                 | 493.41   |
|        |              |       |                 | $M_C = 650.14$  |        |                 |                 |          |
| CD     | trapézoïdale | 5.05  |                 | $M_C = 650.14$  | 2.12   | 372.20          |                 | 597.74   |
|        |              |       |                 | $M_D = 123.35$  |        |                 |                 |          |

**Tableau VI.7 : Charges reprise par la nervure à l'ELS dans le sens y-y.**

| Travée | Chargements  | $L_y$ | $q_M$<br>(KN/m) | $M_a$<br>(KN.m) | $X(m)$ | $M_t$<br>(KN.m) |
|--------|--------------|-------|-----------------|-----------------|--------|-----------------|
| AB     | trapézoïdale | 5.05  | 194.78          | $M_A = 93.13$   | 2.93   | 281.03          |
|        |              |       |                 | $M_B = 490.89$  |        |                 |
| BC     | trapézoïdale | 5.05  |                 | $M_B = 490.89$  | 2.52   | 130.03          |
|        |              |       |                 | $M_C = 490.89$  |        |                 |
| CD     | trapézoïdale | 5.05  |                 | $M_C = 490.89$  | 2.12   | 281.03          |
|        |              |       |                 | $M_D = 93.13$   |        |                 |

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.8 : Sollicitations dans la nervure.**

| Sens x-x     |         |        |
|--------------|---------|--------|
| Localisation | Travée  | Appuis |
| $M_u$ (KN.m) | 499.98  | 827.87 |
| $M_s$ (KN.m) | 364.27  | 625.10 |
| V(KN)        | 1130.10 |        |
| Sens y-y     |         |        |
| Localisation | Travée  | Appuis |
| $M_u$ (KN.m) | 372.20  | 650.14 |
| $M_s$ (KN.m) | 281.03  | 490.89 |
| V(KN)        | 597.74  |        |

## 2. Ferrailage des nervures

### - Sens y-y

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h = 90 \text{ cm}$$

$$h_0 = 40 \text{ cm}$$

$$b_0 = 70 \text{ cm}$$

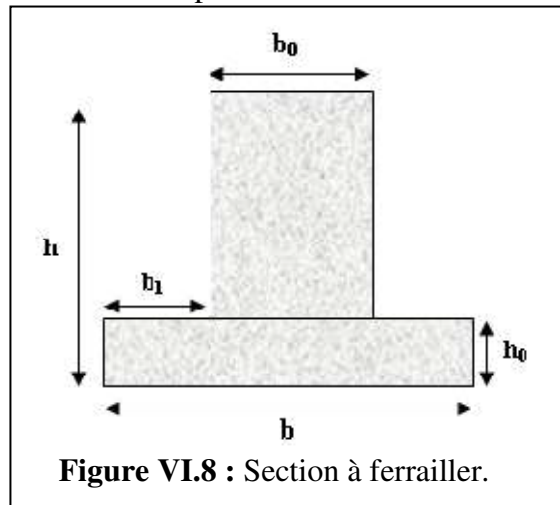
$$d = 67 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right)$$

$$b_1 \leq \min(215 \text{ cm}; 50.5 \text{ cm})$$

$$\text{On prend : } b_1 = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } b = 2 b_1 + b_0 = 1.60 \text{ m}$$



Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.9 : Résultats de ferrailage de la nervure sens y-y.**

| Localisation | $M_u$<br>(KN.m) | $A_{cal}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{adopté}$<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|--------------|-----------------|---------------------------------|---------------------------------|------------------------------------|
| Travée       | 372.20          | 16.27                           | 12.94                           | 10HA16=20.10                       |
| Appui        | 650.14          | 28.85                           | 12.94                           | 10HA20=31.40                       |

- **Sens x-x**

D'une manière semblable au premier calcul, on trouve :  $b = 1.4 \text{ m}$

**Tableau VI.10** : Résultats de ferrailage de la nervure sens x-x.

| Localisation | $M_u$<br>(KN.m) | $A_{cal}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{adopté}$<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|--------------|-----------------|---------------------------------|---------------------------------|------------------------------------|
| Travée       | 499.98          | 26.28                           | 9.63                            | 7HA20+3HA16=28.01                  |
| Appui        | 827.87          | 44.85                           | 9.63                            | 10HA25=49.10                       |

### 3. Vérifications

• **Vérification de l'effort tranchant (ELU) :**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa}$$

- Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{1130.10 \times 10^3}{1400 \times 570} = 1.41 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{597.74 \times 10^3}{1600 \times 670} = 0.55 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• **État limite de compression du béton (ELS):**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

• **État limite des contraintes dans l'acier (ELS):**

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

Calcul de y:

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d$$

Calcul du moment d'inertie

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.11** : Vérification des contraintes dans la nervure.

| Sens |        | $A_s$<br>( $cm^2$ ) | $M_{ser}$<br>( $KN.m$ ) | $I$<br>( $cm^4$ )  | $y$<br>( $cm$ ) | $\sigma_{bc}$<br>( $MPa$ ) | $\sigma_{st}$<br>( $MPa$ ) |
|------|--------|---------------------|-------------------------|--------------------|-----------------|----------------------------|----------------------------|
| X-X  | Travée | 28.01               | 364.27                  | $2.26 \times 10^6$ | 20              | 3.23                       | 161.88                     |
|      | Appui  | 49.10               | 625.10                  | $3.55 \times 10^6$ | 25.44           | 4.46                       | 162.14                     |
| Y-Y  | Travée | 20.10               | 281.03                  | $1.73 \times 10^6$ | 16.32           | 2.64                       | 171.41                     |
|      | Appui  | 31.40               | 490.89                  | $2.54 \times 10^6$ | 19.88           | 3.84                       | 194.51                     |

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{lmax} \right] = \min[25.71, 70, 25] = 25$$

Soit :  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement des armatures :**

Soit : 2 cadres HA10 + 1 épingle HA10 = 5HA10 =  $3.95 \text{ cm}^2$

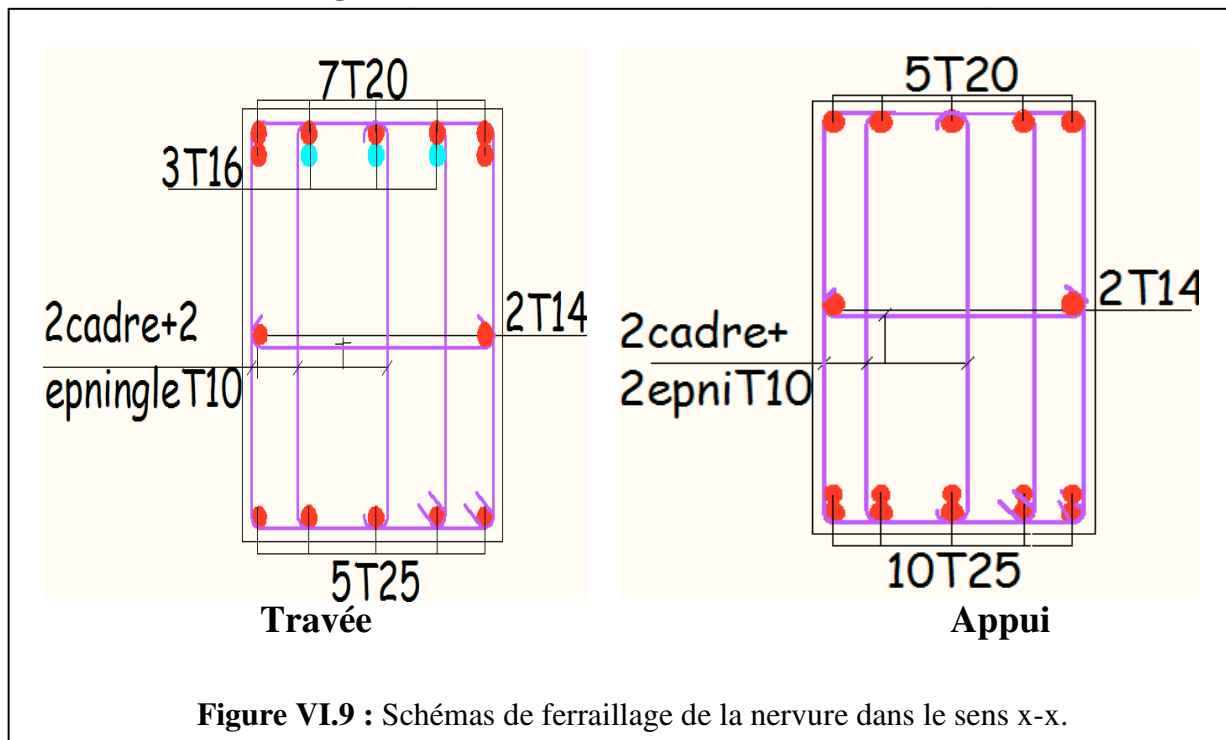
$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

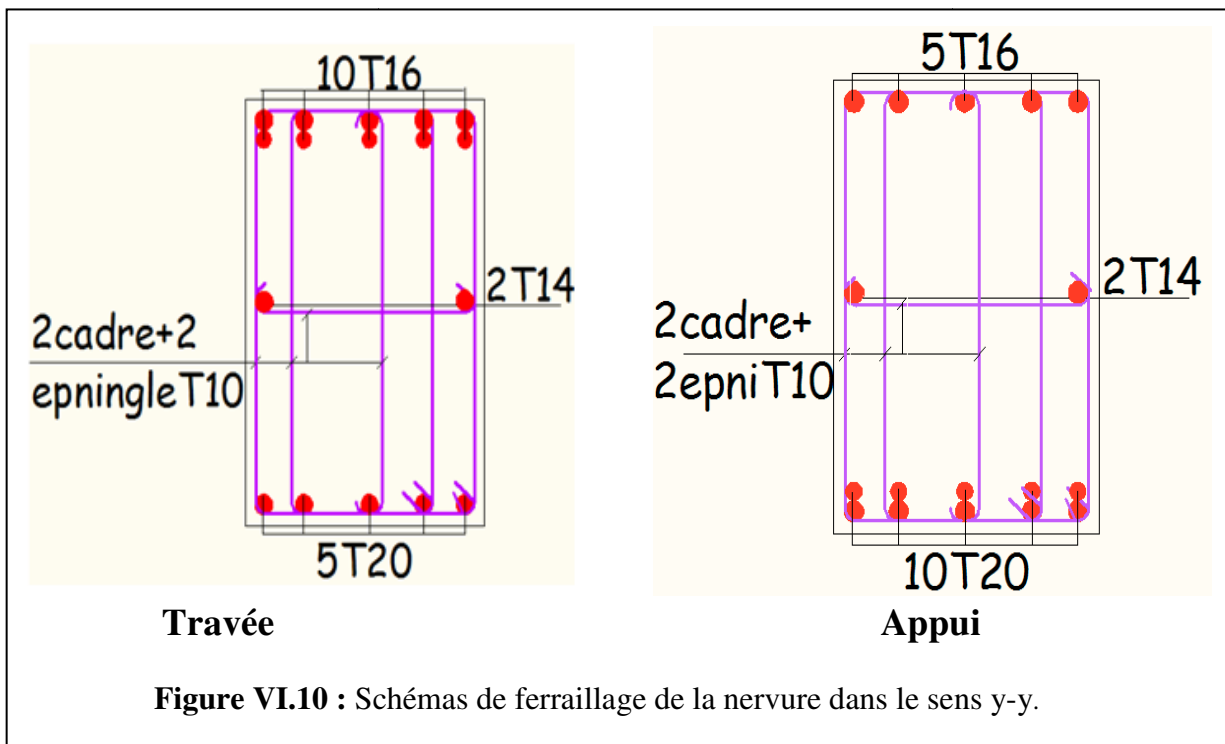
$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.95 \times 10^2 \times 400}{0.4 \times 700} = 56.42 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.8 \times 400 \times 3.95 \times 10^2}{700 \times (1.41 - 0.3 \times 2.1)} = 23.15 \text{ cm}$$

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

#### 4. Schéma de ferrailage des nervures





## VI.5 Voile périphérique

### VI.5.1 Introduction

Selon le RPA99, les ossatures au dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1 % dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Dans notre cas le voile périphérique sera construit au niveau du sous-sol ( $H = - 3.74m$ )

### VI.5.2 Dimensionnement du voile

Hauteur :  $H = 3.74 m$

Longueur sens x-x :  $L_x = 4.9 m$

Longueur sens y-y :  $L_y = 5.75 m$

Epaisseur :  $e = 20 cm$

### VI.5.3 Caractéristiques du sol

Le poids spécifique des terres :  $\gamma_h = 21.1 \text{ KN/m}^3$

L'angle de frottement :  $\varphi = 24^\circ$

La cohésion :  $C = 0.32 \text{ bar} = 32 \text{ KN/m}^2$

### VI.5.4 Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- La poussée des terres :

$$\sigma_G = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times h^2 - 2 \times C \times (K_a)^{\frac{1}{2}}$$

$K_a$ : Coefficient de poussée horizontale avec  $K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

$$\sigma_G = \frac{1}{2} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{24}{2} \right) \times 21.1 \times 3.74^2 - 2 \times 32 \times (\tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{24}{2} \right))^{\frac{1}{2}} = 20.67 \text{ KN/m}^2$$

- Surcharge accidentelle (prise en compte de la pression interstitielle) :

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

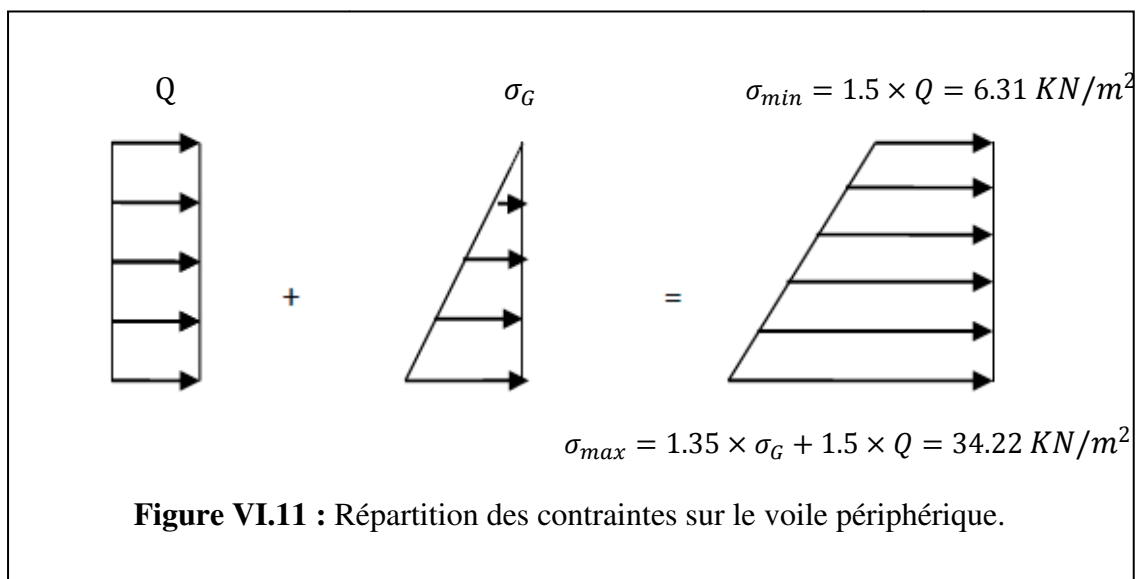
$$Q = q \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 10 \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{24}{2} \right) = 4.21 \text{ KN/m}^2$$

### VI.5.5 Ferrailage du voile

Le voile périphérique se calcul comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

a) Calcul à l'ELU :

$$P_u = 1.35 \times \sigma_G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 20.67 + 1.5 \times 4.21 = 34.22 \text{ KN/m}^2$$



$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 34.22 + 6.31}{4} = 27.24 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 27.24 \times 1 \text{ ml} = 27.24 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$\begin{cases} l_x = 3.74 - 0.4 = 3.34 \text{ m} \\ l_y = 5.75 - 0.6 = 5.15 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.34}{5.15} = 0.65$$

$\rho > 0.4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

**Tableau VI.12 :** Sollicitations dans le voile périphérique à l'ELU.

| $\mu$ (annexe I)                     | $M_0(KN.m)$                                                                               | En travée $M_t(KN.m)$                                                      | En appui $M_a(KN.m)$                               |
|--------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------|
| $\mu_x = 0.0751$<br>$\mu_y = 0.3613$ | $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 22.82$<br>$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 8.24$ | $M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 19.39$<br>$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 7$ | $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_{0x}$<br>$= 11.41$ |

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :  $A_{min} = 0.1\% \times b \times h$ .....condition exigée par les **RPA99**(Art10.1.2).

Le ferrailage se fait pour une section  $(b \times e)m^2 = (1 \times 0.2) m^2$

$$A_{min} = 0.1\% \times b \times h = 2 \text{ cm}^2$$

**Tableau VI.13 :** Ferrailage du voile périphérique.

| Sens   |     | $M_u(KN.m)$ | $A\ (cm^2)$ | $A_{min}(cm^2)$ | $A_{choisit}(cm^2)$ | $S_t(cm)$ |
|--------|-----|-------------|-------------|-----------------|---------------------|-----------|
| Travée | x-x | 19.39       | 3.17        | 2               | 4HA12=4.52          | 25        |
|        | y-y | 7           | 1.13        |                 | 4HA10=3.16          | 25        |
| Appui  |     | 11.41       | 1.84        |                 | 4HA10=3.16          | 25        |

### VI.5.6 Vérifications

- Espacements :

$$\text{Sens } l_x : S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 \times h_{rad}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Sens } l_y : S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 \times h_{rad}, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

**A l'ELU :**

- Condition de non fragilité :

$$\begin{cases} e \geq 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{xmin} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times e = 1.88 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ymin} = \rho_0 \times b \times e = 1.60 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

- Vérifications de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa (fissuration nuisible)}.$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times l_y}{2} = \frac{27.24 \times 5.15}{2} = 70.14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{70.14 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.41 \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

A l'ELS :

$$\sigma_{max} = \sigma_G + Q = 20.67 + 4.21 = 24.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 4.21 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 24.88 + 4.21}{4} = 19.71 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = 19.71 \text{ KN/ml}$$

**Tableau VI.14 :** Sollicitations dans le voile périphérique à l'ELS.

| $\mu$ (annexe I) | $M_0(\text{KN.m})$                               | En travée $M_t(\text{KN.m})$          | En appui $M_a(\text{KN.m})$         |
|------------------|--------------------------------------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|
| $\mu_x = 0.0805$ | $M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 17.70$ | $M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 15.04$ | $M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 8.85$ |
| $\mu_y = 0.5235$ | $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 9.26$            | $M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 7.87$  | $M_{ay} = 0.5 \times M_{0x} = 8.85$ |

- **Vérification de l'état de compression du béton :**

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

- **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.15 :** Vérification des contraintes dans le voile périphérique.

| Localisation |     | $A_s$<br>( $\text{cm}^2$ ) | $M_{ser}$<br>( $\text{KN.m}$ ) | $I$<br>( $\text{cm}^4$ ) | $y$<br>( $\text{cm}$ ) | $\sigma_{bc}$<br>( $\text{MPa}$ ) | $\sigma_{st}$<br>( $\text{MPa}$ ) |
|--------------|-----|----------------------------|--------------------------------|--------------------------|------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Travée       | X-X | 4.52                       | 15.04                          | $1.35 \cdot 10^4$        | 4.17                   | 4.62                              | 213.23                            |
|              | Y-Y | 3.16                       | 7.87                           | $1.002 \cdot 10^4$       | 3.57                   | 2.79                              | 157.64                            |
| Appui        |     | 3.16                       | 8.85                           | $1.002 \cdot 10^4$       | 3.57                   | 3.13                              | 177.13                            |

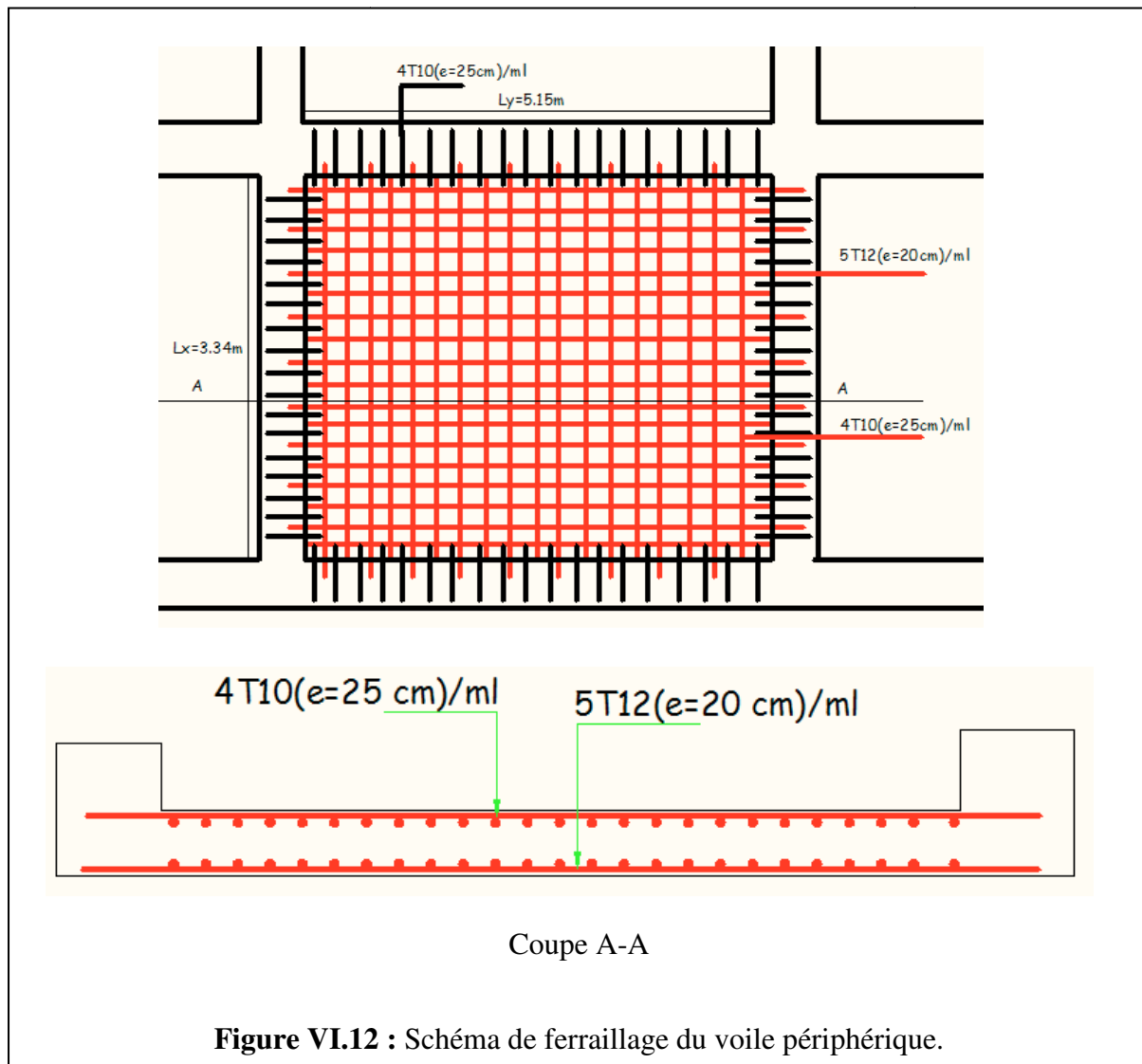
On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée dans le sens x-x en travée donc on doit augmenter la section de l'acier.

$$A_s = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 \text{ On aura } I = 1.62 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 ; y = 4.58 \text{ cm}; \sigma_{bc} = 4.24 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{st} = 172.11 \text{ MPa}$$

Les contraintes sont vérifiées.

### VI.5.7 Schéma de ferrailage du voile périphérique

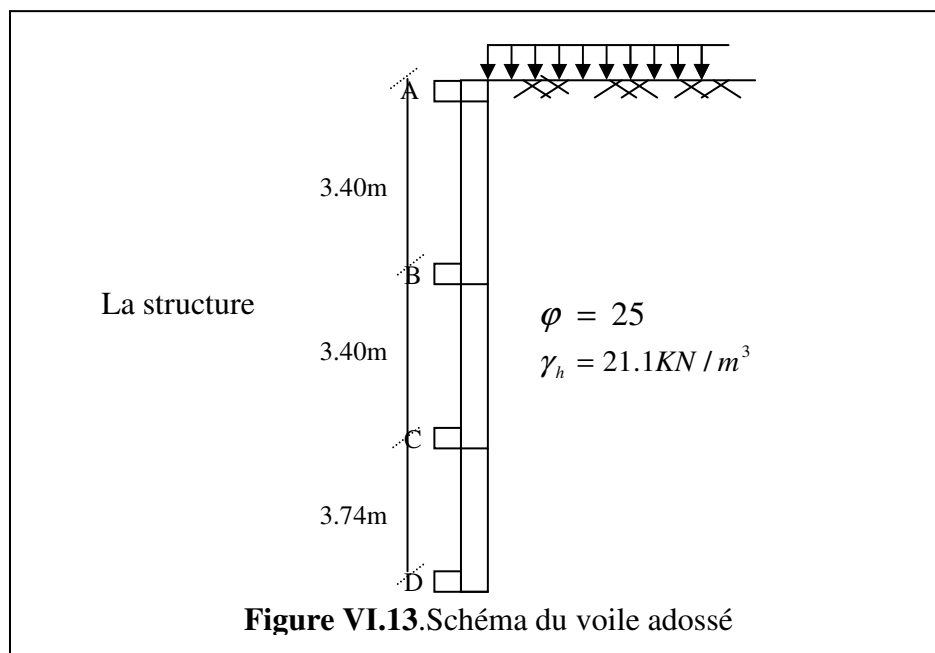


## VI.6 Voile adossé

Un voile adossé est considéré comme un mur de soutènement qui est un ouvrage qui en phase provisoire ou définitive équilibre l'action latérale de terrain (poussées des terres)

Dans le cas de notre projet, le voile adossé d'une hauteur de 10.54 m (la hauteur du sous sol, du RDC et du 1<sup>er</sup> étage) et de 19.6 m de largeur est non intégré à la structure ce qu'on peut considérer comme une dalle simplement appuyée donc les appuis sont les poteaux de la structure, la structure sera donc dimensionnée en tenant compte de cette disposition pour reprendre les sollicitations dues aux efforts latéraux engendrés par les poussées des terres.

Les dimensions du mur de soutènement sont représentées sur la figure suivante :



### VI.6.1 Calcul des sollicitations

Le voile adossé est soumis à :

- La poussée du sol :

$$\sigma_G = K_a \times \gamma \times H$$

$\sigma_G$ : La pression des terres sur le mur.

$H$ : La hauteur du mur (voile)

$\gamma$  : Le poids volumique des sols

$K_a$ : Le coefficient de pression active des terres au repos (coefficient de poussée).

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) = 0.0429$$

- Surcharge accidentelle (prise en compte de la pression interstitielle) :

$$q = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = q \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.429 \text{ kN/m}^2$$

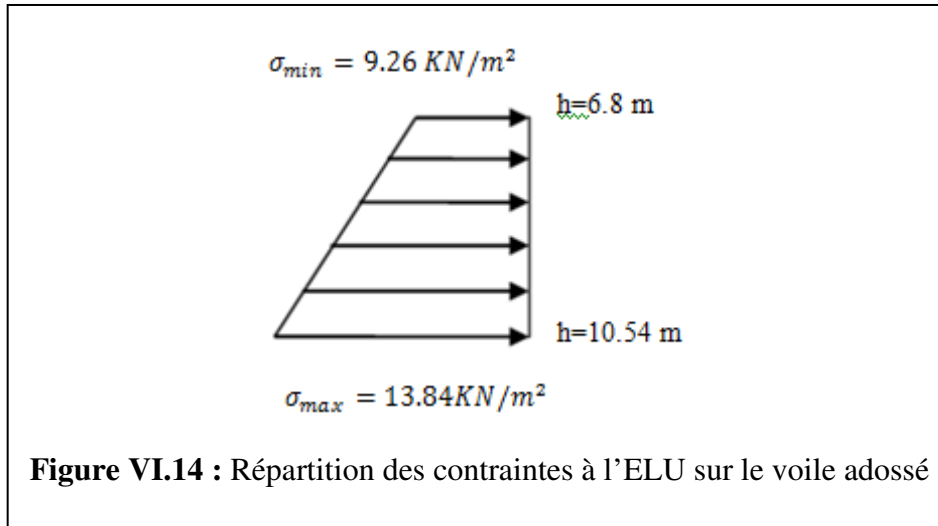
- **Calcul à l'ELU :**

Pour  $h = 10.54 \text{ m}$  :  $\sigma_G = 0.0429 \times 21.1 \times 10.54 = 9.54 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_{max} = 1.35 \times \sigma_G + 1.5 \times Q = 13.84 \text{ KN/m}^2$$

Pour  $h = 6.8 \text{ m}$  :  $\sigma_G = 0.0429 \times 21.1 \times 6.8 = 6.15 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_{min} = 1.35 \times \sigma_G + 1.5 \times Q = 9.26 \text{ KN/m}^2$$



$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 13.84 + 9.26}{4} = 12.695 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 12.695 \text{ KN/m}$$

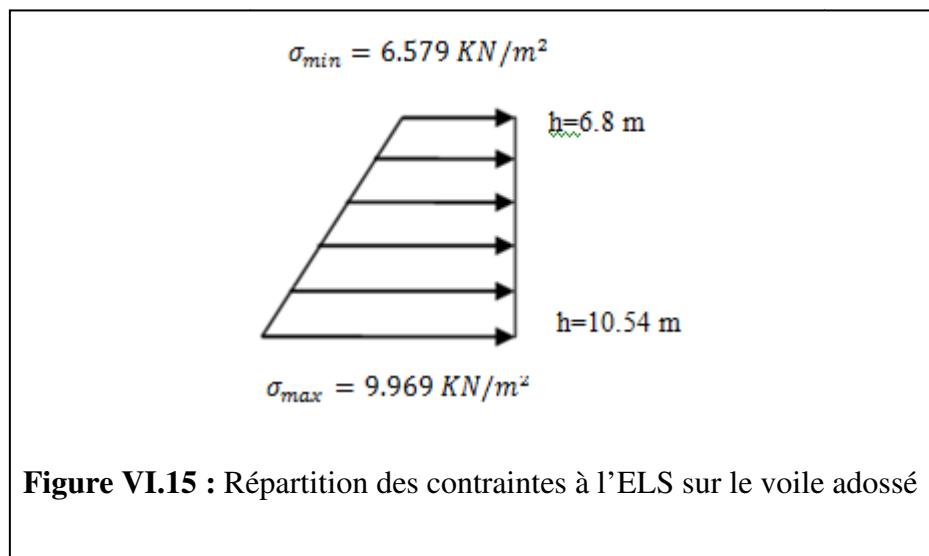
- **Calcul à l'ELS :**

Pour  $h = 10.54 \text{ m}$  :  $\sigma_G = 0.0429 \times 21.1 \times 10.54 = 9.54 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_{max} = \sigma_G + Q = 9.969 \text{ KN/m}^2$$

Pour  $h = 6.8 \text{ m}$  :  $\sigma_G = 0.0429 \times 21.1 \times 6.8 = 6.15 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_{min} = \sigma_G + Q = 6.579 \text{ KN/m}^2$$



$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 9.969 + 6.579}{4} = 9.121 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1ml = 9.121 \text{ KN/m}$$

### VI.6.2 Calcul du ferrailage

Pour le ferrailage on prend le panneau le plus défavorable.

Le mur se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne

$$\begin{cases} l_x = 3.74 \text{ m} \\ l_y = 4.90 \text{ m} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.74}{4.90} = 0.76 > 0.4 \text{ le panneau porte dans les deux sens}$$

**Tableau VI.16 :** Sollicitations dans le voile adossé à l'ELU

| $\mu$ (Annexe 2)                     | $M_0(KN.m)$                                                                                    | En travée $M_t(KN.m)$                                                                  | En appui $M_a(KN.m)$                                                           |
|--------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------|
| $\mu_x = 0.0608$<br>$\mu_y = 0.5274$ | $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$<br>$= 10.79$<br>$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 5.69$ | $M_{tx} = 0.85 \times M_{0x}$<br>$= 9.17$<br>$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y}$<br>$= 4.83$ | $M_{ax} = -0.5 \times M_{0x} = -5.39$<br>$M_{ay} = -0.5 \times M_{0x} = -5.39$ |

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :  $A_{min} = 0.1\% \times b \times h$ .....condition exigée par les **RPA99**(Art10.1.2).

Le ferrailage se fait pour une section  $(b \times e)m^2 = (1 \times 0.2) m^2$

**Tableau VI.17 :** Ferrailage du voile adossé.

| Sens   |     | $M_u(KN.m)$ | $A (cm^2/ml)$ | $A_{min}(cm^2/ml)$ | $A_{choisit}(cm^2/ml)$ |
|--------|-----|-------------|---------------|--------------------|------------------------|
| Travée | x-x | 9.17        | 1.47          | 1.79               | 2HA14                  |
|        | y-y | 4.83        | 0.77          | 1.6                | 2HA12                  |
| Appui  | x-x | -5.39       | 0.86          | 1.79               | 2HA14                  |
|        | y-y | -5.39       | 0.86          | 1.6                | 2HA12                  |

### VI.6.3 Vérifications

- **Espacements (fissuration nuisible) :**

$$\text{Sens } l_x : S_t \leq \min(2 \times e, 25 \text{ cm}) ; \text{ soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens } l_y : S_t \leq \min(2 \times e, 25 \text{ cm}) ; \text{ soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} e \geq 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{xmin} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times e = 1.79 \text{ cm}^2/ml \\ A_{ymin} = \rho_0 \times b \times e = 1.6 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$$

• **Vérifications de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u \max}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} = \frac{12.695 \times 3.74}{2} = 23.74 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times l_y}{2} = \frac{12.695 \times 4.9}{2} = 31.10 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{31.10 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.17 \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

**Tableau VI.18 :** Sollicitations dans le voile adossé à l'ELS

| $\mu$ (Annexe 2)                     | $M_0(KN.m)$                                                                                          | En travée $M_t(KN.m)$                                                                      | En appui $M_a(KN.m)$                                                                       |
|--------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------|
| $\mu_x = 0.0672$<br>$\mu_y = 0.6580$ | $M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$<br>$= 8.573$<br>$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$<br>$= 5.641$ | $M_{tx} = -0.85 \times M_{0x}$<br>$= 7.287$<br>$M_{ty} = -0.85 \times M_{0y}$<br>$= 4.794$ | $M_{ax} = -0.5 \times M_{0x}$<br>$= -4.286$<br>$M_{ay} = -0.5 \times M_{0x}$<br>$= -4.286$ |

• **Vérification de l'état de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

• **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.19 :** Vérification des contraintes dans le voile adossé.

| Localisation |     | $M_{ser}$<br>(KN.m) | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | $I$<br>(cm <sup>4</sup> ) | $y$<br>(cm) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\sigma_{st}$<br>(MPa) |
|--------------|-----|---------------------|--------------------------------|---------------------------|-------------|------------------------|------------------------|
| Travée       | X-X | 7.287               | 3.08                           | 11134.5                   | 3.64        | 2.38                   | 140.96                 |
|              | Y-Y | 4.794               | 2.26                           | 8517.42                   | 3.17        | 1.78                   | 125.20                 |
| Appui        | X-X | -4.286              | 3.08                           | 11134.5                   | 3.64        | 1.40                   | 82.91                  |
|              | Y-Y | -4.286              | 2.26                           | 8517.42                   | 3.17        | 1.59                   | 111.94                 |

• **Vérification de la limite de déformation**

D'après le BAEL 91 et le CBA 93, la vérification de la flèche est inutile si :

$$1) \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{374}{490} = 0.763 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$2) \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{374}{490} = 0.763 > \frac{7.287}{15 \times 8.573} = 0.056 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

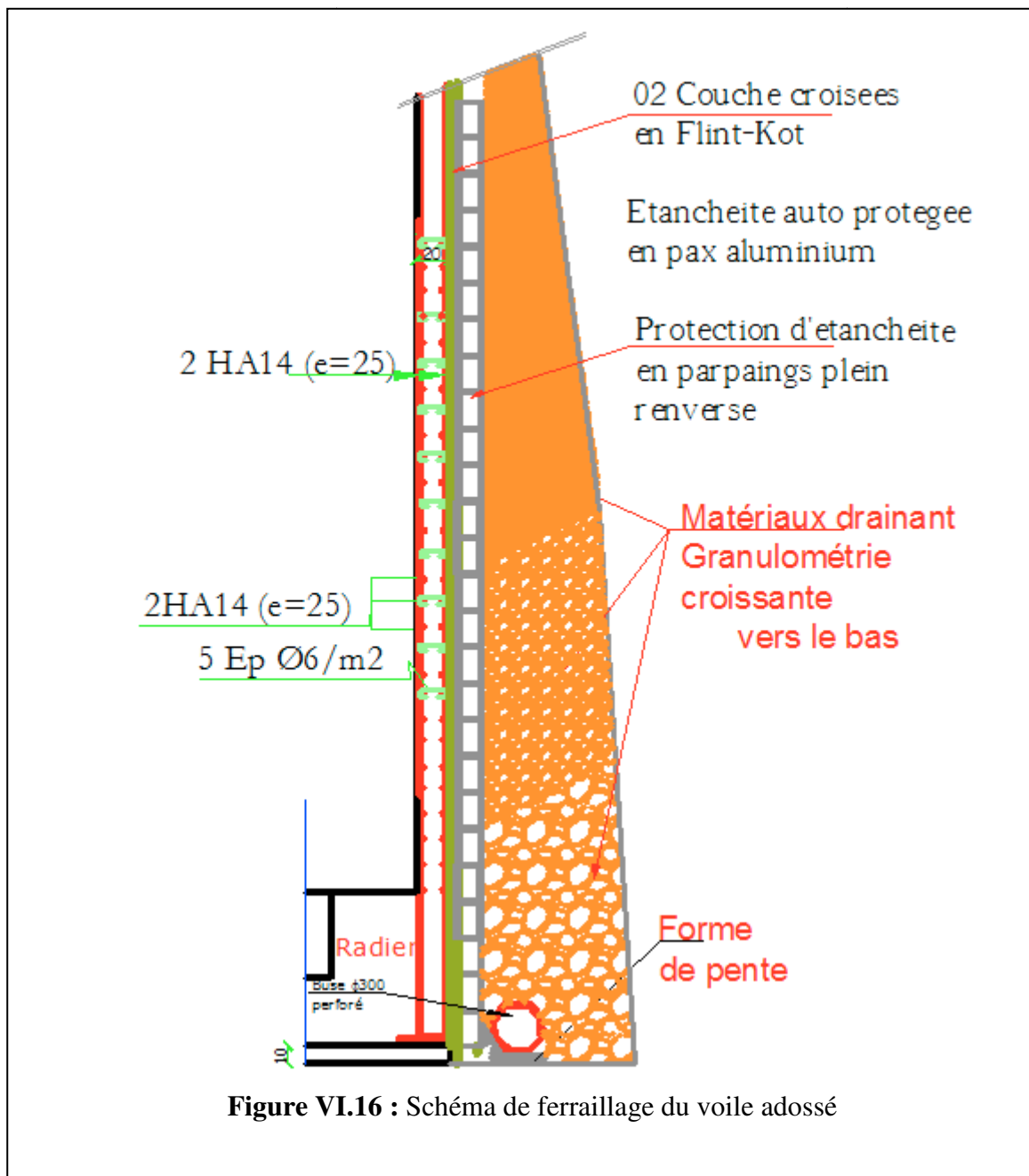
$$3) \frac{A}{b} > \frac{2.4}{f_e} \Rightarrow \frac{2.38 \cdot 10^2}{1000} = 0.238 > \frac{2.4}{400} = 0.006 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il est inutile de vérifier la flèche

#### VI.6.4 Schéma de ferrailage du voile adossé

Les armatures sont constituées de deux nappes qui sont liées par cinq épingles /m<sup>2</sup> de diamètre  $\phi 6$

Afin d'avoir une bonne étanchéité, éviter une forte poussée hydrostatique et l'infiltration des eaux à travers le mur on doit réaliser un bon drainage tel que illustré sur la figure ci-dessous :



---

# **Chapitre VII :**

## **Devis quantitatifs et estimatifs**

---

**DEVIS QUANTITATIFS ET ESTIMATIFS DES GROS ŒUVRES :**

Le calcul des devis quantitatifs consiste à déterminer toutes les quantités des matériaux utilisés, soit en volume (béton armé, terres.....), soit en surface (corps creux ...) soit en mètre linéaire (câble, gaines...), soit en nombre (menuiserie ...), un devis estimatif est donné par la suite celui-ci nous renseigne sur le coût des matériaux y compris leur mise en œuvre.

**VII.1 Devis des terrassements en grande masse**

Pour avoir le volume des fouilles en excavation, on calcule d'abord la surface du radier en ajoutant 40cm de chaque côté du radier pour permettre aux ouvriers de travailler avec aisance, Puis on multiplie par la hauteur de l'excavation  $V = S_{radier} \times e$

La deuxième étape consiste à estimer le prix unitaire représentant le prix global d'une unité de volume (matériaux et exécutions) .le tout est récapitulé dans les tableaux suivants :

**Tableau VII.1 :** Devis estimatif du volume des fouilles en excavation

| Désignation des ouvrages     | U     | quantités  | prix unitaire (DA) | Montant (DA) |
|------------------------------|-------|------------|--------------------|--------------|
| Terrassement en grande masse | $m^3$ | 14443.0412 | 3300,00            | 47662035.96  |

**VII.2 Devis estimatifs des planchers en corps creux**

Pour avoir la surface des planchers a corps creux, on calcul les surfaces de tous les planchers seuls (sans les poteaux et les poutres).

**Tableau VII.2 :** Devis estimatif de la surface du corps creux

| Désignation des ouvrages       | U     | quantités | prix unitaire (DA) | Montant (DA) |
|--------------------------------|-------|-----------|--------------------|--------------|
| Plancher en corps creux (20+5) | $m^2$ | 2419.875  | 30000,00           | 72596250,00  |

**VII.3 Devis quantitatifs et estimatifs des gros œuvres :**

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Devis quantitatifs et estimatif des gros œuvres

| Désignation des matériaux                                   | u                      | Quantité   | P/Unitaire (DA) | Montant (DA)        |
|-------------------------------------------------------------|------------------------|------------|-----------------|---------------------|
| <b>Terrassement des fondations</b>                          |                        |            |                 |                     |
| Terrassement en grande masse                                | m <sup>3</sup>         | 14443.0412 | 3300,00         | 47662035.96         |
| Evacuation des terres excédentaires à la décharge publique. | m <sup>3</sup>         | 14443.0412 | 3300,00         | 47662035.96         |
| Remblais en T.V.O                                           | m <sup>3</sup>         | 106.5      | 9000,00         | 958500,00           |
| <b>TOTAL</b>                                                |                        |            |                 | <b>96282571.92</b>  |
| <b>Infrastructure (Béton armé)</b>                          |                        |            |                 |                     |
| Béton de propreté (20cm) dosé à 150 kg/m3 :                 | m <sup>3</sup>         | 71         | 5 500,00        | 390500,00           |
| a)- Radier                                                  | m <sup>3</sup>         | 142        | 40000,00        | 5680000,00          |
| b)- Nervures                                                | m <sup>3</sup>         | 92.664     | 40000,00        | 3706560,00          |
| c)- Voile adossé                                            | m <sup>3</sup>         | 41.35      | 40000,00        | 1654000,00          |
| <b>TOTAL</b>                                                |                        |            |                 | <b>11431060,00</b>  |
| <b>Etanchéités</b>                                          | m <sup>2</sup>         | 73.08      | 20000,00        | 1461600,00          |
| <b>Superstructure (Béton armé)</b>                          |                        |            |                 |                     |
| Béton armé en élévation dosé à 350 kg/m3.                   |                        |            |                 |                     |
| Poteaux                                                     | m <sup>3</sup>         | 226.237    | 40000,00        | 9049480,00          |
| Poutres et chaînage                                         | m <sup>3</sup>         | 242.417    | 40000,00        | 9696680,00          |
| Dalles pleines                                              | m <sup>3</sup>         | 40.297     | 40000,00        | 411880,00           |
| Voiles contreventements                                     | m <sup>3</sup>         | 107.019    | 40000,00        | 4280760,00          |
| Escaliers                                                   | m <sup>3</sup>         | 79,304     | 40000,00        | 3172160,00          |
| acrotère                                                    | m <sup>3</sup>         | 12.056     | 40000,00        | 482240,00           |
| Planchers corps creux 20+5 cm                               | m <sup>2</sup>         | 2419.875   | 30000,00        | 72596250,00         |
| <b>TOTAL</b>                                                |                        |            |                 | <b>101151050,00</b> |
| <b>TOTAL GENERAL</b>                                        | <b>208864682,00 DA</b> |            |                 |                     |
| <b>TVA 17 %</b>                                             | <b>35506995,94 DA</b>  |            |                 |                     |

**Montant totale :** 244371678,00 DA

Deux cent quarante quatre millions, trois cent soixante et onze mille six cent soixante dix huit dinars algériens

## Conclusion générale

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment à usage touristique (Hôtel), contreventé par (voiles + portiques).

On a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel SAP2000. Et d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus.

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs dispositions de voiles de contreventement ont été testées (avec introduction des escaliers dans la modélisation de la structure) dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction) tous ont fait face aux contraintes architecturales de la structure.

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), donc il faut étudier le comportement (meilleure disposition des voiles) en tenant compte de ces derniers dans la structure modélisée.

L'étude dynamique, particulièrement la recherche du bon comportement dynamique nous a conduit à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La vérification des moments résistants en zones nodales évite le risque de formation de rotules plastiques dans les poteaux.
- La justification de l'interaction voiles-portiques quantifie l'effort tranchant repris par les voiles et ceux repris par les portiques. Elle permet de justifier le choix du système de contreventement mixte. Une bonne disposition peut s'avérer très économique.
- La vérification de la condition  $P - \Delta$  (effets du second ordre) contribue à assurer la stabilité globale vis-à-vis des déplacements horizontaux.

Outre le critère de résistance, on doit lui associer celui de l'économie en jouant sur le choix de section de béton et d'armatures dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par les règlements en vigueur.

D'autre part notre étude nous a permis de savoir que la modélisation de la structure constitue une étape décisive qui nous renseigne sur son éventuel comportement en service.

## **Bibliographie**

---

- B.A.E.L. 91 : Béton aux états limite, Edition Eyrolles, deuxième tirage 1997.
- DTR B.C. 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/version2003), CGS, Alger.
- C.B.A. 93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, CGS, Alger 1994.
- DTR B.C. 2.2 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation, CGS, Alger 1988.
- Ali.BOUAFIA, Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques, Edition : pages bleues, Janvier 2010, Alger

### **Logiciels utilisés :**

- SAP 2000/Version 14
- Autocad 2013.

---

# Annexes

---

# Annexe 1

## Flexion simple : Section rectangulaire

### Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\epsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \epsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\epsilon_{sc} = \left( \frac{3.5}{1000} + \epsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \epsilon_1$$

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

$$\epsilon_{sc} < \epsilon_1$$

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

NON

OUI

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \epsilon_s$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

OUI

NON

$$\epsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\epsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left( \frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

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  | 0.0596          | 0.7518  |
| 0.84                       | 0.0517        | 0.6678  | 0.0586          | 0.7655  |
| 0.85                       | 0.0506        | 0.6864  | 0.0576          | 0.7794  |
| 0.86                       | 0.0496        | 0.7052  | 0.0566          | 0.7932  |
| 0.87                       | 0.0486        | 0.7244  | 0.0556          | 0.8074  |
| 0.88                       | 0.0476        | 0.7438  | 0.0546          | 0.8216  |
| 0.89                       | 0.0466        | 0.7635  | 0.0537          | 0.8358  |
| 0.90                       | 0.0456        | 0.7834  | 0.0528          | 0.8502  |
| 0.91                       | 0.0447        | 0.8036  | 0.0518          | 0.8646  |
| 0.92                       | 0.0437        | 0.8251  | 0.0509          | 0.8799  |
| 0.93                       | 0.0428        | 0.8450  | 0.0500          | 0.8939  |
| 0.94                       | 0.0419        | 0.8661  | 0.0491          | 0.9087  |
| 0.95                       | 0.0410        | 0.8875  | 0.0483          | 0.9236  |
| 0.96                       | 0.0401        | 0.9092  | 0.0474          | 0.9385  |
| 0.97                       | 0.0392        | 0.9322  | 0.4065          | 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  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$L_x \times L_y$

Avec  $L_x < L_y$ .

$\rho = 0.9$

| u/lx<br>v/ly             |     | 0.0   | 0.1   | 0.2   | 0.3   | 0.4   | 0.5   | 0.6   | 0.7   | 0.8   | 0.9   | 1.0   |
|--------------------------|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Valeur de M <sub>1</sub> | 0.0 | /     | 0.254 | 0.187 | 0.154 | 0.131 | 0.115 | 0.102 | 0.090 | 0.081 | 0.073 | 0.067 |
|                          | 0.1 | 0.302 | 0.235 | 0.183 | 0.152 | 0.130 | 0.114 | 0.101 | 0.089 | 0.080 | 0.073 | 0.067 |
|                          | 0.2 | 0.260 | 0.214 | 0.175 | 0.148 | 0.128 | 0.112 | 0.099 | 0.088 | 0.079 | 0.072 | 0.066 |
|                          | 0.3 | 0.227 | 0.196 | 0.164 | 0.142 | 0.124 | 0.109 | 0.097 | 0.086 | 0.078 | 0.070 | 0.065 |
|                          | 0.4 | 0.202 | 0.178 | 0.153 | 0.134 | 0.118 | 0.105 | 0.093 | 0.083 | 0.075 | 0.068 | 0.063 |
|                          | 0.5 | 0.181 | 0.160 | 0.141 | 0.126 | 0.113 | 0.100 | 0.089 | 0.080 | 0.073 | 0.066 | 0.060 |
|                          | 0.6 | 0.161 | 0.146 | 0.130 | 0.118 | 0.106 | 0.095 | 0.085 | 0.077 | 0.069 | 0.063 | 0.057 |
|                          | 0.7 | 0.144 | 0.133 | 0.121 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.079 | 0.072 | 0.065 | 0.058 | 0.054 |
|                          | 0.8 | 0.132 | 0.123 | 0.113 | 0.102 | 0.092 | 0.083 | 0.074 | 0.067 | 0.061 | 0.055 | 0.049 |
|                          | 0.9 | 0.122 | 0.114 | 0.103 | 0.093 | 0.084 | 0.076 | 0.068 | 0.062 | 0.057 | 0.051 | 0.046 |
|                          | 1.0 | 0.112 | 0.102 | 0.093 | 0.084 | 0.075 | 0.068 | 0.062 | 0.057 | 0.051 | 0.046 | 0.042 |
| Valeur de M <sub>2</sub> | 0.0 | /     | 0.310 | 0.200 | 0.167 | 0.149 | 0.134 | 0.122 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.081 |
|                          | 0.1 | 0.253 | 0.208 | 0.173 | 0.151 | 0.136 | 0.123 | 0.110 | 0.099 | 0.089 | 0.081 | 0.074 |
|                          | 0.2 | 0.202 | 0.175 | 0.152 | 0.137 | 0.123 | 0.110 | 0.100 | 0.089 | 0.082 | 0.074 | 0.067 |
|                          | 0.3 | 0.167 | 0.150 | 0.135 | 0.123 | 0.110 | 0.099 | 0.088 | 0.081 | 0.074 | 0.067 | 0.061 |
|                          | 0.4 | 0.143 | 0.132 | 0.122 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.081 | 0.074 | 0.067 | 0.061 | 0.056 |
|                          | 0.5 | 0.128 | 0.118 | 0.108 | 0.097 | 0.088 | 0.080 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.056 | 0.051 |
|                          | 0.6 | 0.114 | 0.106 | 0.096 | 0.087 | 0.079 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.056 | 0.052 | 0.047 |
|                          | 0.7 | 0.102 | 0.094 | 0.086 | 0.078 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.057 | 0.052 | 0.047 | 0.043 |
|                          | 0.8 | 0.09  | 0.083 | 0.077 | 0.072 | 0.066 | 0.062 | 0.056 | 0.052 | 0.047 | 0.043 | 0.038 |
|                          | 0.9 | 0.081 | 0.076 | 0.071 | 0.066 | 0.061 | 0.056 | 0.052 | 0.047 | 0.043 | 0.038 | 0.035 |
|                          | 1.0 | 0.073 | 0.069 | 0.065 | 0.060 | 0.055 | 0.050 | 0.047 | 0.043 | 0.038 | 0.035 | 0.032 |

# Annexe 4

## Performances & Raffinement

Ligne Building

### Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes  
machinerie supérieure  
entraînement électrique

| Charge nominale en kg   | Vitesse nominale en m/s | Entrain. (1) | Nombre niveaux maxi | Course maxi en m | Dimensions de cabine BK x TK x HK | Passage libre de porte BT x HT | Dimensions de gaine BS x TS | Profondeur de cuvette (2) HSG |
|-------------------------|-------------------------|--------------|---------------------|------------------|-----------------------------------|--------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|
| <b>630</b><br>8 pers.   | 1.00                    | 2 v          | 12                  | 32               | 110 x 140 x 220                   | 80 x 200                       | 180 x 210                   | 135 140                       |
|                         |                         | Dy S         | 12                  | 32               | 110 x 140 x 220                   | 80 x 200                       | 180 x 210                   | 135 140                       |
|                         |                         | ACVF         | 12                  | 32               | 110 x 140 x 220                   | 80 x 200                       | 180 x 210                   | 135 140                       |
|                         | 1.60                    | Dy S         | 18                  | 50               | 110 x 140 x 220                   | 80 x 200                       | 180 x 210                   | 150 160                       |
|                         |                         | ACVF         | 18                  | 50               | 110 x 140 x 220                   | 80 x 200                       | 180 x 210                   | 150 160                       |
|                         |                         |              |                     |                  |                                   |                                |                             |                               |
| <b>800</b><br>10 pers.  | 1.00                    | 2 v          | 12                  | 32               | 110 x 140 x 220                   | 80 x 200                       | 180 x 210                   | 135 140                       |
|                         |                         | Dy S         | 12                  | 32               | 110 x 140 x 220                   | 80 x 200                       | 180 x 210                   | 135 140                       |
|                         |                         | ACVF         | 12                  | 32               | 110 x 140 x 220                   | 80 x 200                       | 180 x 210                   | 135 140                       |
|                         | 1.60                    | Dy S         | 18                  | 50               | 110 x 140 x 220                   | 80 x 200                       | 180 x 210                   | 150 160                       |
|                         |                         | ACVF         | 18                  | 50               | 110 x 140 x 220                   | 80 x 200                       | 180 x 210                   | 150 160                       |
|                         |                         |              |                     |                  |                                   |                                |                             |                               |
| <b>1000</b><br>13 pers. | 1.00                    | 2 v          | 12                  | 32               | 160 x 140 x 230                   | 110 x 210                      | 240 x 230                   | 140 140                       |
|                         |                         | Dy S         | 12                  | 32               | 160 x 140 x 230                   | 110 x 210                      | 240 x 230                   | 140 140                       |
|                         |                         | ACVF         | 12                  | 32               | 160 x 140 x 230                   | 110 x 210                      | 240 x 230                   | 140 140                       |
|                         | 1.60                    | Dy S         | 18                  | 50               | 160 x 140 x 230                   | 110 x 210                      | 240 x 230                   | 155 160                       |
|                         |                         | ACVF         | 18                  | 50               | 160 x 140 x 230                   | 110 x 210                      | 240 x 230                   | 155 160                       |
|                         |                         |              |                     |                  |                                   |                                |                             |                               |
|                         | 2.50                    | Dy MV        | 28                  | 80               | 160 x 140 x 230                   | 110 x 210                      | 240 x 230                   | 180 220                       |
|                         |                         | TD 2         | 31                  | 80               | 160 x 140 x 230                   | 110 x 210                      | 240 x 230                   | 180 220                       |
|                         |                         |              |                     |                  |                                   |                                |                             |                               |
|                         | 4.00                    | TD 2         | 31                  | 80               | 160 x 140 x 230                   | 110 x 210                      | 240 x 230                   | 320                           |
|                         |                         |              |                     |                  |                                   |                                |                             |                               |
|                         |                         |              |                     |                  |                                   |                                |                             |                               |
| <b>1250</b><br>16 pers. | 1.00                    | Dy S         | 12                  | 32               | 195 x 140 x 230                   | 110 x 210                      | 260 x 230                   | 140 160                       |
|                         |                         | ACVF         | 12                  | 32               | 195 x 140 x 230                   | 110 x 210                      | 260 x 230                   | 140 160                       |
|                         |                         |              |                     |                  |                                   |                                |                             |                               |
|                         | 1.60                    | Dy S         | 18                  | 50               | 195 x 140 x 230                   | 110 x 210                      | 260 x 230                   | 155 160                       |
|                         |                         | ACVF         | 18                  | 50               | 195 x 140 x 230                   | 110 x 210                      | 260 x 230                   | 155 160                       |
|                         |                         |              |                     |                  |                                   |                                |                             |                               |
|                         | 2.50                    | Dy MV        | 28                  | 80               | 195 x 140 x 230                   | 110 x 210                      | 260 x 230                   | 180 220                       |
|                         |                         | TD 2         | 31                  | 80               | 195 x 140 x 230                   | 110 x 210                      | 260 x 230                   | 180 220                       |
|                         |                         |              |                     |                  |                                   |                                |                             |                               |
|                         | 4.00                    | TD 2         | 31                  | 80               | 195 x 140 x 230                   | 110 x 210                      | 260 x 230                   | 320                           |
|                         |                         |              |                     |                  |                                   |                                |                             |                               |
|                         |                         |              |                     |                  |                                   |                                |                             |                               |
| <b>1600</b><br>21 pers. | 1.00                    | Dy S         | 12                  | 32               | 195 x 175 x 230                   | 110 x 210                      | 260 x 260                   | 140 160                       |
|                         |                         | ACVF         | 12                  | 32               | 195 x 175 x 230                   | 110 x 210                      | 260 x 260                   | 140 160                       |
|                         |                         |              |                     |                  |                                   |                                |                             |                               |
|                         | 1.60                    | Dy S         | 18                  | 50               | 195 x 175 x 230                   | 110 x 210                      | 260 x 260                   | 155 160                       |
|                         |                         | ACVF         | 18                  | 50               | 195 x 175 x 230                   | 110 x 210                      | 260 x 260                   | 155 160                       |
|                         |                         |              |                     |                  |                                   |                                |                             |                               |
|                         | 2.50                    | Dy MV        | 28                  | 80               | 195 x 175 x 230                   | 110 x 210                      | 260 x 260                   | 180 220                       |
|                         |                         | TD 2         | 31                  | 80               | 195 x 175 x 230                   | 110 x 210                      | 260 x 260                   | 180 220                       |
|                         |                         |              |                     |                  |                                   |                                |                             |                               |
|                         | 4.00                    | TD 2         | 31                  | 80               | 195 x 175 x 230                   | 110 x 210                      | 260 x 260                   | 320                           |
|                         |                         |              |                     |                  |                                   |                                |                             |                               |
|                         |                         |              |                     |                  |                                   |                                |                             |                               |
| <b>2000</b><br>28 pers. | 1.00                    | 2 v          | 12                  | 32               | 195 x 175 x 230                   | 110 x 210                      | 260 x 260                   | 400                           |
|                         |                         |              |                     |                  |                                   |                                |                             |                               |
|                         |                         |              |                     |                  |                                   |                                |                             |                               |

Notes: toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indications contraires.

(1) Entraînement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynatron S (variation continue de vitesse).

(2) ACVF = Accélération continue de fréquence, Dy MV = Dynatron MV (variation continue de vitesse).

(3) TD 2 = Transatron 2 (variation de tension sans treuil).

(4) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sont données en italique.

(5) NF EN 81-12 figurent en italique les valeurs d'isolation de documentation P 82-208.

(6) La puissance est calculée suivant la norme C 15-100 et C 15-105.

(7) C'est à dire en prenant en compte la norme C 15-105.

Fig. 10.20.10

Albuquerque

collective descent  
sélective, à analyse  
permanente de trafic  
à ouverture centrale  
trafic intense

Nombre de faces de service

simple acces

## Portes automatiques

Distance mini entre niveaux

255 cm

五

250 x 140

Symbolisme attribué par le Comité National de Liaison pour la Réadaptation des Handicapés  
(autorisation d'emploi n° 001): Les appareils sont conformes à la Norme NF P 91-201 en  
accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le contexte d'un document général. S'agit-il d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schindler habituel.

**Annexe 5**  
**Tableau des sections d'armatures (en cm<sup>2</sup>)**

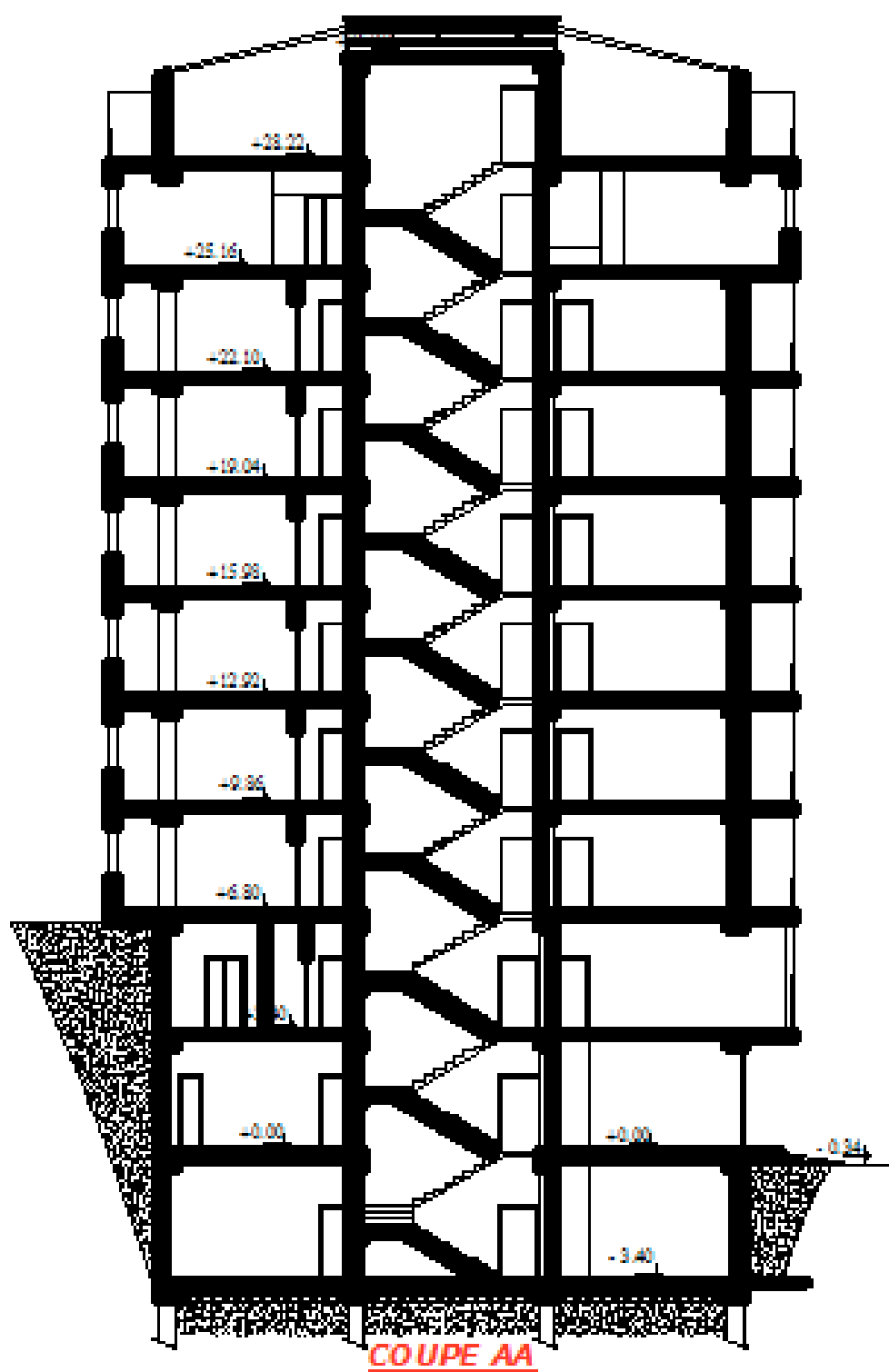
| $\varnothing$ (mm)<br>N<br>barres | 5    | 6    | 8     | 10    | 12    | 14    | 16    | 20    | 25    | 32     | 40     |
|-----------------------------------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|
| 1                                 | 0.20 | 0.28 | 0.50  | 0.79  | 1.13  | 1.54  | 2.01  | 3.14  | 4.91  | 8.04   | 12.57  |
| 2                                 | 0.39 | 0.57 | 1.01  | 1.57  | 2.26  | 3.08  | 4.02  | 6.28  | 9.82  | 16.08  | 25.13  |
| 3                                 | 0.59 | 0.85 | 1.51  | 2.36  | 3.39  | 4.62  | 6.03  | 9.42  | 14.73 | 24.13  | 37.70  |
| 4                                 | 0.79 | 1.13 | 2.01  | 3.14  | 4.52  | 6.16  | 8.04  | 12.57 | 19.64 | 32.17  | 50.27  |
| 5                                 | 0.98 | 1.41 | 2.51  | 3.93  | 5.65  | 7.70  | 10.05 | 15.71 | 24.54 | 40.21  | 62.83  |
| 6                                 | 1.18 | 1.70 | 3.02  | 4.71  | 6.79  | 9.24  | 12.06 | 18.85 | 29.45 | 48.25  | 75.40  |
| 7                                 | 1.37 | 1.98 | 3.52  | 5.50  | 7.92  | 10.78 | 14.07 | 21.99 | 34.36 | 56.30  | 87.96  |
| 8                                 | 1.57 | 2.26 | 4.02  | 6.28  | 9.05  | 12.32 | 16.08 | 25.13 | 39.27 | 64.34  | 100.53 |
| 9                                 | 1.77 | 2.54 | 4.52  | 7.07  | 10.18 | 13.85 | 18.10 | 28.27 | 44.18 | 72.38  | 113.10 |
| 10                                | 1.96 | 2.83 | 5.03  | 7.85  | 11.31 | 15.39 | 20.11 | 31.42 | 49.09 | 80.09  | 125.66 |
| 11                                | 2.16 | 3.11 | 5.53  | 8.64  | 12.44 | 16.93 | 22.12 | 34.56 | 54.00 | 88.47  | 138.23 |
| 12                                | 2.36 | 3.39 | 6.03  | 9.42  | 13.57 | 18.47 | 24.13 | 37.70 | 58.91 | 96.51  | 150.80 |
| 13                                | 2.55 | 3.68 | 6.53  | 10.21 | 14.7  | 20.01 | 26.14 | 40.84 | 63.81 | 104.55 | 163.36 |
| 14                                | 2.75 | 3.96 | 7.04  | 11.00 | 15.83 | 21.55 | 28.15 | 43.98 | 68.72 | 112.59 | 175.93 |
| 15                                | 2.95 | 4.24 | 7.54  | 11.78 | 16.96 | 23.09 | 30.16 | 47.12 | 73.63 | 120.64 | 188.50 |
| 16                                | 3.14 | 4.52 | 8.04  | 12.57 | 18.10 | 24.63 | 32.17 | 50.27 | 78.54 | 128.68 | 201.06 |
| 17                                | 3.34 | 4.81 | 8.55  | 13.35 | 19.23 | 26.17 | 34.18 | 53.41 | 83.45 | 136.72 | 213.63 |
| 18                                | 3.53 | 5.09 | 9.05  | 14.14 | 20.36 | 27.71 | 36.19 | 56.55 | 88.36 | 144.76 | 226.20 |
| 19                                | 3.73 | 5.37 | 9.55  | 14.92 | 21.49 | 29.25 | 38.20 | 59.69 | 93.27 | 152.81 | 238.76 |
| 20                                | 3.93 | 5.65 | 10.05 | 15.71 | 22.62 | 30.79 | 40.21 | 62.83 | 98.17 | 160.85 | 251.33 |

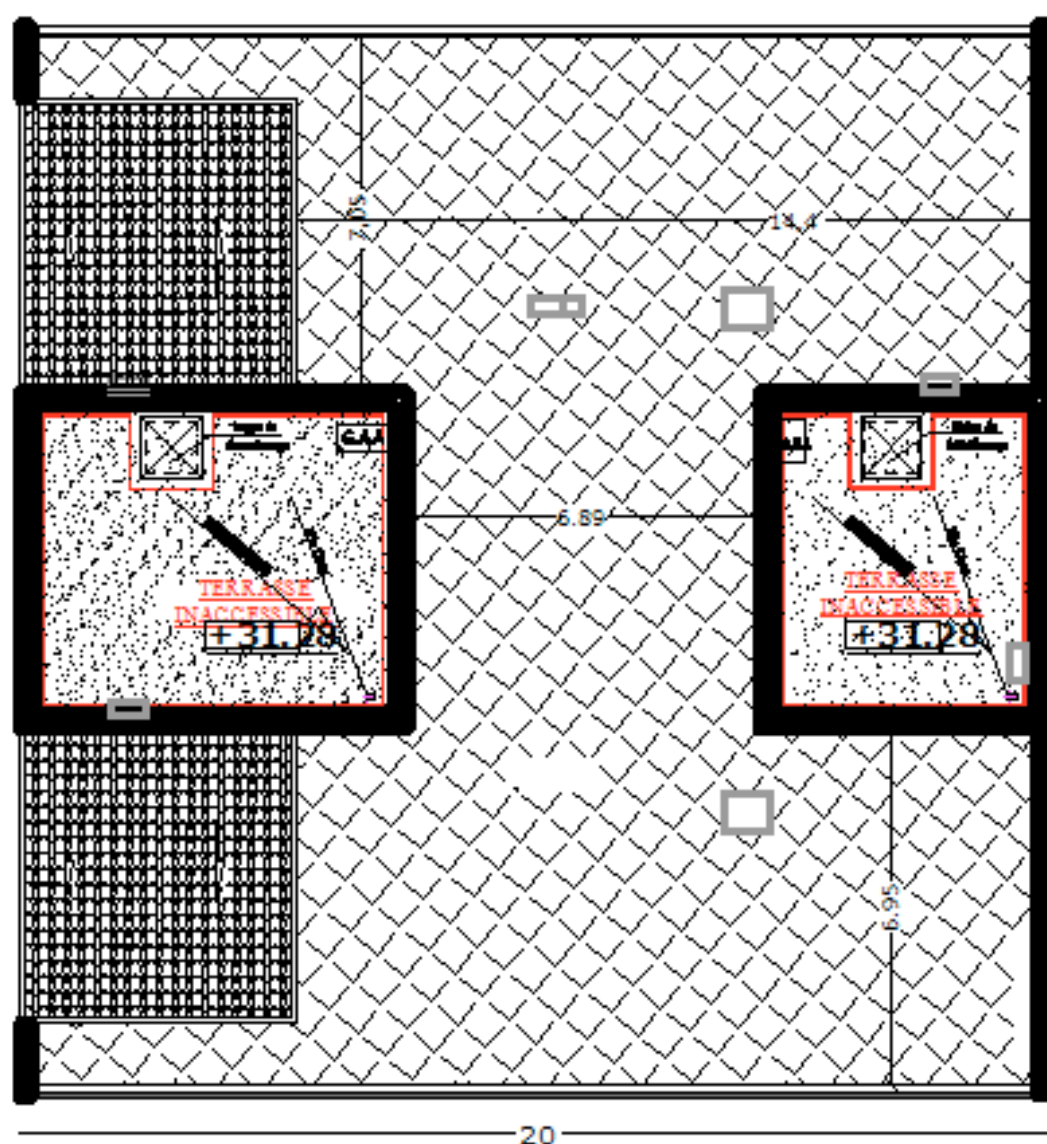
## **Annexe 6**

### Etude du sol



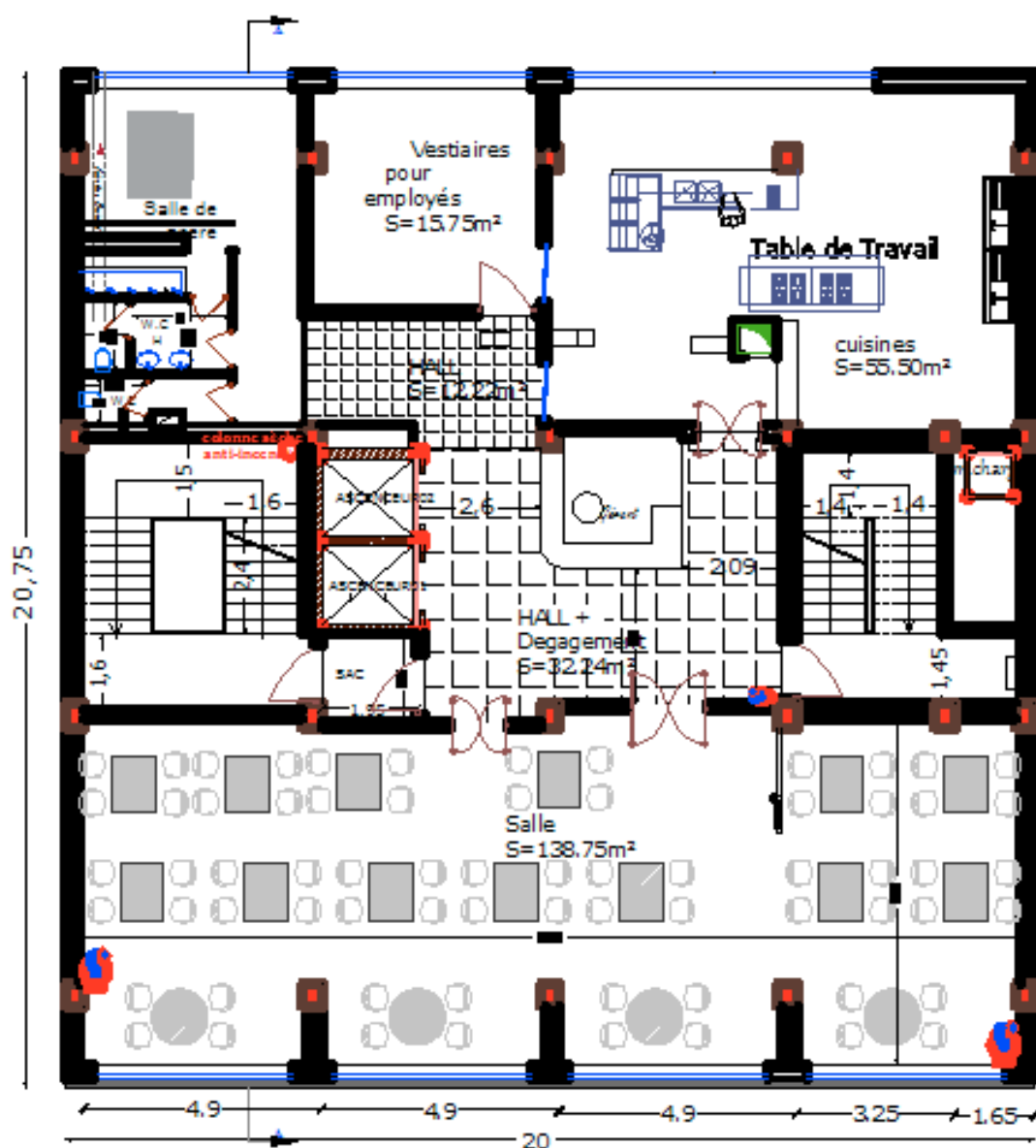
**FACADE PRINCIPALE**



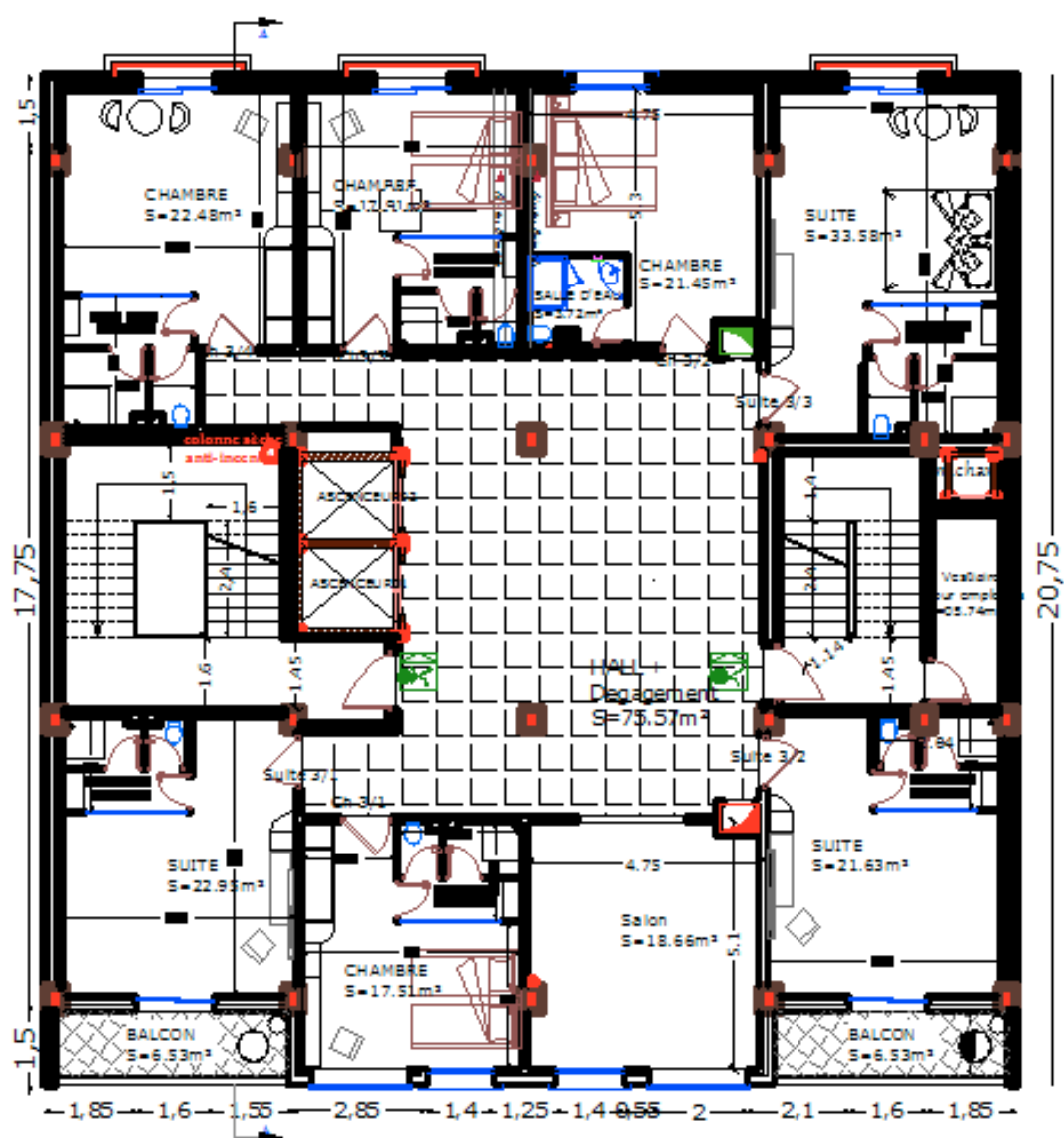


20  
**PLAN DE TOITURE**

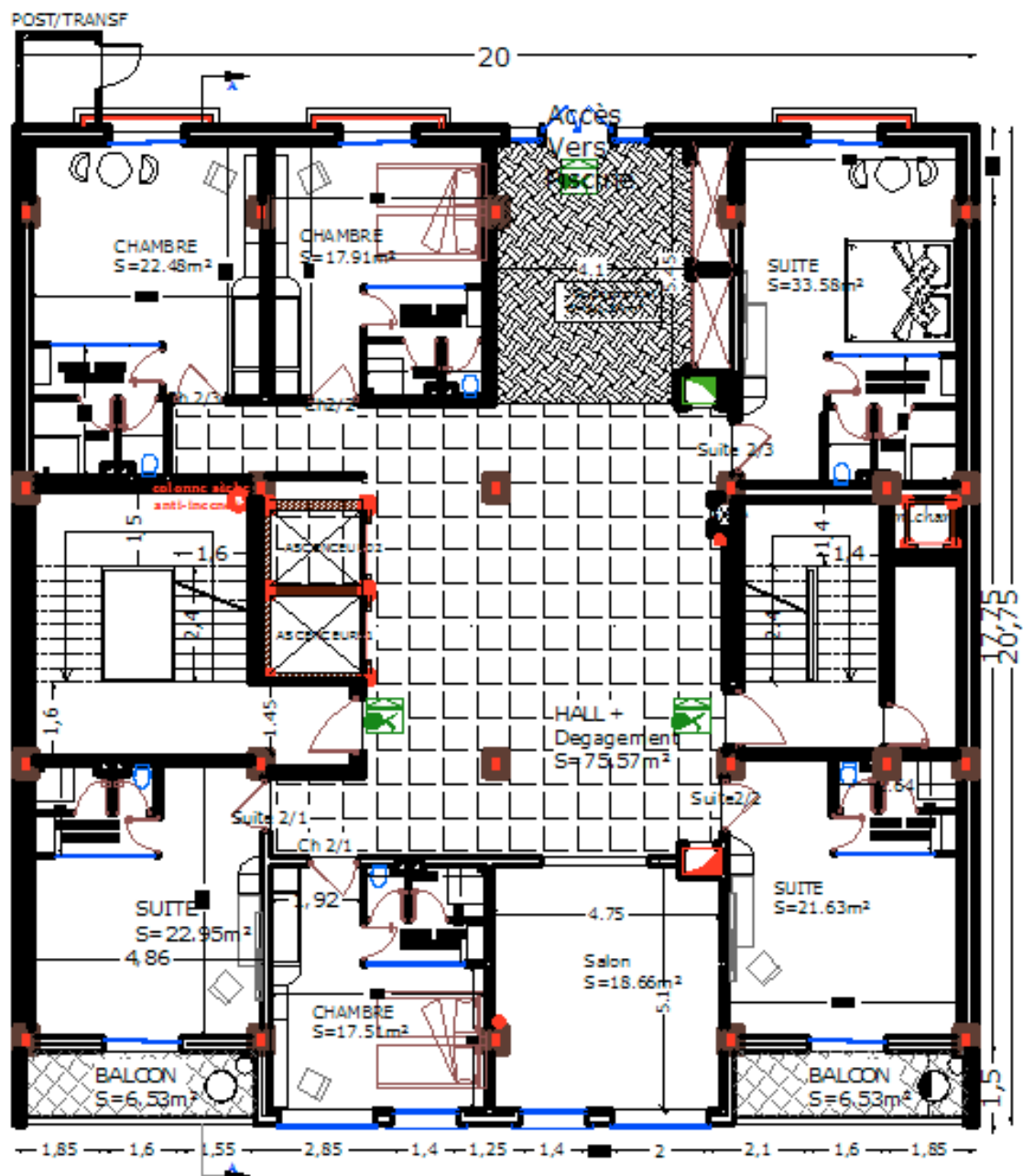




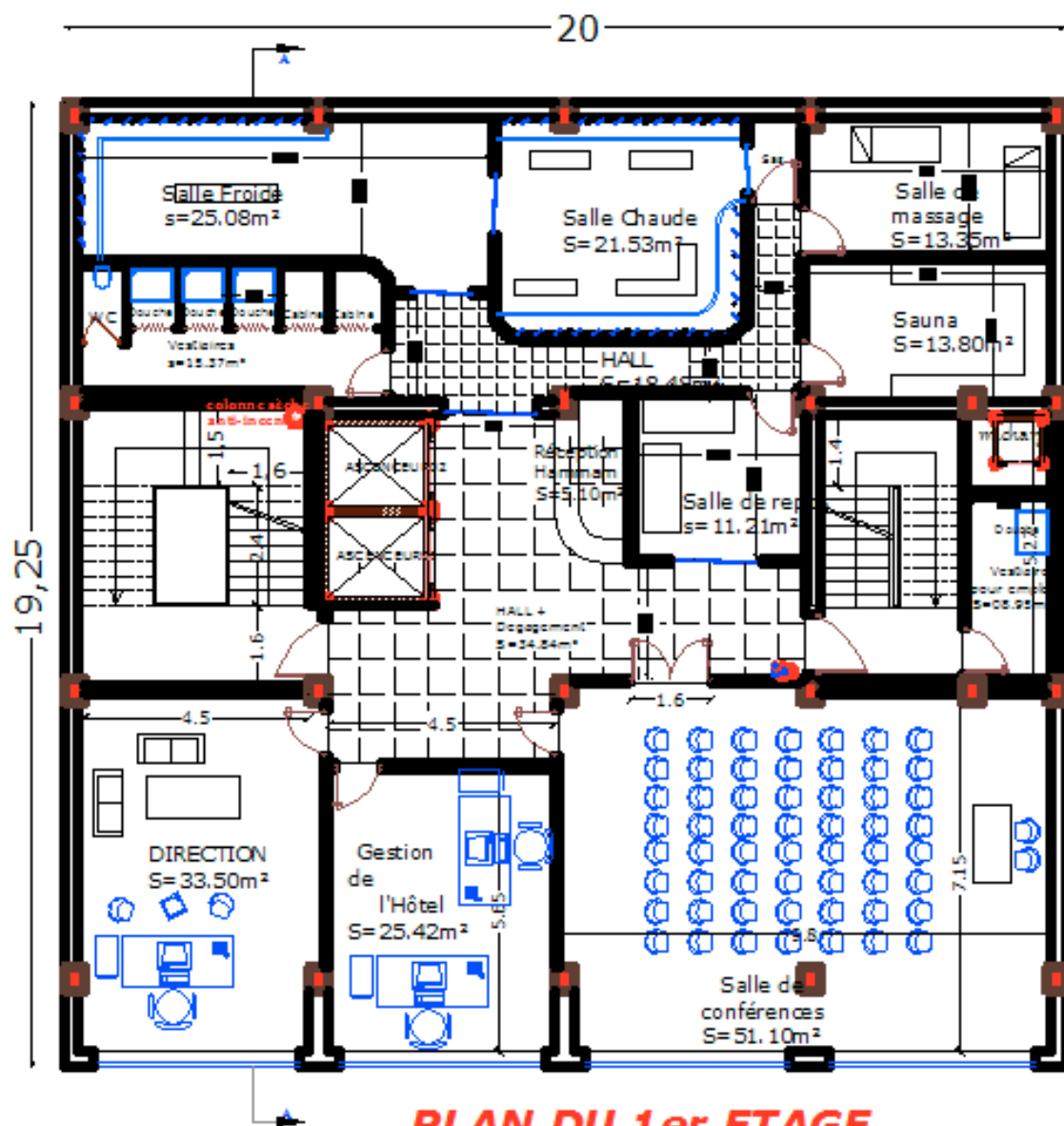
**PLAN DU 8eme ETAGE**



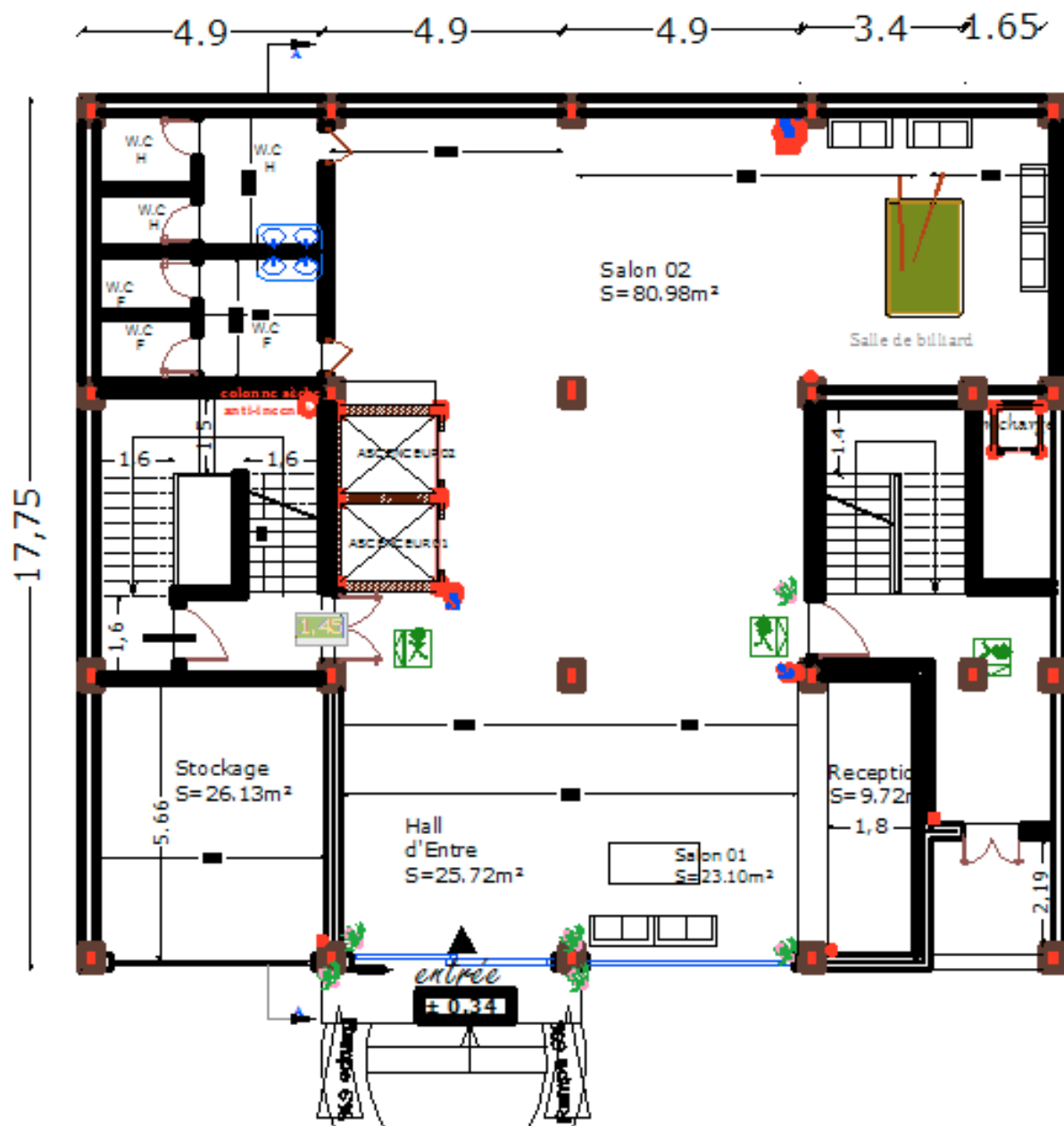
**PLAN DU 3eme AU 7eme ETAGE**



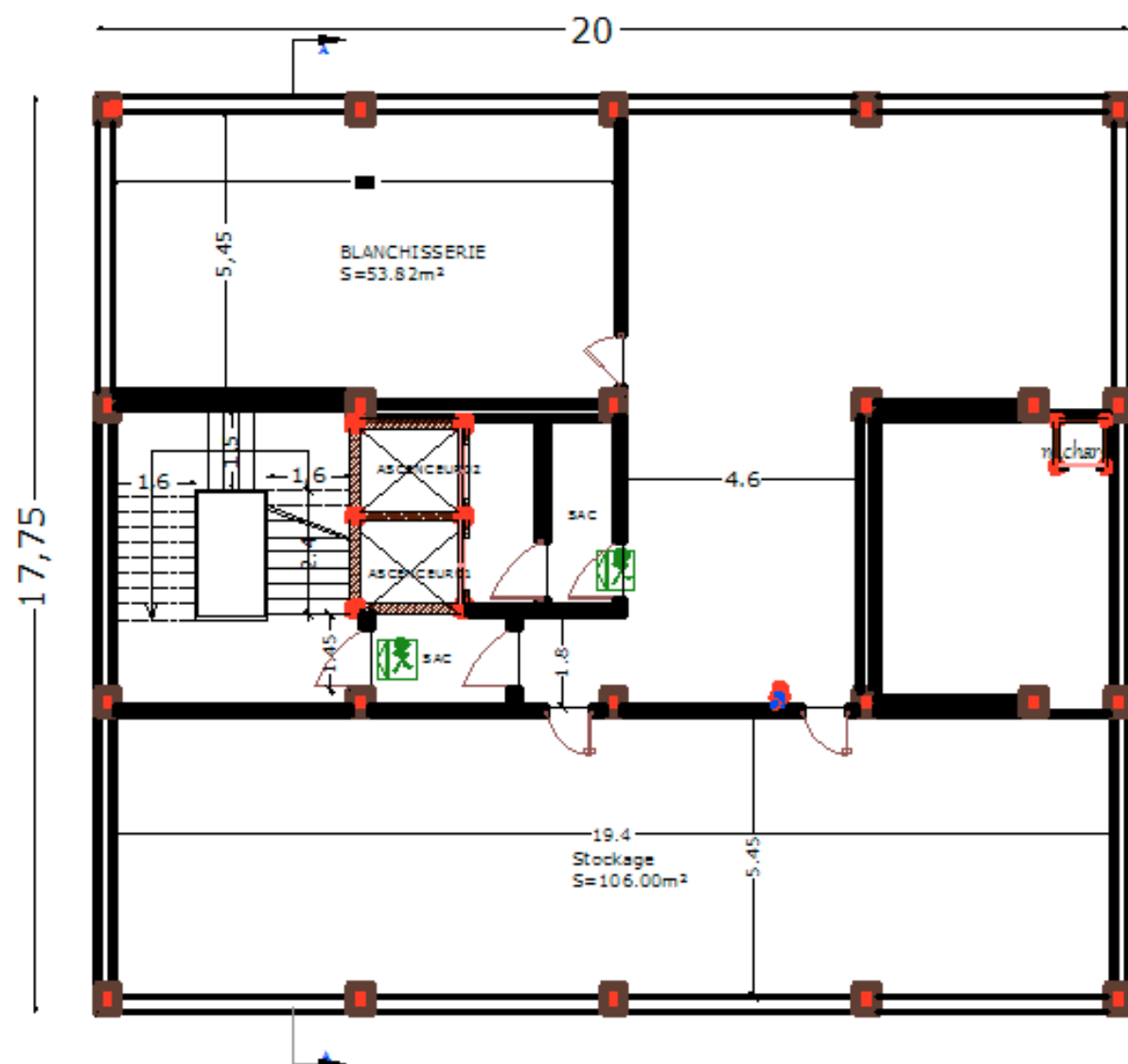
**PLAN DU 2eme ETAGE**



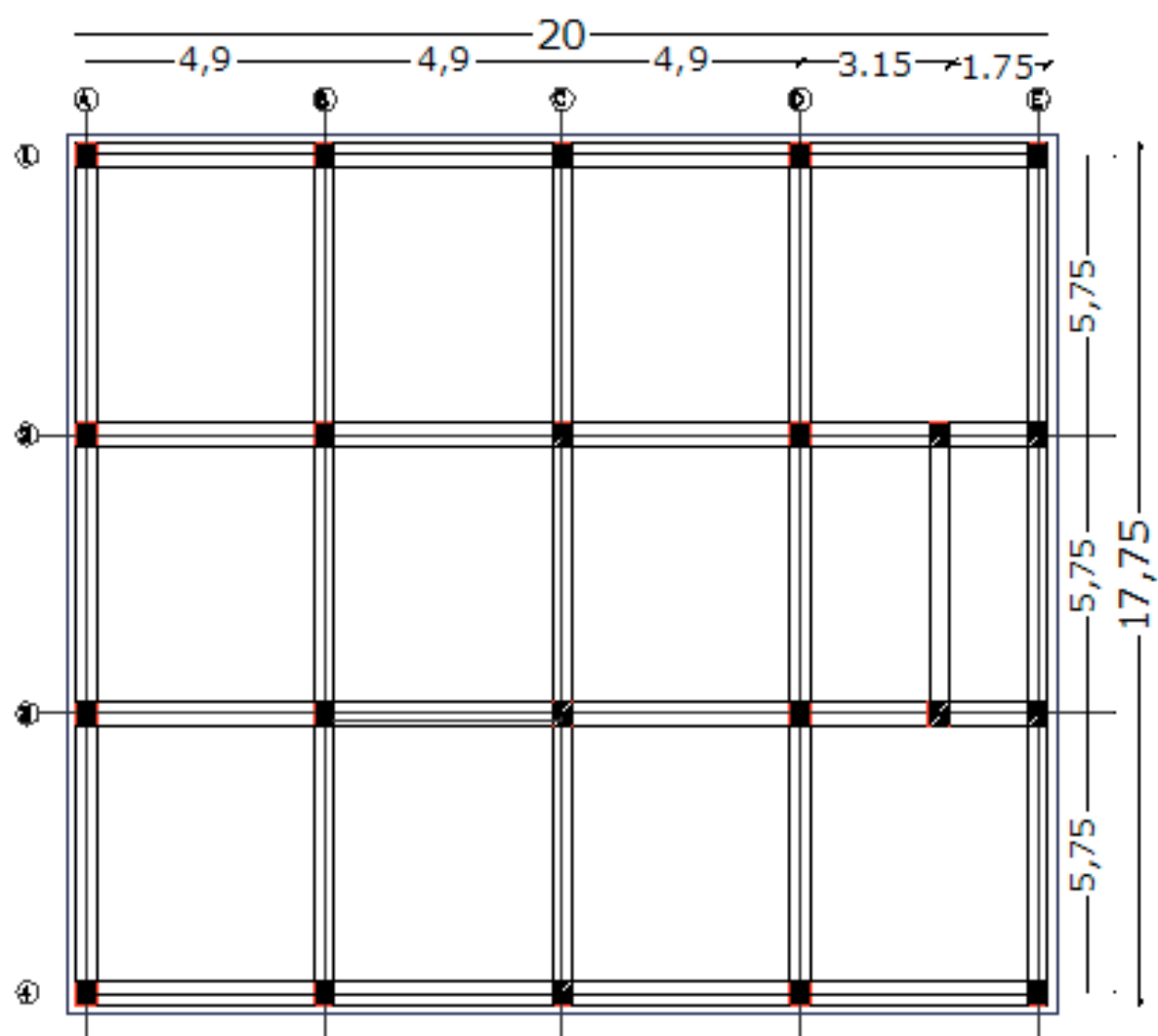
### PLAN DU 1er ETAGE



**PLAN DU R.D.C**



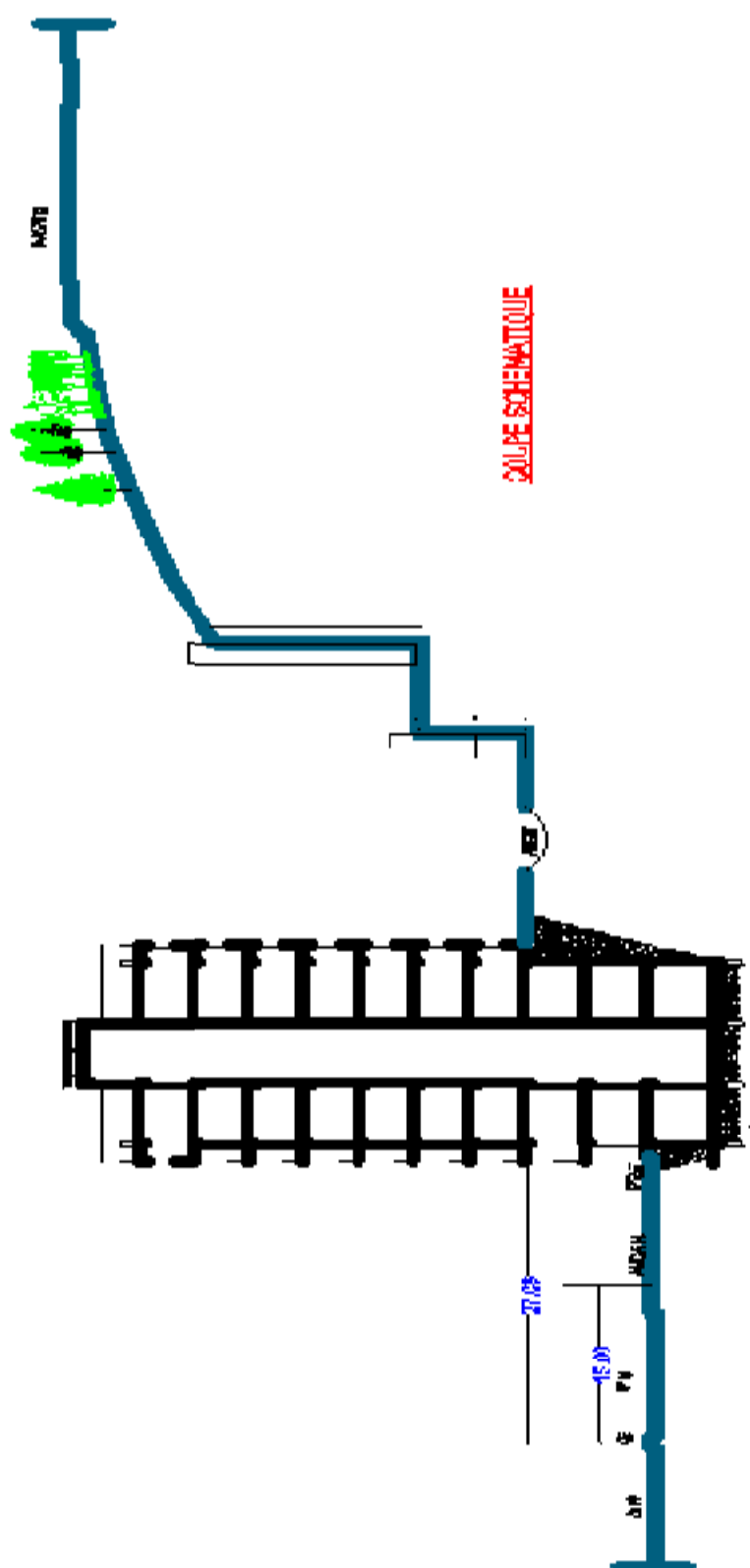
**PLAN DU SOUS-SOL**



PLAN FONDATION ECH:1/100



**Plan de masse**



## **RESUME**

Ce projet consiste à étudier un hôtel comportant un réez de chaussée avec huit étages plus un sous-sol, qui sera implanté dans la wilaya de Bejaia ville de Tichy classée zone IIa.

La structure à une forme irrégulière, d'une hauteur de 31.28 m hors sol, contreventé par un système mixte avec justification d'interaction portiques - voiles en béton armé .

L'analyse dynamique de notre structure à été réalisée par un logiciel de calcul qui est le SAP2000.

Le dimensionnement et le ferrailage de tous les éléments résistants à été élaboré conformément aux règles en vigueur.

## **ملخص**

يهدف هذا المشروع إلى دراسة فندق يتألف من الطابق الأرضي مع ثمانية طوابق بالإضافة إلى الطابق السفلي والذي سيتم إنجازه بولاية بجاية مدينة تيشي المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 2. تضمن البناية □ كل غير منتظم، مع ارتفاع 31.28 متر فوق سطح الأرض، واستعدت من خلال □ نظام مختلط مع التبرير.

وقد تم إجراء التحليل الديناميكي للهيكل من قبل برنامج حساب وهو SAP2000. وقد تم تطوير قياس وتسليح مختلف العناصر الأساسية المقاومة للبناية طبقا للمعايير و القوانين المعمور □ بها.

## **ABSTRACT**

This project involves studying a hotel with a ground floor with eight floors and a basement, which will be located in the wilaya of Bejaia town of Tichy classified zone IIa.

The structure in an irregular shape, with a height of 31.28 m above ground, braced by a mixed system with porticos interaction justification - reinforced concrete sails.

Dynamic analysis of our structure has been carried out by calculation software which is SAP2000.

The dimensioning and the reinforcement of all the resistance elements has been developed in accordance with current rules.