

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA de Bejaia

Faculté de Technologie

Département de GENIE CIVIL

# Mémoire de fin d'étude

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

Option : Matériaux et structures

## Thème

*Étude d'un bâtiment (R+8 avec 3 entre sol) à usage habitation Et parking contreventé par un système mixte (voiles-portiques)*

*Encadré par :*

M<sup>r</sup>. KHEFFACHE Toufik

*Présenté par :*

SACI Ramdane

MAY Mouloud

Jury :

M<sup>me</sup> BOUICHE

M<sup>r</sup> RAMDANI

Promotion 2017-2018

# *Remerciements*

*Nous commençons tout d'abord par remercier le bon dieu pour nous avoir donné la force et le courage et de nous avoir doté de toute la bonne volonté nécessaire et de nous avoir gardé en bonne santé jusqu'à avoir mené à terme ce travail.*

*Nous tenons à présenter nos remerciements les plus chaleureux à notre cher promoteur M' KHEFFACHE.T, Ce projet n'aurait pas pu être mené à terme sans l'intérêt et l'investissement dont il a fait preuve, ses conseils attentionnés et ses interventions rapides et avisées nous ont guidées en permanence tout au long de ce travail.*

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

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

# *Dédicace*

*Je dédie ce travail à :*

*Mes chers parents adorés qui m'ont soutenu au long de mon parcours et je les remercie infiniment en espérant que j'ai été à la hauteur de leurs espérances. Que dieu les gardes pour moi.*

*Mon cher frère Hicham et sa conjointe Dahia.*

*Ma chère sœur Fairouz et son conjoint Riad et leurs fils mon petit cher neveu Massyl.*

*Ma chère sœur Ibtissem.*

*Mes oncles et mes tantes et leurs fils en particulier : Fadila et Zahia, Idir, Sami Malak et Darine.*

*Mes collègues et amis : Bassem, Yaya, Rahim, Samir, Didine, Rabah, Kahin, Mourad, Hakim, Meziane, Youcef, Nadjib.*

*A mon ami et binôme Mouloud aux côtés de lequel j'ai trouvé un plaisir fou à travailler et avec lequel j'ai partagé de très bonnes choses.*

*A toute personne chère à mon cœur que je n'ai pas pu citer*

*S. Ramdane*

# *Dédicace*

*Je dédie ce travail à :*

*Mes chers parents adorés qui m'ont soutenu au long de mon parcours  
et je les remercie infiniment en espérant que j'ai été à la hauteur de  
leurs espérances. Que dieu les gardes pour moi.*

*Mes chers frères et Ma chères sœurs.*

*Mon épouse et ma petite fille Inès*

*Mes oncles et mes tantes et leurs fils en particulier*

*Mes collègues et amis : Hocine, Mourad, Bilal, Karim, Imed, Fatah,  
Farid, hamza, Rabah bien sûr.*

*A mon ami et binôme ramende aux côtés de lequel j'ai trouvé un  
plaisir fou à travailler et avec lequel j'ai partagé de très bonnes  
choses.*

*A toute personne chère à mon cœur que je n'ai pas pu citer*

**M.MOULOUD**

## La liste des tableaux

|                                                                                                               |           |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>Tableau 1. 1.</b> <i>Usage des niveaux du bloc étudié leurs nombres d'appartement.....</i>                 | <b>2</b>  |
| <b>Tableau 1. 2</b> <i>Caractéristiques géométriques du bloc étudié.....</i>                                  | <b>6</b>  |
| <b>Tableau 2. 1</b> <i>Les dimensions de la volée de rive (R.D.C au 3eme étage) .....</i>                     | <b>19</b> |
| <b>Tableau 2. 2</b> <i>Les dimensions de la volée intermédiaire (R.D.C au 3eme étage).....</i>                | <b>20</b> |
| <b>Tableau 2. 3</b> <i>Les dimensions de la volée de rive (R.D.C au 10eme étage) .....</i>                    | <b>21</b> |
| <b>Tableau 2. 4</b> <i>Les dimensions de la volée intermédiaire (R.D.C au 10 eme étage).....</i>              | <b>21</b> |
| <b>Tableau 2.5</b> <i>Les dimensions des poteaux supposées .....</i>                                          | <b>25</b> |
| <b>Tableau 2.6</b> <i>Evaluation des charges sur la terrasse accessible 1ere étage .....</i>                  | <b>25</b> |
| <b>Tableau 2.7</b> <i>Evaluation des charges sur la terrasse inaccessible.....</i>                            | <b>25</b> |
| <b>Tableau 2. 8</b> <i>Evaluation des charges sur le plancher courant.....</i>                                | <b>26</b> |
| <b>Tableau 2. 9</b> <i>Evaluation des charges sur la dalle pleine autour de l'ascenseur.....</i>              | <b>26</b> |
| <b>Tableau 2. 10</b> <i>Evaluation des charges sur dalle pleine parking. ....</i>                             | <b>27</b> |
| <b>Tableau 2. 11</b> <i>Evaluation des charges dans les murs extérieurs. ....</i>                             | <b>27</b> |
| <b>Tableau 2. 12</b> <i>Evaluation des charges sur la volée de l'escalier .....</i>                           | <b>27</b> |
| <b>Tableau 2. 13</b> <i>Evaluation des charges sur la volée de palier .....</i>                               | <b>28</b> |
| <b>Tableau 2. 14</b> <i>Evaluation des charges et surcharge de l'acrotère.....</i>                            | <b>28</b> |
| <b>Tableau 2. 15</b> <i>Poids propre des poteaux .....</i>                                                    | <b>29</b> |
| <b>Tableau 2. 16</b> <i>Résultat de vérification à la compression centré pour le poteau .....</i>             | <b>31</b> |
| <b>Tableau 2. 17</b> <i>Résultat de vérification à la compression simple.....</i>                             | <b>33</b> |
| <b>Tableau 2. 18</b> <i>Résultat de vérification au flambement pour le poteau.....</i>                        | <b>34</b> |
| <b>TABLEAU 3. 1</b> <i>COMBINAISONS D'ACTION.....</i>                                                         | <b>40</b> |
| <b>TABLEAU 3. 2</b> <i>SOLLICITATIONS DE LA POUTRELLE T1 DANS LE PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE<br/>.....</i> | <b>40</b> |
| <b>TABLEAU 3. 3</b> <i>SOLLICITATIONS DE LA POUTRELLE T2 DANS LE PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE<br/>.....</i> | <b>41</b> |
| <b>TABLEAU 3. 4</b> <i>SOLLICITATIONS DE LA POUTRELLE T1 DANS LE PLANCHER TERRASSE ACCESSIBLE .</i>           | <b>41</b> |
| <b>TABLEAU 3. 5</b> <i>SOLLICITATIONS DE LA POUTRELLE T1 DANS LE PLANCHER ETAGE COURANT .....</i>             | <b>41</b> |
| <b>TABLEAU 3. 6</b> <i>SOLLICITATIONS DE LA POUTRELLE T2 DANS LE PLANCHER ETAGE COURANT .....</i>             | <b>41</b> |
| <b>TABLEAU 3. 7</b> <i>SOLLICITATIONS DE LA POUTRELLE T3 DANS LE PLANCHER ETAGE COURANT .....</i>             | <b>42</b> |
| <b>TABLEAU 3. 8</b> <i>SOLLICITATIONS DE LA POUTRELLE T4 DANS LE PLANCHER ETAGE COURANT .....</i>             | <b>42</b> |

|                                                                                            |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>TABLEAU 3. 9</b> SOLLICITATIONS MAXIMALES DANS LES POUTRELLES .....                     | 42  |
| <b>TABLEAU 3. 10</b> FERRAILLAGE DES DIFFERENTES POUTRELLES .....                          | 53  |
| <b>TABLEAU 3. 11</b> FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE QUATRE APPUIS (PARKING) .....          | 55  |
| <b>TABLEAU 3. 12</b> FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE TROIS APPUIS (AUTOUR D'ASCENSEUR)..... | 60  |
| <b>TABLEAU 3. 13</b> SOLLICITATION A L'E.L.U ESCALIER.....                                 | 63  |
| <b>TABLEAU 3. 14</b> FERRAILLAGE D'ESCALIER COURANT. ....                                  | 64  |
| <b>TABLEAU 3. 15</b> VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'E.L.S, ESCALIER.....                 | 65  |
| <b>TABLEAU 3. 16</b> VERIFICATION LA FLECHE D'ESCALIERS .....                              | 66  |
| <b>TABLEAU 3. 17</b> FERRAILLAGE DE LA POUTRE BRISE A LA FLEXION SIMPLE. ....              | 68  |
| <b>TABLEAU 3. 18</b> SOLLICITATION A L'E.L.U ESCALIER .....                                | 73  |
| <b>TABLEAU 3. 19</b> FERRAILLAGE D'ESCALIER TYPE .....                                     | 73  |
| <b>TABLEAU 3. 20</b> VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'E.L.S, ESCALIER.....                 | 74  |
| <b>TABLEAU 3. 21</b> CALCUL DE LA FLECHE, ESCALIER TYPE.....                               | 75  |
| <b>TABLEAU 3. 22</b> EVALUATION DES CHARGES VERTICALES SUR L'ACROTERE.....                 | 76  |
| <b>TABLEAU 3. 23</b> COMBINAISON D'ACTION DE L'ACROTERE.....                               | 76  |
| <b>TABLEAU 3. 24</b> RESULTATS DE FERRAILLAGE DE LA DALLE DU LOCALE MACHINES .....         | 82  |
| <b>TABLEAU 3. 25</b> FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR. ....                             | 83  |
| <b>TABLEAU 3. 26</b> FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR SOUS CHARGE CONCENTREE. ....      | 86  |
| <b>Tableau 4. 1</b> Valeurs des pénalités $P_q$ . ....                                     | 93  |
| <b>Tableau 4. 2</b> Période de vibration et taux de participation massique. ....           | 99  |
| <b>Tableau 4. 3</b> Vérification de l'effort tranchant à la base. ....                     | 100 |
| <b>Tableau 4. 4</b> Vérification de l'interaction sous charges verticale. ....             | 100 |
| <b>Tableau 4. 5</b> Vérification de l'interaction sous charges horizontales. ....          | 102 |
| <b>Tableau 4. 6</b> Vérification de l'effort normale réduit. ....                          | 103 |
| <b>Tableau 4. 7</b> Vérification des déplacements de la structure. ....                    | 104 |
| <b>Tableau 4. 8</b> Vérification à L'effet $P-\Delta$ . ....                               | 105 |
| <b>Tableau 5. 1</b> Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99.....       | 109 |
| <b>Tableau 5. 2</b> Sollicitations dans les poteaux.....                                   | 111 |
| <b>Tableau 5. 3</b> Armatures longitudinales des poteaux. ....                             | 111 |
| <b>Tableau 5. 4</b> Armatures transversales des poteaux.....                               | 112 |
| <b>Tableau 5. 5</b> Vérification au flambement des poteaux. ....                           | 114 |
| <b>Tableau 5. 6</b> Vérification des contraintes dans le béton. ....                       | 115 |
| <b>Tableau 5. 7</b> Vérification des contraintes tangentiels .....                         | 116 |

|                      |                                                                                                                                                                      |     |
|----------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>Tableau 5. 8</b>  | <i>Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99.</i>                                                                                          | 120 |
| <b>Tableau 5. 9</b>  | <i>Les sollicitations les plus défavorables.</i>                                                                                                                     | 120 |
| <b>Tableau 5. 10</b> | <i>Armatures longitudinales des poutres.</i>                                                                                                                         | 121 |
| <b>Tableau 5. 11</b> | <i>Vérification de l'effort tranchant</i>                                                                                                                            | 124 |
| <b>Tableau 5. 12</b> | <i>Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.</i>                                                                                                    | 124 |
| <b>Tableau 5. 13</b> | <i>Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.</i>                                                                                                        | 125 |
| <b>Tableau 5. 14</b> | <i>Moment résistant dans les poteaux.</i>                                                                                                                            | 127 |
| <b>Tableau 5. 15</b> | <i>Moment résistant dans les poutres.</i>                                                                                                                            | 127 |
| <b>Tableau 5. 16</b> | <i>Vérification de la zone nodale.</i>                                                                                                                               | 127 |
| <b>Tableau 5. 17</b> | <i>ferraillage des poutres</i>                                                                                                                                       | 131 |
| <b>Tableau 5. 18</b> | <i>Sollicitation maximale dans le voile <math>Vx1 = 1,2m</math> à tous les niveaux.</i>                                                                              | 134 |
| <b>Tableau 5. 19</b> | <i>Sollicitation maximale dans le voile <math>Vx2 = 1,2m</math> à tous les niveaux.</i>                                                                              | 134 |
| <b>Tableau 5. 20</b> | <i>Sollicitation maximale dans le voile <math>Vx3 = Vx4 = 1,15m</math> à tous les niveaux.</i>                                                                       | 135 |
| <b>Tableau 5. 21</b> | <i>Sollicitation maximale dans le voile <math>Vx5 = Vx6 = 1m</math> à tous les niveaux.</i>                                                                          | 135 |
| <b>Tableau 5. 22</b> | <i>Sollicitation maximale dans le voile <math>Vy1 = 2,9m</math> à tous les niveaux.</i>                                                                              | 136 |
| <b>Tableau 5. 23</b> | <i>Sollicitation maximale dans le voile <math>Vy2 = 1,2m</math> à tous les niveaux.</i>                                                                              | 136 |
| <b>Tableau 5. 24</b> | <i>Sollicitation maximale dans le voile <math>Vy3 = 3,2m</math> niveau RDC, 9eme étage, <math>V'y3 = 1,85m</math> niveau 10<sup>ème</sup> 11<sup>ème</sup> etage</i> | 136 |
| <b>Tableau 5. 25</b> | <i>Sollicitation maximale dans le voile <math>Vy4 = 1,15m</math> à tous les niveaux.</i>                                                                             | 137 |
| <b>Tableau 5. 26</b> | <i>Ferraillage du voile <math>Vx1 = 1,2m</math> à tous les niveaux.</i>                                                                                              | 137 |
| <b>Tableau 5. 27</b> | <i>Ferraillage du voile <math>Vx2 = 1,2m</math> à tous les niveaux.</i>                                                                                              | 138 |
| <b>Tableau 5. 28</b> | <i>Ferraillage du voile <math>Vx3 = Vx4 = 1,15m</math> à tous les niveaux.</i>                                                                                       | 139 |
| <b>Tableau 5. 29</b> | <i>Ferraillage du voile <math>Vx5 = Vx6 = 1m</math> à tous les niveaux.</i>                                                                                          | 140 |
| <b>Tableau 5. 30</b> | <i>Ferraillage du voile <math>Vy1 = 2,9m</math> à tous les niveaux.</i>                                                                                              | 141 |
| <b>Tableau 5. 31</b> | <i>Ferraillage du voile <math>Vy2 = 1,2m</math> à tous les niveaux.</i>                                                                                              | 142 |
| <b>Tableau 5. 32</b> | <i>Ferraillage du voile à <math>Vy3</math> tous les niveaux.</i>                                                                                                     | 143 |
| <b>Tableau 5. 33</b> | <i>Ferraillage du voile à <math>Vy = 1,15m</math> tous les niveaux</i>                                                                                               | 144 |
| <b>Tableau 6. 1</b>  | <i>Résumé des résultats de ferraillage de radier.</i>                                                                                                                | 153 |
| <b>Tableau 6. 2</b>  | <i>vérification des contraintes de radier.</i>                                                                                                                       | 153 |
| <b>Tableau 6. 3</b>  | <i>Résumé des résultats de ferraillage à ELS de radier.</i>                                                                                                          | 154 |
| <b>Tableau 6. 4</b>  | <i>vérification des contraintes de radier.</i>                                                                                                                       | 154 |
| <b>Tableau 6. 5</b>  | <i>Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinale (ELU).</i>                                                                                      | 157 |

|                      |                                                                                     |            |
|----------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| <b>Tableau 6. 6</b>  | <i>Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinale (ELS).....</i> | <i>157</i> |
| <b>Tableau 6. 7</b>  | <i>Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversale (ELU). ....</i> | <i>158</i> |
| <b>Tableau 6. 8</b>  | <i>Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversale (ELS). ....</i> | <i>158</i> |
| <b>Tableau 6. 9</b>  | <i>Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinale. ....</i>               | <i>158</i> |
| <b>Tableau 6. 10</b> | <i>Sollicitations sur la nervure dans le sens transversale. ....</i>                | <i>159</i> |
| <b>Tableau 6. 11</b> | <i>Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier. ....</i>              | <i>159</i> |
| <b>Tableau 6. 12</b> | <i>Vérification des contraintes à l'ELS. ....</i>                                   | <i>160</i> |
| <b>Tableau 6. 13</b> | <i>Section des armatures du voile périphérique de S1 .....</i>                      | <i>163</i> |
| <b>Tableau 6. 14</b> | <i>vérification des contraintes pour le voile périphérique de S1.....</i>           | <i>164</i> |
| <b>Tableau 6. 15</b> | <i>Résumé des résultats de ferrailage à ELS du voile adosse. ....</i>               | <i>164</i> |
| <b>Tableau 6. 16</b> | <i>Section des armatures du voile périphérique. ....</i>                            | <i>166</i> |
| <b>Tableau 6. 17</b> | <i>vérification des contraintes pour le voile périphérique. ....</i>                | <i>167</i> |
| <b>Tableau 6. 18</b> | <i>Résumé des résultats de ferrailage à ELS du voile adosse. ....</i>               | <i>167</i> |

## La liste des figures

|                                                                                                                              |                                    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------|
| <b>Figure 1. 1.</b> <i>Vue globale de la structure</i> .....                                                                 | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 1. 2.</b> <i>Situation Géographique de Tala Ouriane</i> .....                                                      | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 1. 5.</b> <i>Évaluation de la résistance <math>f_{cj}</math> en fonction de l'âge du béton...</i>                  | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 1. 6.</b> <i>Diagramme des contrainte-déformation du béton à L'ELU. ...</i>                                        | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 1. 7.</b> <i>Diagramme contrainte-déformation de l'acier.</i> .....                                                | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 2. 1</b> <i>Coupe transversale sur un plancher à corps creux</i> .....                                             | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 2. 2</b> <i>la disposition des poutrelles selon le sens x</i> .....                                                | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 2. 3</b> <i>Coupe transversale d'une poutrelle</i> .....                                                           | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 2. 4</b> <i>Schéma de l'escalier</i> .....                                                                         | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 2. 5</b> <i>Schéma d'escaliers (R.D.C au 3eme étage)</i> .....                                                     | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 2. 6</b> <i>Schéma de deux volées de rive (R.D.C au 3eme étage)</i> .....                                          | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 2. 7</b> <i>Schéma de la volée intermédiaire (R.D.C au 3eme étage)</i> .....                                       | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 2. 8</b> <i>Schéma d'escaliers (R.D.C au 10eme étage)</i> .....                                                    | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 2. 9</b> <i>Schéma de deux volées de rive (R.D.C au 10eme étage)</i> .....                                         | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 2. 10</b> <i>Schéma de la volée intermédiaire (R.D.C au 10 eme étage)</i> ...                                      | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 2. 11</b> <i>Schéma d'escaliers type 2 en bois (duplexe)</i> .....                                                 | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 2. 12</b> <i>Dimension de l'acrotère</i> .....                                                                     | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 2. 13</b> <i>Coupes des voiles en plan et en élévation</i> .....                                                   | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 2.14</b> <i>Hauteur libre d'étage</i> .....                                                                        | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 2. 15</b> <i>Surface afférente qui reviennent sur le poteau le plus sollicité P1 (d'après la page 15)</i><br>..... | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 3.1</b> <i>Evaluation des efforts tranchants</i> .....                                                             | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 3. 2</b> <i>Schéma de ferraillage de la dalle de compression</i> .....                                             | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 3. 3</b> <i>les différentes Schéma de ferraillage des poutrelles</i> .....                                         | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 3. 4</b> <i>Schéma de ferraillage d'une dalle sur 4 appuis (parking)</i> .....                                     | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 3. 5</b> <i>Schéma de ferraillage d'une dalle sur 3 appuis (autour de l'accessoir) ....</i>                        | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 3. 6</b> <i>Schéma statique avec chargement</i> .....                                                              | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 3. 7</b> <i>Schéma de ferraillage d'escaliers courant</i> .....                                                    | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 3. 8</b> <i>Schéma statique de la poutre brisé</i> .....                                                           | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 3. 9</b> <i>Schéma de ferraillage de la poutre brisée</i> .....                                                    | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 3. 10</b> <i>Schéma d'escaliers</i> .....                                                                          | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 3. 11</b> <i>Schéma statique avec chargement d'escaliers</i> .....                                                 | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 3. 12</b> <i>Schéma de ferraillage de l'acrotère</i> .....                                                         | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |
| <b>Figure 3. 13</b> <i>Cage d'ascenseur</i> .....                                                                            | <b>Erreur ! Signet non défini.</b> |

**Figure 3. 14** Schéma représentant la surface d'impacte ..... Erreur ! Signet non défini.

**Figure 3. 15** Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 04 appuis ..... Erreur ! Signet non défini.

**Figure 4. 1** Spectre de réponse. .... Erreur ! Signet non défini.

**Figure 4. 2** Dispositions des voiles. .... Erreur ! Signet non défini.

**Figure 4. 3** 1<sup>ère</sup> mode de déformation (translation suivant x-x)..... Erreur ! Signet non défini.

**Figure 4. 4** 2<sup>e</sup> modes de déformation (translation suivant y-y). .... Erreur ! Signet non défini.

**Figure 4. 5** 3<sup>ème</sup> mode de déformation (torsion au tour de z-z). .... Erreur ! Signet non défini.

**Figure 5. 1** Zone

nodale.....Erreur ! Signet non défini.

**Figure 5. 2** Schéma de ferrailage des

poteaux.....Erreur ! Signet non défini.7

**Figure 5. 3** Superposés (avec alternance dans

l'orientation).....Erreur ! Signet non défini.

**Figure 5. 4** Disposition constructive des armatures dans un

portique.....Erreur ! Signet non défini.

**Figure 5. 5** Les moments dans zone

nodal.....Erreur ! Signet non défini.6

**Figure 5. 6** Disposition des armatures dans les

voiles.....Erreur ! Signet non défini.3

**Figure 5. 7** Schéma de ferrailage du voile

$V_{x1}$ .....Erreur ! Signet non défini.5

**Figure 6. 1** Semelle isolée.....Erreur ! Signet non défini.

**Figure 6. 2** Semelle filante

.....Erreur ! Signet non défini.

**Figure 6. 3** Dimensions du radier.....

..... Erreur ! Signet non défini.

**Figure 6. 4** zone de contact poteau radier

.....Erreur ! Signet non défini.

**Figure 6. 5** Shéma de ferrailage de la dale du radier .....155

**Figure 6. 6** Shéma de repture de la dale du radier .....156

|                     |                                                              |                                      |
|---------------------|--------------------------------------------------------------|--------------------------------------|
| <b>Figure 6. 7</b>  | <i>Sollicitations sur les nervures principales</i> .....     | sens                                 |
|                     | yy.....                                                      | <b>Erreur ! Signet non défini.6</b>  |
| <b>Figure 6. 8</b>  | <i>Sollicitations sur les nervures principales</i> sens      |                                      |
|                     | xx.....                                                      | <b>Erreur ! Signet non défini.58</b> |
| <b>Figure 6. 9</b>  | <i>Section a ferrailé.</i>                                   |                                      |
|                     | .....                                                        | <b>Erreur ! Signet non défini.59</b> |
| <b>Figure 6. 10</b> | <i>Schéma de ferrailage des nervures.</i>                    |                                      |
|                     | .....                                                        | <b>Erreur ! Signet non défini.0</b>  |
| <b>Figure 6. 11</b> | <i>Schéma du voile adossé</i>                                |                                      |
|                     | .....                                                        | <b>Erreur ! Signet non défini.1</b>  |
| <b>Figure 6. 12</b> | <i>Diagramme des contraintes</i>                             |                                      |
|                     | .....                                                        | <b>Erreur ! Signet non défini.2</b>  |
| <b>Figure 6. 13</b> | <i>Schéma de ferrailage du voile adossée section 1</i> ..... |                                      |
|                     | .....                                                        | <b>Erreur ! Signet non défini.5</b>  |
| <b>Figure 6. 14</b> | <i>Diagramme des contraintes</i> .....                       |                                      |
|                     | .....                                                        | <b>Erreur ! Signet non défini.6</b>  |
| <b>Figure 6. 15</b> | <i>Schéma de ferrailage du voile adossée section 2.</i>      |                                      |
|                     | .....                                                        | <b>Erreur ! Signet non défini.68</b> |

## ***Liste des symboles***

**Au** : Section d'aciers à l'ELU.

**At** : Section d'armature transversale.

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

**B** : Aire d'une section de béton.

**Br** : Section réduite.

**B** : La largeur (m).

**C** : Constante de compressibilité.

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

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

**C<sub>r</sub>** : Cohésion réduite.

**D** : Diamètre.

**D<sub>e</sub>** : Hauteur d'ancrage équivalente (m).

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

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU** : Etat limite ultime.

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

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

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

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

**F** : Force.

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

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

**F** : Coefficient de sécurité = 1.5

**G** : Action permanente.

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

**H<sub>c</sub>** : La profondeur critique (m).

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

**Q** : Charge variable (d'exploitation).

**Q** : Facteur de qualité .

**L** : Longueur ou portée.

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

**M** : Moment en général.

**Ma** : Moment sur appui.

**Mu** : Moment de calcul ultime.

**Mser** : Moment de calcul de service.

**Mt** : Moment en travée.

**Ns** : Effort normal de service.

**Nu** : Effort normal ultime

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

**N<sub>Tot</sub>** : Poids total transmis par la superstructure (KN).

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

**R** : Coefficient de comportement global.

**S** : Section.

**S<sub>r</sub>** : Surface du radier (m<sup>2</sup>).

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

**S<sub>t</sub>** : Espacement des armatures.

**T** : Effort tranchant.

**T<sub>2</sub>** : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

**V** : Effort tranchant.

**V<sub>ser</sub>** : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.

**V<sub>u</sub>** : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

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

**W<sub>Qi</sub>** : Charges d'exploitation.

**W<sub>ci</sub>** : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

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

**Z** : Coordonnée d'altitude, bras de levier

**Z** : Profondeur au dessous de la fondation (m).

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

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

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

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

**e** : Excentricité, épaisseur.

**f** : Flèche

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité

**h<sub>t</sub>** : Hauteur total du radier (m).

**h<sub>N</sub>** : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

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

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

**v** : Coefficient de poison

**σ** : Contrainte normale.

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

**γ<sub>w</sub>** : Poids volumique de l'eau (t/m<sup>3</sup>).

**φ** : Angle de frottement interne du sol (degrés).

**q** : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).

**τ<sub>ultim</sub>** : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

**α** : Coefficient dépendant de la nature de sol.

**τ<sub>u</sub>** : Contrainte de cisaillement (MPa).

**η** : Facteur d'amortissement.

**q<sub>u</sub>** : Contrainte ultime (limite, de rupture) du sol.

**γ<sub>q</sub>** : Coefficient de sécurité.



# *Sommaire*

|                             |   |
|-----------------------------|---|
| Liste des tableaux          |   |
| Liste des figures           |   |
| Liste des symboles          |   |
| Introduction générale ..... | 1 |

## **CHAPITRE 1 : Généralités**

|                                            |    |
|--------------------------------------------|----|
| 1.1. Introduction.....                     | 2  |
| 1.2. Description de l'ouvrage .....        | 2  |
| 1.3. Localisation.....                     | 4  |
| 1.4. Reconnaissance des Sols.....          | 4  |
| 1.5. Classification du site.....           | 4  |
| 1.6. Stabilité de site.....                | 4  |
| 1.7. Données de fondation.....             | 6  |
| 1.8 Caractéristiques géométriques.....     | 6  |
| 1.9 Caractéristiques structurelles.....    | 6  |
| 1.10. Règlements et normes utilisés .....  | 7  |
| 1.11. Les états limites .....              | 7  |
| 1.12. Les actions .....                    | 7  |
| 1.13. Les matériaux (acier et béton) ..... | 9  |
| 1.13.1. Béton .....                        | 9  |
| 1.13.2. L'acier .....                      | 12 |
| 1.14. Hypothèses de calcul .....           | 13 |

## **CHAPITRE 2 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS**

|                                                            |    |
|------------------------------------------------------------|----|
| Introduction.....                                          | 14 |
| 2.1 Pré dimensionnement des éléments non structuraux ..... | 14 |
| 2.1.1. Plancher à corps creux .....                        | 14 |
| 2.1.2. Plancher à dalle pleine.....                        | 16 |
| 2.1.3. Les escaliers.....                                  | 18 |
| 2.1.4 L'Ascenseur.....                                     | 21 |
| 2.1.5. L'acrotère .....                                    | 22 |
| 2.2. Éléments structuraux.....                             | 22 |

|                                                  |    |
|--------------------------------------------------|----|
| 2.2.1. Les poutres .....                         | 22 |
| 2.2.2. Les voiles.....                           | 23 |
| 2.2.3. Les poteaux .....                         | 24 |
| 2.3. Evaluation des charges et surcharges .....  | 25 |
| 2.4. La descente de charge.....                  | 28 |
| 2.5. Vérification .....                          | 32 |
| 2.5.1. Vérification à la compression simple..... | 33 |
| 2.5.2. Critère de stabilité de forme.....        | 33 |

### **CHAPITRE 3 : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES**

|                                     |    |
|-------------------------------------|----|
| Introduction.....                   | 36 |
| 3.1. Calcul des planchers.....      | 36 |
| 3.2 Etude des dalles pleines .....  | 55 |
| 3.3. Etude des escaliers.....       | 62 |
| 3.3. Etude de la poutre Brisée..... | 67 |
| 3.4. Etude de l'acrotère .....      | 75 |
| 3.5. L'ascenseur.....               | 80 |
| Conclusion.....                     | 89 |

### **CHAPITRE 4 : ETUDE DYNAMIQUE**

|                                                                                   |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Introduction .....                                                                | 90  |
| 4.1. Méthodes de calcul .....                                                     | 90  |
| 4.2. Disposition des voiles .....                                                 | 97  |
| 4.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000 ..... | 97  |
| Conclusion .....                                                                  | 106 |

### **CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTUREAUX**

|                              |     |
|------------------------------|-----|
| Introduction .....           | 108 |
| 5.1. Etude des poteaux ..... | 108 |
| 5.2. Etude des poutres ..... | 118 |
| 5.3. Etude des voiles .....  | 131 |
| Conclusion .....             | 145 |

## CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

|                                                |     |
|------------------------------------------------|-----|
| Introduction .....                             | 146 |
| <b>6.1.</b> Choix du type des fondations ..... | 146 |
| <b>6.2.</b> Eudes des fondations .....         | 148 |
| <b>6.3.</b> Etude du voile adossé .....        | 161 |
| Conclusion .....                               | 168 |
| Conclusion générale.....                       | 169 |
| Bibliographie                                  |     |
| Annexes                                        |     |
| Rapport de sol                                 |     |
| Les plans de la structure                      |     |

# Introduction générale

L'Algérie a ouvert des chantiers énormes pour la réalisation des immeubles à usage multiples.

Vu les exigences de la vie moderne le concepteur (l'ingénieur) doit prendre en charge ses exigences, de nos jours on trouve des bâtiments avec des équipements modernes comme des parkings, des hyper marchés....etc.

Le fait que le nord algériens dont elle fait partie Bejaia est susceptible à des éventuels séismes variant et que la qualité de sol dont on va construire, le concepteur sera amené à construire des structures qui répondent aux exigences de résistance en respectant les règles en vigueur.

Dans ce présent travail on va présenter une étude détaillé d'un bâtiment à un usage multiple (habitation, et parking). Constitue de rez-de-chaussée et 11 étages, d'une hauteur 36,72m en plus de l'acrotère, on aura une hauteur de 37,32m. Ce bloque fait partie d'une promotion immobilière de 117 logements situé à Tala Ouriane.

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

On se base sur le plan de travail suivant :

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

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

## 1. Généralités

### 1.1 Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce premier chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés, aussi une étude de sol (localisation, reconnaissance, stabilité et classification du site).

### 1.2 Description de l'ouvrage

L'ouvrage à étudier dans ce présent travail est un bâtiment composé de rez-de-chaussée et 11 étages à usage (habitation, parking), qui fait partie du projet **"117 Logements PROMOTION IMMOBILIERE"** à **Tala Ouriane** Commune de **Bejaia**.

Le bloc étudié se compose de R+11 étage avec 36 logements (18 F2, 14 F3 et deux duplex) et un parking dans les trois premiers niveaux. Dans le tableau qui suit on va citer l'usage de chaque niveau et le nombre d'appartements dans chacun.

**Tableau 1.1.** Usage des niveaux du bloc étudié et leur nombre d'appartements

| Niveaux                 | L'usage             | Nombre d'appartement                            |
|-------------------------|---------------------|-------------------------------------------------|
| <b>R.D.C</b>            | Habitation, Parking | Un F2, Un F3 = 2 appartements                   |
| <b>1 ère étage</b>      | Habitation, Parking | Un F2, Un F3 = 2 appartements                   |
| <b>2ème étage</b>       | Habitation, Parking | Un F2, Un F3 = 2 appartements                   |
| <b>3ème étage</b>       | Habitation          | Trois F2, Un F3 = 4 appartements                |
| <b>4ème étage</b>       | Habitation          | Deux F2, Deux F3 = 4 appartements               |
| <b>5, 6, 7ème étage</b> | Habitation          | Six F2, Six F3 = 12 appartements                |
| <b>8ème étage</b>       | Habitation          | Deux F2, Deux F3 = 4 appartements               |
| <b>9ème étage</b>       | Habitation          | Trois F2, Un F3 = 4 appartements                |
| <b>10,11ème étage</b>   | Habitation          | Un duplex (F4), Un duplex (F5) = 2 appartements |

La forme géométrique en 3D de la structure étudiée est présentée dans la (figure1.1) ci-dessous.

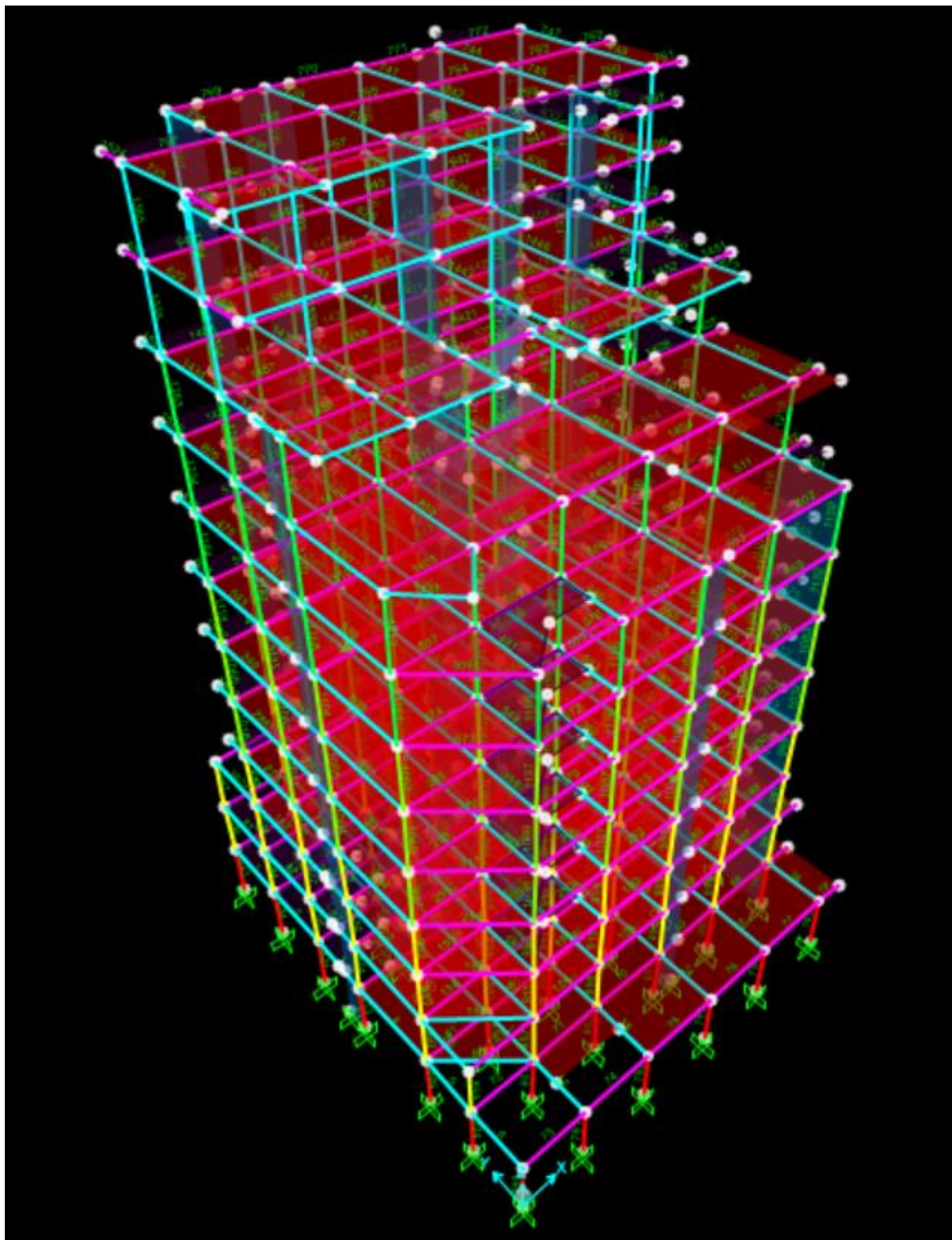


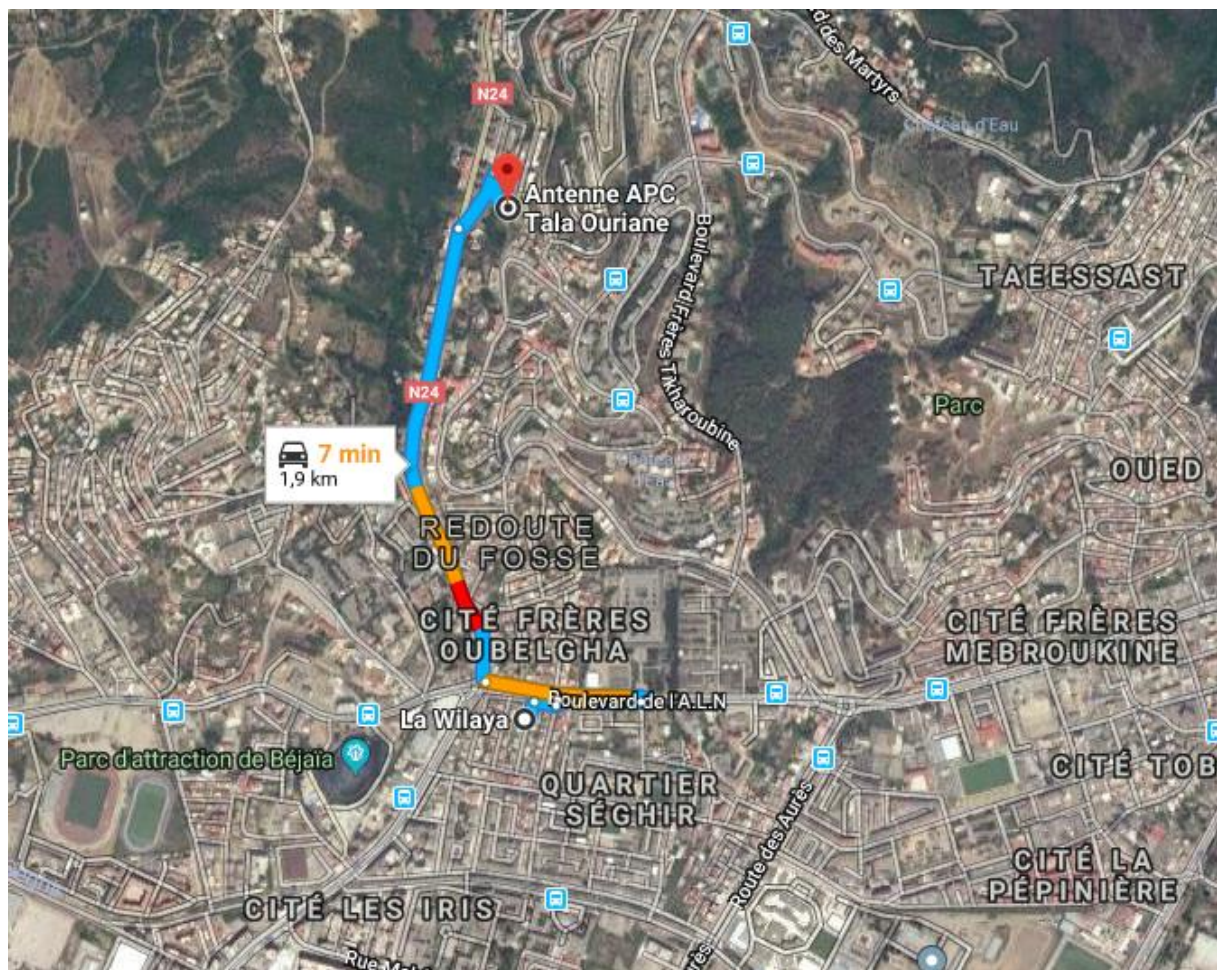
Figure 1. 1. Vue globale de la structure

### 1.3 Localisation

Le bloc étudié fait partie d'un projet **"117 Logements PROMOTION IMMOBILIERE"**. Le projet en question est situé à Tala Ouriane au Nord du centre de la wilaya de Bejaia, d'une distance de 1,9 km parcourue en 7min sur la route N24 (figure1.2), qui mène vers la côte Ouest de Bejaia.

Le site est Limité au Nord par la propriété Hammadi Boualem, au Nord Est et Nord Ouest par les propriétés consorts Hammadi, à l'Est par la propriété Hammadi Hocine et au Sud et à l'Ouest par la RN24 et bâtisses.

La figure suivante montre la situation géographique de Tala ouriane.



**Figure 1. 2.** Situation Géographique de Tala Ouriane.

### 1.4 Reconnaissance des sols

Sur site il a été réalisé une panoplie d'essai durant les phases avant et après travaux de terrassements. Les essais effectués pour la caractérisation du sol sont résumés dans les points suivants :

➤ **Phase avant travaux de terrassement**

- Un (01) sondage carotté de 10m de profondeur montre que le sous sol de site est constitué par une couche de remblai, des argiles marneuses gravo-caillouteuses, des marnes beiges plus au moins argileuse reposant sur des marnes schisteuses grisâtres plus au moins argileuses avec passages de fillonets de calcite et dragées de quartz.
- Sept (07) essais au pénétromètre dynamique lourds effectués ont relevé des résistances dynamiques moyennes a élevées le long des profondeurs investiguées.

➤ **Phase après travaux de terrassement**

- Deux (02) sondages carottés de 15 et 5 m de profondeur montrent que le sous-sol du site est constitué par des marnes schisteuses beiges altérées, des marnes schisteuses beiges plus au moins compactes, avec passage de lentille d'argile, des marnes schisteuses grisâtres friables plus au moins compactes avec intercalations de lit d'argile reposant sur des marno-calcaire grisâtres intercalés avec des marnes schisteuse.
- Huit (8) essais au pénétromètre dynamique lourds effectués ont donné des résistances dynamiques moyennes a élevées le long des profondeurs investiguées.

### 1.5 Classification du site

Les essais de la résistance à la compression ont donné des valeurs de ( $R_c > 0,40 \text{ Mpa}$ ), d'où le site peut-être classé dans la catégorie **S2 (site ferme)** selon le DTR BC 2-48, évoluant vers un site rocheux en profondeur.

### 1.6 Stabilité de site

Le site concerné par la présente étude est situé sur un versant doté d'une pente faible à moyenne.

Afin d'assurer la stabilité des ouvrages et de l'ensemble du versant à long terme, il y'a lieu d'opter pour :

- La construction des voiles en béton armé aux droits des talus.
- Assurer un bon drainage des eaux pluviales (descentes d'eau et drainage horizontal).
- De prendre en compte la sismicité de la région dans le calcul des structures en béton armés. (Sachant que la Région de Tala Ouriane wilaya de Bejaia est classée selon le RPA en zone de sismicité moyenne **Ila**). Usage de Groupe **2B**.  $\Rightarrow A = 0,15$

### 1.7 donnés de fondation

Ces sols peuvent développer des contraintes admissibles de l'ordre de **2 Bars**, pour des fondations superficielles ancrées à partir de **1 m** de profondeur.

Les analyses chimiques indiquent que ces sols ne présentent aucune agressivité pour les bétons hydrauliques de l'infrastructure.

### 1.8 Caractéristiques géométriques

**Tableau 1. 2** *Caractéristiques géométriques du bloc étudié*

|                     |                                                  |                |
|---------------------|--------------------------------------------------|----------------|
| <b>En élévation</b> | Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) ..... | <b>36,72 m</b> |
|                     | Hauteur totale du bâtiment (avec acrotère) ..... | <b>37,32 m</b> |
|                     | Hauteur du RDC.....                              | <b>3,06 m</b>  |
|                     | Hauteur de l'étage courant.....                  | <b>3,06 m</b>  |
|                     | Hauteur de l'entre sol .....                     | <b>9,18 m</b>  |
| <b>En plan</b>      | Longueur total.....                              | <b>20,28 m</b> |
|                     | Largeur total.....                               | <b>21,05 m</b> |

### 1.9 Caractéristiques structurelles

- Structure : en Béton Armé
- Système structurel : Portiques (Poteaux-Poutres) et des Voiles
- Planchers : en Corps creux, dalle pleine
- Maçonnerie : maçonnerie en brique creuse
- Cage d'Escalier : on a deux types d'escaliers dans cette structure, escalier principale en béton armé et escalier en bois entre le 10ème et 11ème étage.
- Ascenseur : L'accès aux étages supérieurs est assuré par un ascenseur, un autre accès à la placette est assuré par un autre ascenseur.

### 1.10. Règlements et normes utilisés

Les règlements utilisés sont :

- RPA99 /version 2003.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2.
- BAEL91/version 99.
- DTR BC2.33.1. ( Fondation superficielles ).

**1.11. Les états limites**

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

**a) État limite ultime (ELU)**

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

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

**b) Etat limite de service (ELS)**

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. La durabilité de la structure est remise en cause.

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

**1.12. Les actions****1.12.1. Valeurs caractéristiques des actions****➤ Les 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.
- cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- les déformations imposées à la structure.

**➤ Les actions variables (Q)**

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

- les charges d'exploitations.
- les charges climatiques (neige et vent).
- les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (FA)**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux.

### 1.12.2. Valeurs de calcul des actions

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

#### a) combinaison d'action à l'ELU

➤ **Situation durable ou transitoire**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \Psi_{0i}=0,77 \text{ pour les bâtiments à usage courant} \\ 1,35G_{\max}+G_{\min}+1,5Q+\sum 1,3\Psi_{0i}Q_i \end{array} \right.$$

Avec :

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

➤ **Situations accidentelles**

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\Psi_{1i}Q_1+\sum \Psi_{2i}Q_i (i>1)$$

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

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

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

$$\Psi_{1i} = \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \text{ si l'action d'accompagnement est la neige .} \\ 0,20 \text{ si l'action d'accompagnement est le vent} \\ 0,50 \text{ si l'action d'accompagnement est l'effet de la température} \end{array} \right.$$

#### b) combinaison d'action à l'ELS

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

$\Psi_{0i}=0,6$  pour l'effet de la température.

Avec :

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

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

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

### c) combinaisons de calcul

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

$$\begin{aligned} \text{Situation durable} & \quad \begin{cases} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases} \\ \text{Situations- accidentelle} & \quad \begin{cases} G + Q \mp E \\ G + Q \pm 1.2 E \Rightarrow \text{pourtriques autostable} \\ 0.8G \mp E \end{cases} \end{aligned}$$

## 1.13. Les matériaux (acier et béton)

### 1.13.1. Béton

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

#### 1.13.1.1. Résistance du béton

##### a. Composition et dosage du béton

Le dosage de différents constituants du béton dépend de type de matériaux utilisés, et de la qualité du béton recherché. En effet, les propriétés physiques et mécaniques du béton dépendent essentiellement de sa composition mais aussi des facteurs extérieurs (la température, l'humidité, ...). La composition moyenne pour un mètre cube (1m<sup>3</sup>) de béton ordinaire est la suivante :

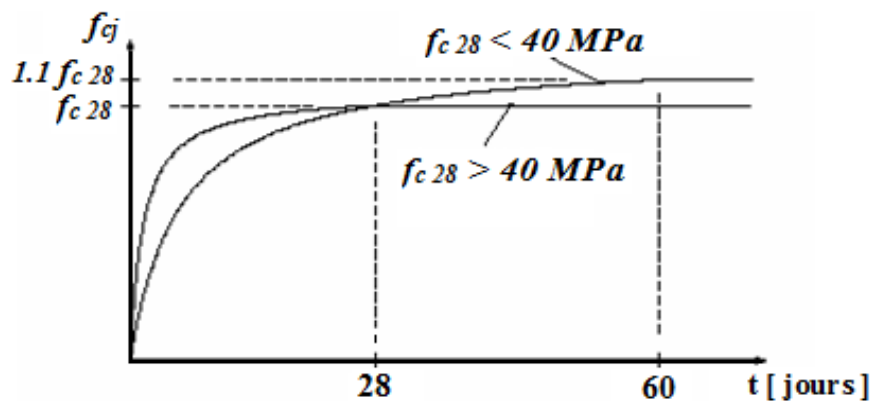
- 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment de classe (CPA 425).
- 400 litres de sable de diamètre 0 à 5mm.
- 800 litres de gravier de diamètre  $\begin{cases} \text{gravillons}(8 < D_g < 15\text{mm}) \\ \text{gravier}(15 < D_g < 25\text{mm}) \end{cases}$
- 175 litres d'eau de gâchage.

##### b. Résistance caractéristique en compression $f_{cj}$

Cette résistance ( $f_{cj}$  en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette normalisée 16cm×32cm cylindrique. Le durcissement étant

progressif,  $f_{cj}$  est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est  $f_{cj}$  ;

$$\left\{ \begin{array}{l} J \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,75 + 0,83j} f_{c28} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ \text{Et } f_{cj} = f_{c28} \text{ si } j > 28 \text{ jours} \\ J \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$



**Figure 1. 3.** Évaluation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton.

Pour  $1\text{m}^3$  de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA425), la résistance moyenne  $f_{c28}$  comprise entre 22 et 25 MPa.

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

### c) Résistance à la traction $f_{tj}$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0,275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

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

### d) Contrainte ultime de cisaillement (de béton)

$\tau_{adm} = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa})$  pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$  pour la fissuration préjudiciable.

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

$\tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa}$  fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = 2,5 \text{ MPa}$  fissuration préjudiciable.

### 1.13.1.2. Module déformation longitudinale du béton

On distingue les modules de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ , le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargements instantanés de la durée inférieure à 24 heures, le module instantané est pris égal à :  $E_{ij}=11000 \times (f_{cj})^{1/3}$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend artificiellement les déformations de fluage du béton, le module instantané est égal à trois fois le module différé :  $E_{ij}= 3 \times E_{vj}$

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj}=3700(f_{cj})^{1/3}$$

$$E_{ij}=1100(f_{cj})^{1/3}$$

### 1.13.1.3. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson sera pris égal à  $\nu = 0$  pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à  $\nu=0.2$  pour un calcul de déformations à l'ELS.

### 1.13.1.4. Module d'élasticité transversale

Il est donné par :  $G = \frac{E}{2 \nu + 1}$

$G = 0.4E$  pour le béton non fissuré (ELS).

$G = 0.5E$  pour le béton fissuré (ELU).

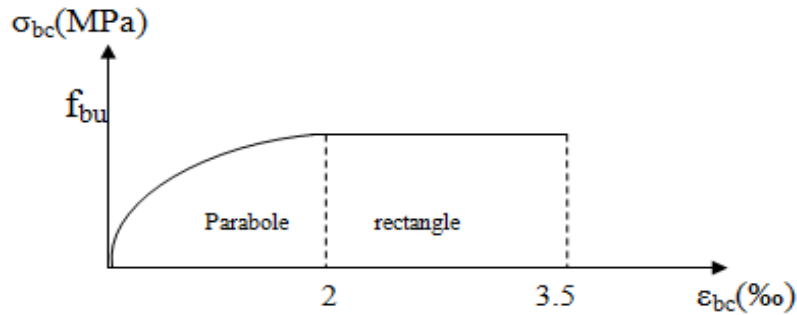
### 1.13.1.5. Modèle de calcul à l'ELS

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, pour des charges de longue durée  $E_b=E_{vj}$  et  $\nu=0.2$ .

La résistance mécanique du béton tendu est négligée de plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier ( $E_b \approx 13333 \text{ MPa}$ ).

### 1.13.1.6. Modèle de calcul à l'ELU

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle sur un diagramme contrainte déformations donné sur la Figure suivante



**Figure 1. 4.** Diagramme des contrainte-déformation du béton à L'ELU.

Sur cette figure :

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton  $f_{bu}$  est donnée par :

$$\text{Où : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

- Le coefficient de sécurité partiel  $\gamma_b$  vaut 1,5 pour les combinaisons fondamentale et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.
- $\theta$  est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :  $\theta = 1$  si la durée est supérieure à 24h,  $\theta = 0,9$  si la durée est comprise entre 1h et 24h et  $\theta = 0,85$  .

### 1.13.2 l'acier

Résiste très bien à la compression et à la traction, de plus, il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton.

On utilise 2 types d'aciers :

- Acier à haute adhérence (HA) FeE400  $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Acier naturel rond lisse (RL) FeE500  $f_e = 235 \text{ MPa}$

#### 1.13.2.1 contraintes limites :

**ELU :**

- Fissurations peu nuisibles « FPN »

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

$\gamma_s = 1,15$  en Situation durable  $\bar{\sigma}_s = 348,83 \text{ MPa}$

$\gamma_s = 1$  en Situation Accidentelle  $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

**ELS :**

- Fissurations préjudiciables « FP »

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f t j}\right) \text{CBA93 (A.4.5.3.3).}$$

$\eta$  : coefficient de fissuration

Avec  $\eta = 1,6$  pour les aciers HA et  $1$  pour les aciers RL

### 1.13.2.2. Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier noté  $E_s = 2 \times 10^5 \text{Mpa}$   
Pour l'acier naturel :

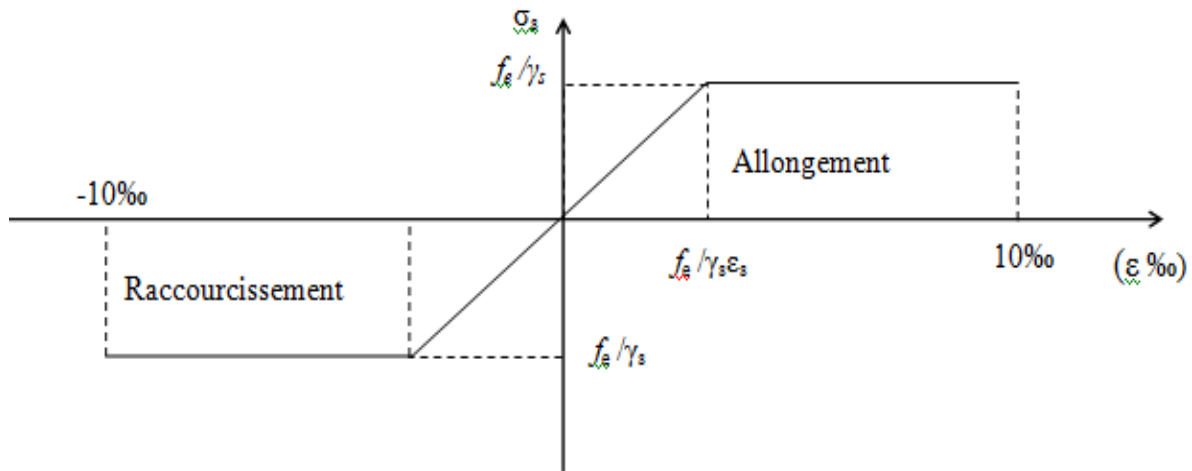


Figure 1. 5. Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

### 1.14. Hypothèses de calcul :

#### a) ELS :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Le retrait et le fluage ne sont pas pris en compte.
- Le comportement des matériaux est linéaire élastique.
- Dans le diagramme des contraintes l'un des matériaux doit travailler au maximum.

#### b) ELU :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Les déformations des sections sont limitées à :  
 $\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$  en flexion simple et  $\epsilon_{bc} = 2,5\text{‰}$  en compression simple.
- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à  $\epsilon_s = 10\text{‰}$
- Le diagramme contrainte – déformation du béton est « parabole – rectangle ».

## 2. Introduction

L'objectif du pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis, on distingue :

- Eléments structuraux : Poutres, poteaux et voiles.
- Eléments secondaires : Planchers, escaliers, acrotère et ascenseur.

Et dans ce chapitre on va étudier l'évaluation des charges et surcharges de ses éléments, aussi on effectuera la descente de charge pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

### 2.1 Éléments non structuraux (secondaires)

#### 2.1.1 Les planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages. Ils assurent deux fonctions principales :

- transmettent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation aux éléments porteurs de la structure, les planchers sont supposés infiniment rigides dans le plan horizontal.
- fonction d'isolation: ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre projet, on a choisi des planchers en corps creux, il est constitué de trois éléments principaux :

- Les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu, il n'a aucune fonction de résistance.
- Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- une dalle de compression armée coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.

##### 2.1.1.1 Hauteur du plancher

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation (**B.6.8.4.2.4/ CBA 93**) :

$$H_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} = \frac{395 - 30}{22,5} = \frac{365}{22,5} = 16,22 \text{ cm}$$

Avec :

$L_{max}$  : Travée maximale de la poutrelle mesurée entre nus d'appuis.

$H_t$  : Hauteur totale du plancher.

$H_{corps\ creux} = 16\text{cm}$  : Hauteur du corps creux.

$H_{dalle\ de\ compression} = 4\text{cm}$  : Hauteur de la dalle de compression.

Donc on adopte un plancher de hauteur :  $H_t = (H_{c.c} + H_{d.d.c}) = 16 + 4 = 20\text{cm}$

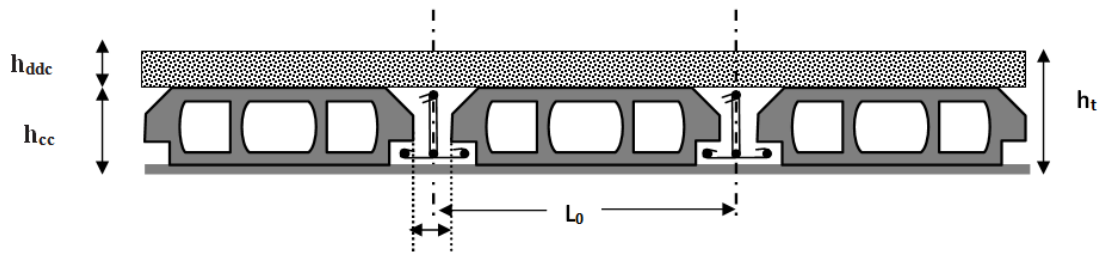


Figure 2. 1 Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

### 2.1.1.2 Les poutrelles

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T. La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure :

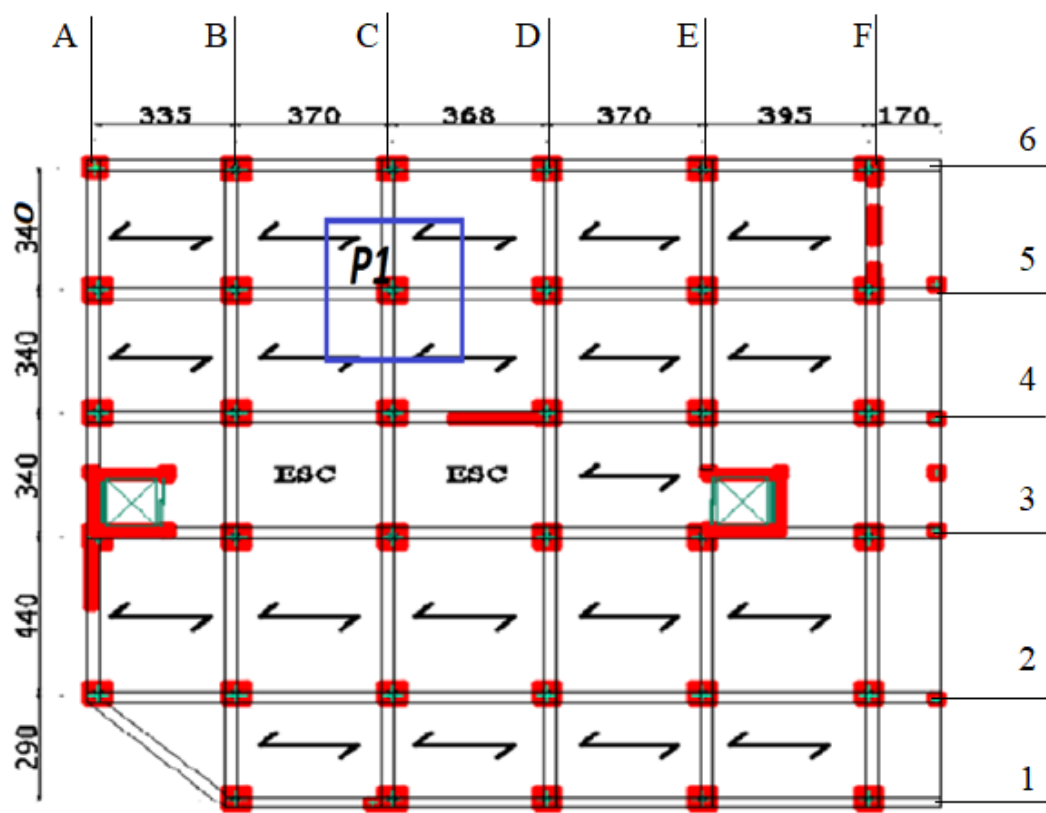


Figure 2. 2 la disposition des poutrelles selon le sens x

La longueur de la table de compression ( $b$ ) est donnée par la formule suivante :

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

$b$  : Largeur de la table de compression.

$L_x$  : Distance maximale entre nus de deux poutrelles.

$L_y$  : La distance maximale entre nus d'appuis des poutres Secondaires.

$$b_0 = (0,4 ; 0,6) \times H_t$$

$$b_0 = (8 ; 12) \text{ On adopte } b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \text{Min}\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}, L_y = 330 - 35 = 295 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \text{Min}\left(\frac{55}{2}; \frac{295}{10}\right), b_1 \leq 27,5 \text{ cm On adopte } b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq 27,5, b = 65 \text{ cm}$$

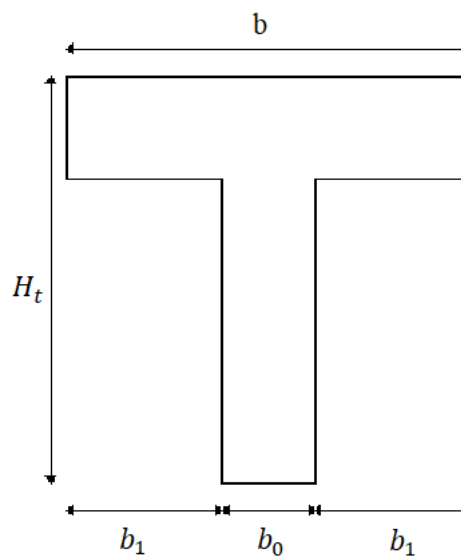


Figure 2. 3 Coupe transversale d'une poutrelle

### 2.1.2 Planchers à dalle pleine

Elle se calcule comme un ensemble des panneaux de dalle, qui se reposent sur 1, 2, 3 ou 4 appuis. Leurs dimensions doivent satisfaire les critères suivants :

- **Résistance à la flexion**

- $e \geq \frac{L_x}{20}$  Pour une dalle sur un seul appui ou deux appuis parallèles

- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$  Pour une dalle repose sur deux appuis perpendiculaire ou quatre appuis avec  $\rho \leq 0,4$  tel que  $\rho = L_x / L_y$
- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  Pour une dalle repose sur trois appuis ou quatre appuis avec  $\rho > 0,4$

Avec :

- $L_x$  : La plus petite dimension du panneau
- $L_y$  : La plus grande dimension du panneau

- **Critère de feu**

- $e \geq 07 \text{ cm} \Rightarrow 1 \text{ heure de coupe-feu}$
- $e \geq 11 \text{ cm} \Rightarrow 2 \text{ heure de coupe-feu}$
- $e \geq 14 \text{ cm} \Rightarrow 4 \text{ heure de coupe-feu}$

- **Isolation phonique :**  $e \geq 13 \text{ cm}$

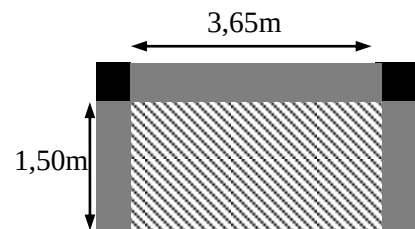
Notre projet compose deux types de dalle pleine

-Dalle sur trois appuis

$$L_x = 150 \text{ cm} ; L_y = 365 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{150}{365} = 0,41 \Rightarrow \rho > 0,4$$

$$\frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40} \Rightarrow 3,33 \leq e \leq 3,75$$



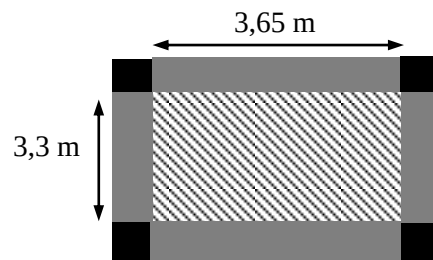
Dalle sur trois appuis

-Dalle sur quatre appuis

$$L_x = 330 \text{ cm} ; L_y = 365 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{330}{365} = 0,90 \Rightarrow \rho > 0,4$$

$$\frac{330}{45} \leq e \leq \frac{330}{40} \Rightarrow 7,33 \leq e \leq 8,25$$

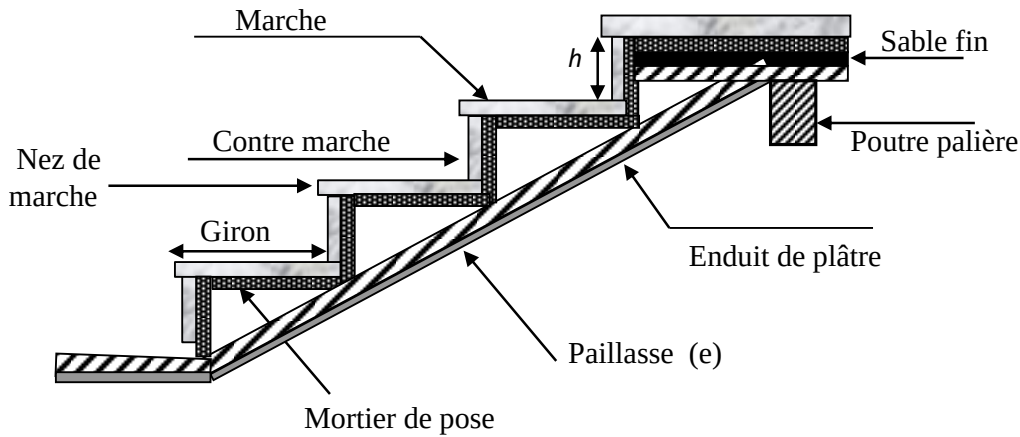


Dalle sur quatre appuis

Les épaisseurs obtenus par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement **se fera suivant le critère de feu**, d'où on opte pour une épaisseur **e = 15 cm**

### 2.1.3 Les escaliers

L'escalier est un ouvrage constitué d'une série de marches horizontale et d'un palier permettant de passer à pied d'un niveau à un autre, il présente une issue de secours en cas d'urgence. Les différents éléments constituant un escalier sont cités dans cette figure.



**Figure 2. 4** Schéma de l'escalier

Dans cette structure on constate qu'on a deux types escaliers :

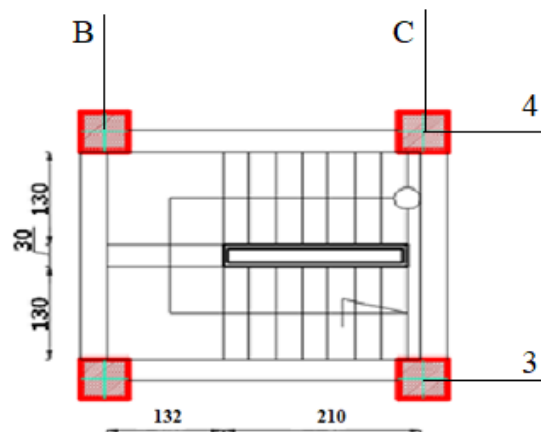
Type 1 : escalier à trois volées contrariées avec deux palier de repos en béton armé (étages courant).

Dans ce type 1 on a deux différents escaliers, (escaliers étages courants de R.D.C au 10ème étage) et (escaliers R.D.C au 3ème étages) qui a un accès sur la placette.

Type 2 : escalier quart tournant en bois (duplex).

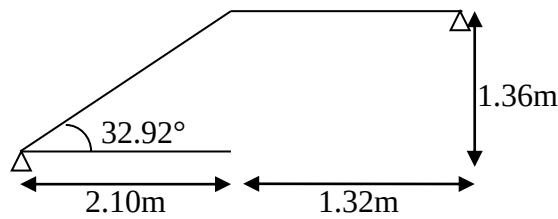
#### 2.1.3.1 Etudes d'escalier de type 1

*Escaliers (R.D.C au 3eme étage) qui a accès à la placette*



**Figure 2. 5** Schéma d'escaliers (R.D.C au 3eme étage)

- Pour les deux volées de rive



**Figure 2. 6** Schéma de deux volées de rive (R.D.C au 3eme étage)

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :  $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$ .

Pour chaque volée :  $(3,06 - 0,34)/2 = 1,36 \text{ cm}$

$h = H/n$  Avec :  $n = 8$  est le nombre des contremarches et  $H = 1,36 \text{ cm}$ .

$g = L/(n - 1)$  Avec :  $(n - 1) = 7$  est le nombre des marches et  $L = 2,10 \text{ cm}$ .

$h = 17 \text{ cm}$ ,  $g = 30 \text{ cm}$  donc notre condition est vérifiée.  $60 \text{ cm} \leq 64 \leq 65 \text{ cm}$ .

La longueur développée est :  $L = L_v + L_p + L'_p$

$L_v$  : Longueur de la volée.

$L_p$  : Longueur du palier du départ.

$L'_p$  : Longueur du palier d'arrivée.

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p \Rightarrow L = \sqrt{2,1^2 + 1,36^2} + 1,32 = 3,82 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{382}{30} \leq e \leq \frac{382}{20} \Rightarrow 12,73 \leq e \leq 19,1$$

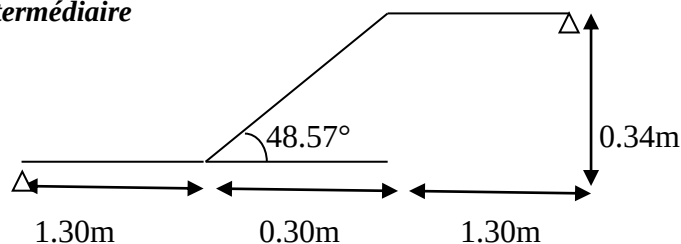
On prend:  $e = 15 \text{ cm}$

$$\alpha = \arctg\left(\frac{H}{L_0}\right) = \arctg\left(\frac{136}{210}\right) = 32,92^\circ$$

**Tableau 2. 1** Les dimensions de la volée de rive (R.D.C au 3eme étage)

| $H \text{ (m)}$ | $L \text{ (m)}$ | $n$ | $n - 1$ | $\alpha(^{\circ})$ | $h \text{ (cm)}$ | $g \text{ (cm)}$ | $L \text{ (m)}$ | $e \text{ (cm)}$ |
|-----------------|-----------------|-----|---------|--------------------|------------------|------------------|-----------------|------------------|
| 1.36            | 2.10            | 8   | 7       | 32.92              | 17               | 30               | 3.82            | 15               |

- Pour la volée intermédiaire



**Figure 2. 7** Schéma de la volée intermédiaire (R.D.C au 3eme étage)

$$3,06 - 2,72 = 0,34 \text{ cm}$$

$h = H/n$  Avec :  $n = 2$  est le nombre des contremarches et  $H = 0,34 \text{ cm}$ .

$g = L/(n - 1)$  Avec :  $(n - 1) = 1$  est le nombre des marches et  $L = 30 \text{ cm}$ .

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p \Rightarrow \square L = \sqrt{0,3^2 + 0,34^2} + 1,3 + 1,3 = 3,05 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{305}{30} \leq e \leq \frac{305}{20} \Rightarrow 10,16 \leq e \leq 15,25$$

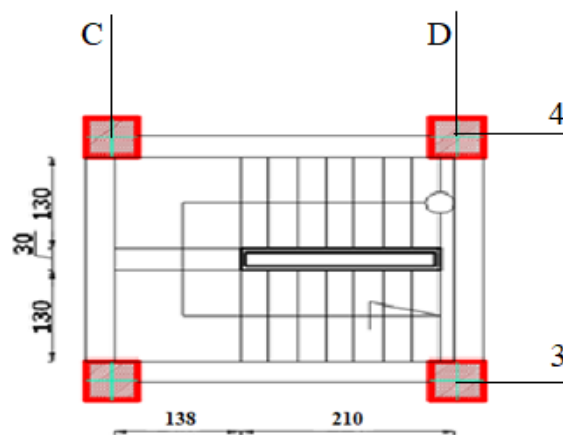
On prend:  $e = 13 \text{ cm}$

$$\alpha = \arctg \left( \frac{H}{L_0} \right) = \arctg \left( \frac{34}{30} \right) = 48,57^\circ$$

**Tableau 2. 2** Les dimensions de la volée intermédiaire (R.D.C au 3eme étage)

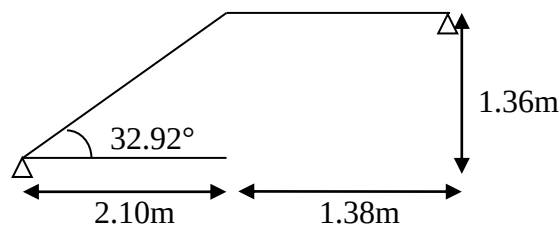
| $H \text{ (m)}$ | $L \text{ (m)}$ | $n$ | $n - 1$ | $\alpha (^\circ)$ | $h \text{ (cm)}$ | $g \text{ (cm)}$ | $L \text{ (m)}$ | $e \text{ (cm)}$ |
|-----------------|-----------------|-----|---------|-------------------|------------------|------------------|-----------------|------------------|
| 0.34            | 0.30            | 2   | 1       | 48.57             | 17               | 30               | 3.05            | 13               |

**Escaliers (étages courants de R.D.C au 10eme étage)**



**Figure 2. 8** Schéma d'escaliers (R.D.C au 10eme étage)

- Pour les deux volées de rive

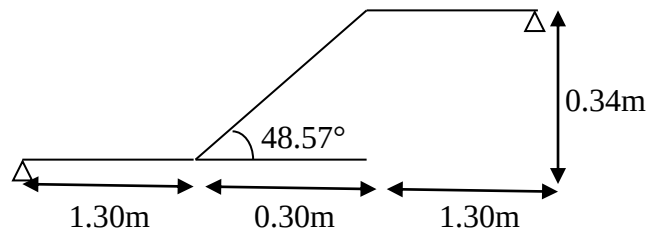


**Figure 2. 9** Schéma de deux volées de rive (R.D.C au 10eme étage)

**Tableau 2. 3** Les dimensions de la volée de rive (R.D.C au 10eme étage)

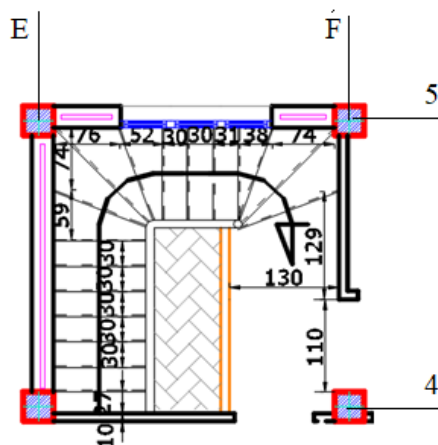
| $H (m)$ | $L (m)$ | $n$ | $n - 1$ | $\alpha(^{\circ})$ | $h (cm)$ | $g (cm)$ | $L (m)$ | $e (cm)$ |
|---------|---------|-----|---------|--------------------|----------|----------|---------|----------|
| 1.36    | 2.10    | 8   | 7       | 32.92              | 17       | 30       | 3.88    | 15       |

- Pour la volée intermédiaire

**Figure 2. 10** Schéma de la volée intermédiaire (R.D.C au 10eme étage)**Tableau 2. 4** Les dimensions de la volée intermédiaire (R.D.C au 10eme étage)

| $H (m)$ | $L (m)$ | $n$ | $n - 1$ | $\alpha(^{\circ})$ | $h (cm)$ | $g (cm)$ | $L (m)$ | $e (cm)$ |
|---------|---------|-----|---------|--------------------|----------|----------|---------|----------|
| 0.34    | 0.30    | 2   | 1       | 48.57              | 17       | 30       | 3.05    | 13       |

### 2.1.3.2 Escalier type 2

**Figure 2. 11** Schéma d'escaliers type 2 en bois (duplexe)

### 2.1.4 L'Ascenseur

C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant. Dans cette structure on a deux cages d'ascenseurs, la première à un accès vers la placette et la deuxième un accès vers tous les étages de bloc, ils ont une même surface nette de  $(1,2 \times 1,3)m^2$ . Le système de levage de l'ascenseur, selon le B.E.T, est assuré par un système de levage mécanique, ce système de levage sera installé au niveau du R.D.C.

### 2.1.5 L'acrotère

L'acrotère est un élément non structural faisant partie du Plancher terrasse encastré sa base, il sert comme garde-corps et il empêche l'infiltration des eaux pluviales. Cet élément est réalisé en béton armé.

Dans notre structure on a un seul type d'acrotère pour la terrasse inaccessible et pour la terrasse accessible (10eme étage 1niveau duplex). (Figure).

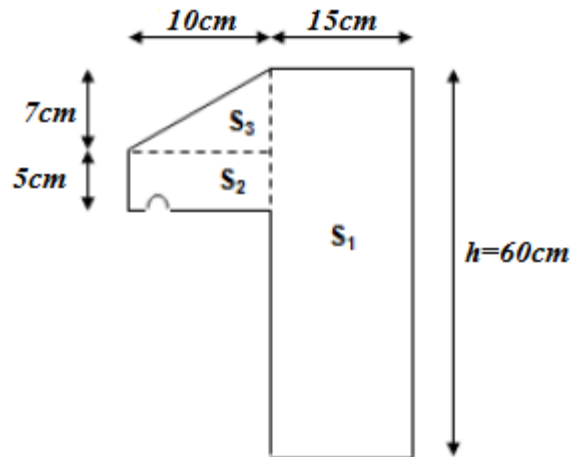


Figure 2. 12 Dimension de l'acrotère.

La surface et le poids propre :

$$S_{ac} = S_1 + S_2 + S_3 = (15 \times 60) + (10 \times 5) + 0,5(10 \times 7) = 985 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_{ac} = 0,0985 \text{ m}^2$$

$$G = \gamma b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0,0985 \times 1$$

$$G = 2,46 \text{ KN/ml}$$

## 2.2 Éléments structuraux

### 2.2.1 Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de prendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux.

-Condition de flèche : La hauteur des poutres est donnée par l'expression suivante (selon le BAEL91) :

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

Avec  $L_{max}$  : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens considéré.

-Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes (selon le RPA 99) :

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

Avec  $b$  largeur de la poutre,  $h$  hauteur de la poutre, on suppose des poteaux de  $(35 \times 35)cm^2$ .

### 2.2.1.1 Les poutres principales

On a  $L_{max}$  : distance maximale entre nus d'appuis ( $L_{max} = 450 - 30 = 420)cm$ . Donc,

$$\frac{420}{15} \leq h_p \leq \frac{420}{10} \Rightarrow 28 \leq h_p \leq 42$$

Les conditions sont vérifiées, alors on prend  $\begin{cases} h_p = 40cm \\ b_p = 30cm \end{cases}$

Poutres principales  $b \times h = (30 \times 40)cm^2$ .

### 2.2.1.2 Les poutres secondaires

On a  $L_{max}$  : distance maximale entre nus d'appuis ( $L_{max} = 395 - 30 = 365)cm$ . Donc,

$$\frac{365}{15} \leq h_p \leq \frac{365}{10} \Rightarrow 24.33 \leq h_p \leq 36.5$$

Les conditions sont vérifiées, alors on prend  $\begin{cases} h_p = 35cm \\ b_p = 30cm \end{cases}$

Poutres secondaires  $b \times h = (30 \times 35)cm^2$ .

### 2.2.2 Les voiles

Les voiles ou murs de contreventement sont définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

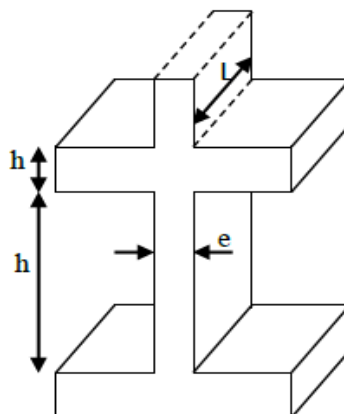


Figure 2. 13 Coupes des voiles en plan et en élévation

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes **(A 7.7.1/R.P.A 99/03)** :

$$\begin{cases} e \geq 15 \text{ cm} \\ e \geq \frac{h_e}{20} \\ L_{min} \geq 4e \end{cases}$$

$h_e$  : Hauteur libre d'étage, dans notre projet la hauteur libre d'étage est la même dans tous les étages donc  $h_e = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$ .

$e$  : Epaisseur du voile.

$L_{min}$  : Longueur du voile.

$$e \geq \frac{271}{20} \Rightarrow e \geq 13,55 \text{ cm}$$

On adopte l'épaisseur des voiles  $e = 15 \text{ cm}$ .

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$L_{min} \geq 4e \Rightarrow L_{min} \geq 60 \text{ cm}$ . On prend  $L = 60 \text{ cm}$ .

### 2.2.3 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments du système plancher poutre, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre des charges aux fondations, ils supportent les charges verticales ils participent à la stabilité transversale et servent aux chaînages verticale.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU. Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le **(RPA99 V.2003)** doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4 \end{cases}$$

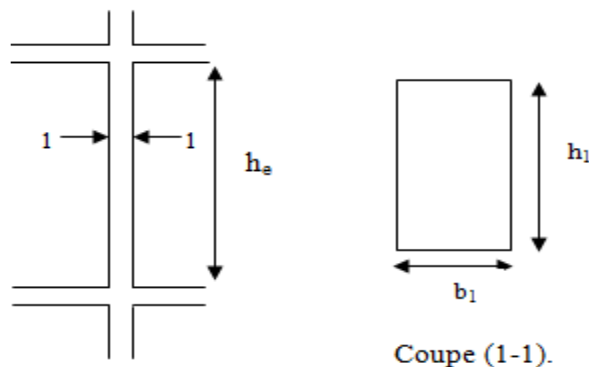


Figure 2.14 Hauteur libre d'étage

On fixera les dimensions des poteaux, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003

Citées ci-dessus. Les dimensions des poteaux supposées :

**Tableau 2.5** Les dimensions des poteaux supposées

| Etage                              | RDC     | 1ere, 2eme, 3eme | 4eme, 5eme, 6eme | 7eme, 8eme, 9eme | 10eme, 11eme |
|------------------------------------|---------|------------------|------------------|------------------|--------------|
| Section<br>( $b \times h$ ) $cm^2$ | 50 × 50 | 50 × 45          | 45 × 45          | 45 × 40          | 40 × 35      |

### 2.3 Evaluation des charges et surcharges

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

#### 2.3.1 Plancher corps creux

On va étudier les évaluations des charges et surcharges de Plancher courant, balcon, parking, terrasse accessible (1ere étage) et les deux terrasse inaccessible de cette structure (10eme étage 1 niveau duplex et le toit).

##### -Terrasse accessible (1ère étage)

**Tableau 2.6** Evaluation des charges sur la terrasse accessible 1ere étage

| Désignation des éléments |                        | Epaisseur<br>(cm) | Poids volumique<br>( $KN/m^3$ )   | Poids G<br>( $KN/m^2$ ) |
|--------------------------|------------------------|-------------------|-----------------------------------|-------------------------|
| 1                        | Revêtement carrelage   | 2                 | 22                                | 0,44                    |
| 2                        | Mortier de pose        | 2                 | 18                                | 0,36                    |
| 3                        | Lit de sable           | 3                 | 18                                | 0,54                    |
| 4                        | Enduit de plâtre       | 2                 | 10                                | 0,20                    |
| 5                        | Plancher à corps creux | (16+4)            | 14                                | 2,85                    |
| Total                    |                        |                   | $G_{terrasse\ ace} = 4.39 KN/m^2$ |                         |
|                          |                        |                   | $Q_{terrasse\ ace} = 1,50 KN/m^2$ |                         |

##### -Terrasse inaccessible

**Tableau 2.7** Evaluation des charges sur la terrasse inaccessible

| Désignation des éléments |                                | Epaisseur<br>(cm) | Poids volumique<br>( $KN/m^3$ ) | Poids G<br>( $KN/m^2$ ) |
|--------------------------|--------------------------------|-------------------|---------------------------------|-------------------------|
| 1                        | Gravillons roulé de protection | 5                 | 20                              | 1,00                    |
| 2                        | Etanchéité multicouche         | 2                 | 06                              | 0,12                    |
| 3                        | Forme de pente (2%)            | 10                | 22                              | 2,20                    |

|       |                              |        |                                           |      |
|-------|------------------------------|--------|-------------------------------------------|------|
| 4     | Isolation thermique en liège | 4      | 04                                        | 0,16 |
| 5     | Enduit de plâtre             | 2      | 10                                        | 0,20 |
| 6     | Plancher à corps creux       | (16+4) | 14                                        | 2,85 |
| Total |                              |        | $G_{terrasse\ inac} = 6,53\text{ KN/m}^2$ |      |
|       |                              |        | $Q_{terrasse\ inac} = 1,00\text{ KN/m}^2$ |      |

**-Plancher courant****Tableau 2. 8** Evaluation des charges sur le plancher courant

| Désignation des éléments |                        | Epaisseur (cm) | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Poids G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|------------------------|----------------|--------------------------------------|------------------------------|
| 1                        | Revêtement carrelage   | 2              | 22                                   | 0,44                         |
| 2                        | Mortier de pose        | 2              | 18                                   | 0,36                         |
| 3                        | Lit de sable           | 3              | 18                                   | 0,54                         |
| 4                        | Enduit de plâtre       | 2              | 10                                   | 0,20                         |
| 5                        | Cloison de séparation  | 10             | 0.13                                 | 0.9                          |
| 6                        | Plancher à corps creux | (16+4)         | /                                    | 2,85                         |
| Total                    |                        |                | $G_{courant} = 5,29\text{ KN/m}^2$   |                              |
|                          |                        |                | $Q_{courant} = 1,50\text{ KN/m}^2$   |                              |
|                          |                        |                | $Q_{RDC} = 5\text{ KN/m}^2$          |                              |

**2.3.2 Plancher dalle pleine****- autour de l'ascenseur****Tableau 2. 9** Evaluation des charges sur la dalle pleine autour de l'ascenseur

| Désignation des éléments |                      | Epaisseur (cm) | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Poids G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|----------------------|----------------|--------------------------------------|------------------------------|
| 1                        | Revêtement carrelage | 2              | 22                                   | 0,44                         |
| 2                        | Mortier de pose      | 2              | 18                                   | 0,36                         |
| 3                        | Lit de sable         | 2              | 18                                   | 0,36                         |
| 4                        | Enduit de ciment     | 1              | 18                                   | 0,18                         |
| 5                        | Dalle pleine         | 15             | 25                                   | 3,75                         |
| Total                    |                      |                | $G_{courant} = 5,09\text{ KN/m}^2$   |                              |
|                          |                      |                | $Q_{courant} = 2,50\text{ KN/m}^2$   |                              |

- parking

Tableau 2. 10 Evaluation des charges sur dalle pleine parking

| Désignation des éléments |                  | Epaisseur (cm) | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )       | Poids G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|------------------|----------------|--------------------------------------------|------------------------------|
| 1                        | Chape en béton   | 6              | 22                                         | 1,32                         |
| 2                        | Enduit de ciment | 1              | 18                                         | 0, 18                        |
| 3                        | Dalle pleine     | 15             | 25                                         | 3,75                         |
| Total                    |                  |                | $G_{\text{parking}} = 5,25 \text{ KN/m}^2$ |                              |
|                          |                  |                | $Q_{\text{parking}} = 5 \text{ KN/m}^2$    |                              |

## 2.3.3 Les murs

-Murs extérieurs (double parois en briques creuses)

Tableau 2. 11 Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

| Désignation des éléments |                  | Epaisseur (cm) | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )       | Poids G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|------------------|----------------|--------------------------------------------|------------------------------|
| 1                        | Enduit de ciment | 2              | 20                                         | 0,4                          |
| 2                        | Brique creuse    | 15             | 9                                          | 1.35                         |
| 3                        | Lame d'air       | 5              | /                                          | /                            |
| 4                        | Brique creuse    | 10             | 9                                          | 0.9                          |
| 5                        | Enduit de plâtre | 2              | 10                                         | 0.2                          |
| Total                    |                  |                | $G_{\text{courant}} = 2.85 \text{ KN/m}^2$ |                              |

## 2.3.4 Les escaliers

-volée

Tableau 2. 12 Evaluation des charges sur la volée de l'escalier

| Désignation des éléments |                   | Epaisseur (cm) | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )     | Poids G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|-------------------|----------------|------------------------------------------|------------------------------|
| 1                        | Volée (paillasse) | 15             | $25/(\cos \alpha)$                       | 4.46                         |
| 2                        | Les marches       | $H/2 = 0.085$  | 22                                       | 1.87                         |
| 3                        | Carrelage         | Horizontal     | 20                                       | 0.4                          |
|                          |                   | Vertical       | /                                        | 0.22                         |
| 4                        | Mortier de pose   | Horizontal     | 20                                       | 0.4                          |
|                          |                   | Vertical       | /                                        | 0.22                         |
| 5                        | Enduit de plâtre  | 2              | 10                                       | 0, 20                        |
| Total                    |                   |                | $G_{\text{volée}} = 7.77 \text{ KN/m}^2$ |                              |

|  |                                   |
|--|-----------------------------------|
|  | $Q_{volée} = 1,50 \text{ KN/m}^2$ |
|--|-----------------------------------|

-palier

**Tableau 2. 13** Evaluation des charges sur la volée de palier

| Désignation des éléments |                 | Epaisseur<br>(cm) | Poids volumique<br>(KN/m <sup>3</sup> ) | Poids G<br>(KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|-----------------|-------------------|-----------------------------------------|---------------------------------|
| 1                        | Carrelage       | 2                 | 22                                      | 0,44                            |
| 2                        | Mortier de pose | 2                 | 18                                      | 0,36                            |
| 3                        | Lit de sable    | 2                 | 18                                      | 0,36                            |
| 4                        | Enduit ciment   | 2                 | 10                                      | 0,2                             |
| 5                        | Palier          | 18                | 25                                      | 4.5                             |
| Total                    |                 |                   | $G_{palier} = 5,86 \text{ KN/m}^2$      |                                 |
|                          |                 |                   | $Q_{palier} = 2,5 \text{ KN/m}^2$       |                                 |

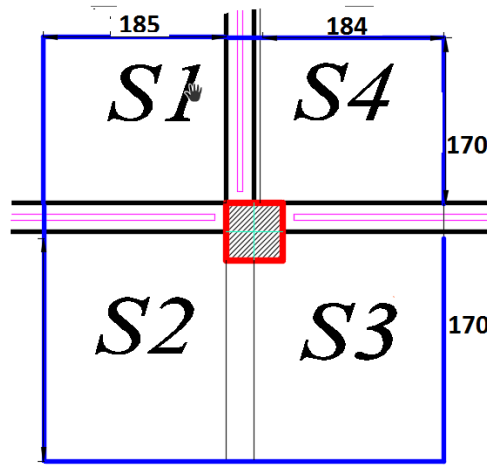
### 2.3.5 L'acrotère

**Tableau 2. 14** Evaluation des charges et surcharge de l'acrotère

| Désignation des éléments |                            | Surface<br>(m <sup>2</sup> ) | Epaisseur<br>(m)                          | Poids<br>(KN/ml) |
|--------------------------|----------------------------|------------------------------|-------------------------------------------|------------------|
| 1                        | Acrotère                   | 0.0985                       | 0.15                                      | 1,00             |
| 2                        | Enduit en ciment intérieur | /                            | 0.02                                      | 0,36             |
| 3                        | Enduit en ciment extérieur | /                            | 0.02                                      | 0,4              |
| Total                    |                            |                              | $G_{terrasse\ inac} = 3,22 \text{ KN/ml}$ |                  |
|                          |                            |                              | $Q_{terrasse\ inac} = 1,00 \text{ KN/ml}$ |                  |

### 2.4 Descente de charge

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



**Figure 2. 15** Surface afférente qui reviennent sur le poteau le plus sollicité  $P_1$  (d'après la page 15)

#### 2.4.1 Surface afférente

$$S_{af} = (1,7 + 1,7) \times (1,85 + 1,84) \Rightarrow S_{af} = 10,66 \text{ m}^2$$

#### 2.4.2 Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau

- Poids des poteaux**

La section des poteaux adoptée préalablement sont défini ci-après poids propre des poteaux est :

$$P = 25 \times S \times h_e \text{ Avec : } h_e = 3.06 \text{ m}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} S : \text{Surface du poteau (b} \times \text{h)} \\ h_e : \text{Hauteur d'étage} \end{cases}$$

**Tableau 2. 15** Poids propre des poteaux

| Etages                    | RDC            | 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup><br>3 <sup>ème</sup> | 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup><br>et 6 <sup>ème</sup> | 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup><br>et 9 <sup>ème</sup> | 10 <sup>ème</sup> ,<br>11 <sup>ème</sup> |
|---------------------------|----------------|---------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|------------------------------------------|
| Section ( $\text{cm}^2$ ) | $50 \times 50$ | $45 \times 50$                                          | $45 \times 45$                                             | $40 \times 45$                                             | $35 \times 40$                           |
| Surface ( $\text{m}^2$ )  | 0,25           | 0,22                                                    | 0,2                                                        | 0,18                                                       | 0,14                                     |
| Poids (KN)                | 19.125         | 16.83                                                   | 15.3                                                       | 13.77                                                      | 10.71                                    |

- Poids des poutres**

$$L_{pp} = (1.7 \times 2) + 0.35 = 3.75 \text{ ml} ; L_{ps} = (1.85 \times 2) = 3.69 \text{ ml}$$

$$\text{avec : } b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm}$$

$$G_{pp} = 25 \times (b \times h) \times L_{pp} = 11.25 \text{ KN}$$

$$\text{avec : } b = 30 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm}$$

$$G_{ps} = 25 \times (b \times h) \times L_{ps} = 9.68 \text{ KN}$$

$$G_{poutre} = G_{pp} + G_{ps} = 20.93 \text{ KN}$$

- **Poids des planchers**

-Terrasse inaccessible

$$G = 10,66 \times 6,53 \Rightarrow G = 69,61 \text{ KN}$$

$$Q = 10,61 \times 1 \Rightarrow Q = 12,69 \text{ KN}$$

-Etages courants

$$G = 10,66 \times 5,29 \Rightarrow G = 56,39 \text{ KN}$$

$$Q = 10,66 \times 1,5 \Rightarrow Q = 15,99 \text{ KN}$$

-R.D.C

$$G = 10,66 \times 5,29 \Rightarrow G = 56,39 \text{ KN}$$

$$Q = 10,66 \times 5 \Rightarrow Q = 53,3 \text{ KN}$$

-Parking

$$G = 10,66 \times 5,11 \Rightarrow G = 54,47 \text{ KN}$$

$$Q = 10,66 \times 4,55 \Rightarrow Q = 48,50 \text{ KN}$$

### 2.4.3 La loi de dégression

Puisque notre structure comporte plus de 5 étage ; suivant l'article 6.3 de D.T.RBC2.2 « charge permanent et charge d'exploitation » : loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages est applicable :

$$\Sigma 0 = Q_0 = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1 = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\Sigma 2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 3,85 \text{ KN/m}^2$$

$$\Sigma 3 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 5,05 \text{ KN/m}^2$$

$$\Sigma 4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 6,10 \text{ KN/m}^2$$

$$\Sigma n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ pour } n \geq 5$$

$$\Sigma 5 = 7 \text{ KN/m}^2$$

$$\Sigma 6 = 7,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\Sigma 7 = 8,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\Sigma 8 = 9,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\Sigma 9 = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\Sigma 10 = 14,30 \text{ KN/m}^2 \text{ Avec } Q_0 = 4,55 \text{ KN au niveau parking.}$$

$$\Sigma 11 = 15,05 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau le plus sollicité sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau 2. 16** Résultat de vérification à la compression centré pour le poteau

| Niveau | Eléments                                 | G (KN) | Q (KN) |
|--------|------------------------------------------|--------|--------|
| N1     | Plancher terrasse inaccessible (16+4) cm | 56,39  |        |
|        | Poutres                                  | 20.93  |        |
|        | Poteau (35×40)                           | 10.71  |        |
|        | Total                                    | 88.03  | 10.66  |
| N2     | Venant de N1                             | 88.03  |        |
|        | Plancher étage courant (16+4) cm         | 56.39  |        |
|        | Poutres                                  | 20.93  |        |
|        | Poteau (40×45)                           | 13.77  |        |
|        | Total                                    | 179.12 | 26.65  |
| N3     | Venant de N2                             | 179.12 |        |
|        | Plancher d'étage (16+4) cm               | 56.39  |        |
|        | Poutres                                  | 20.93  |        |
|        | Poteau (40×45)                           | 13.77  |        |
|        | Total                                    | 270.21 | 41.04  |
| N4     | Venant de N3                             | 270.21 |        |
|        | Plancher d'étage (16+4) cm               | 56.39  |        |
|        | Poutres                                  | 20.93  |        |
|        | Poteau (40×45)                           | 13.77  |        |
|        | Total                                    | 361.30 | 53.83  |
| N5     | Venant de N4                             | 361.30 |        |
|        | Plancher d'étage (16+4) cm               | 56.39  |        |
|        | Poutres                                  | 20.93  |        |
|        | Poteau (45×45)                           | 15.49  |        |
|        | Total                                    | 453.57 | 65.02  |
| N6     | Venant de N5                             | 453.57 |        |
|        | Plancher d'étage (16+4) cm               | 56.39  |        |
|        | Poutres                                  | 20.93  |        |
|        | Poteau (45×45)                           | 15.49  |        |
|        | Total                                    | 546.38 | 74.62  |
|        | Venant de N6                             | 546.38 |        |
|        | Plancher d'étage (16+4) cm               | 56.39  |        |

|                        |                            |                    |        |
|------------------------|----------------------------|--------------------|--------|
| <b>N7</b>              | Poutres                    | 20.93              |        |
|                        | Poteau (45×45)             | 15.49              |        |
|                        | Total                      | 639.19             | 82.61  |
| <b>N8</b>              | Venant de N7               | 639.19             |        |
|                        | Plancher d'étage (16+4) cm | 56.39              |        |
|                        | Poutres                    | 20.93              |        |
|                        | Poteau (45×50)             | 17.21              |        |
|                        | Total                      | 733.72             | 90.61  |
| <b>N9</b>              | Venant de N8               | 733.72             |        |
|                        | Plancher d'étage (16+4) cm | 56.39              |        |
|                        | Poutres                    | 20.93              |        |
|                        | Poteau (45×50)             | 17.21              |        |
|                        | Total                      | 828.25             | 98.6   |
| <b>N10</b>             | Venant de N9               | 828.25             |        |
|                        | Dalle pleine (parking)     | 54,47              |        |
|                        | Poutres                    | 20.93              |        |
|                        | Poteau (45×50)             | 17.21              |        |
|                        | Total                      | 920.86             | 152.43 |
| <b>N11</b>             | Venant de N10              | 920.86             |        |
|                        | Dalle pleine (parking)     | 54,47              |        |
|                        | Poutres                    | 20.93              |        |
|                        | Poteau (50×50)             | 19.125             |        |
|                        | Total                      | 1015.385           | 160.43 |
| $N = 1,35G_t + 1,5Q_t$ |                            | $Nu1 = 1611.409KN$ |        |
| $Ns = G_t + Q_t$       |                            | $Ns1 = 1175.81 KN$ |        |

Selon le **CBA93 (art B.8.11)** majorer de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

$$Nu = 1,1 \times 1611.409 = 1772.54 KN$$

## 2.5 Vérification le poteau le plus sollicité

### 2.5.1 Vérification à la compression simple (résistance)

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq f_{bu} \Rightarrow B \geq \frac{N_u}{f_{bu}} \quad \text{avec } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 14,2 MPa$$

$B$  : La section de béton

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 2. 17** Résultat de vérification à la compression simple

| Niveaux                 | $G$ (KN) | $Q$ (KN) | $N_u$ (KN) | $B_{cal}$ (m <sup>2</sup> ) | $B_{adop}$ (m <sup>2</sup> ) | observation |
|-------------------------|----------|----------|------------|-----------------------------|------------------------------|-------------|
| 10 <sup>ème</sup> étage | 88,13    | 10.66    | 134,83     | 0.0094                      | 0.35*0.40=0.14               | Vérifié     |
| 9 <sup>ème</sup> étage  | 179.12   | 26.65    | 281,78     | 0.019                       | 0.40*0.45=0.18               | Vérifié     |
| 8 <sup>ème</sup> étage  | 270.21   | 41.04    | 426,34     | 0.030                       | 0.40*0.45=0.18               | Vérifié     |
| 7 <sup>ème</sup> étage  | 361.30   | 53.83    | 568,5      | 0.040                       | 0.40*0.45=0.18               | Vérifié     |
| 6 <sup>ème</sup> étage  | 453.57   | 65.62    | 709,84     | 0.050                       | 0.45*0.45=0.20               | Vérifié     |
| 5 <sup>ème</sup> étage  | 546.38   | 74.62    | 849,54     | 0.060                       | 0.45*0.45=0.20               | Vérifié     |
| 4 <sup>ème</sup> étage  | 639.19   | 82.61    | 986,82     | 0.070                       | 0.45*0.45=0.20               | Vérifié     |
| 3 <sup>ème</sup> étage  | 733.72   | 90.61    | 1126,43    | 0.080                       | 0.45*0.50=0.22               | Vérifié     |
| 2 <sup>ème</sup> étage  | 828.25   | 98.6     | 1266,03    | 0.90                        | 0.45*0.50=0.22               | Vérifié     |
| 1 <sup>ème</sup> étage  | 920.86   | 152.43   | 1471,80    | 0.103                       | 0.45*0.50=0.22               | Vérifié     |
| RDC                     | 1015.38  | 160.43   | 1611,41    | 0.113                       | 0.50*0.50=0.25               | Vérifié     |

### 2.5.2 Vérification à la stabilité de forme (flambement)

D'après le **CBA 93 (Article B.8.4.1)**, On doit faire la vérification suivante

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]^{-1}$$

Expression dans laquelle :

- $B_r$  : La section de poteau réduite,  $B_r = (a - 2) \times (b - 2)$
- $A_s$  : Section des armatures,  $A_s = 1\% B_r$
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton,  $\gamma_b = 1,5$
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier,  $\gamma_s = 1,15$
- $\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élancement  $\lambda$

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

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

- $l_f$  : La longueur de flambement,  $l_f = 0,7 \times l_0$
- $i$  : Rayon de giration,  $i = \sqrt{I/B}$  ;  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau 2. 18** Résultat de vérification au flambement pour le poteau

| Niveaux                 | $l_0(m)$ | $l_f(m)$ | $I(m^4) \times 10^{-3}$ | $i(m)$ | $\lambda$ | $\alpha$ | $N_u(KN)$ | $B_{r\text{ cal}}(m^2)$ | $B_{r\text{ adop}}(m^2)$ |
|-------------------------|----------|----------|-------------------------|--------|-----------|----------|-----------|-------------------------|--------------------------|
| 10 <sup>ème</sup> étage | 2.66     | 1.86     | 1.86                    | 0.115  | 16.49     | 0.81     | 134,83    | 0.125                   | 0.35*0.40=0.14           |
| 9 <sup>ème</sup> étage  | 2.66     | 1.86     | 3.03                    | 0.129  | 14.70     | 0.82     | 281,78    | 0.163                   | 0.40*0.45=0.18           |
| 8 <sup>ème</sup> étage  | 2.66     | 1.86     | 3.03                    | 0.129  | 14.70     | 0.82     | 426,34    | 0.163                   | 0.40*0.45=0.18           |
| 7 <sup>ème</sup> étage  | 2.66     | 1.86     | 3.03                    | 0.129  | 14.70     | 0.82     | 568,5     | 0.163                   | 0.40*0.45=0.18           |
| 6 <sup>ème</sup> étage  | 2.66     | 1.86     | 3.41                    | 0.130  | 14.59     | 0.82     | 709,84    | 0.185                   | 0.45*0.45=0.20           |
| 5 <sup>ème</sup> étage  | 2.66     | 1.86     | 3.41                    | 0.130  | 14.59     | 0.82     | 849,54    | 0.185                   | 0.45*0.45=0.20           |
| 4 <sup>ème</sup> étage  | 2.66     | 1.86     | 3.41                    | 0.130  | 14.59     | 0.82     | 986,82    | 0.185                   | 0.45*0.45=0.20           |
| 3 <sup>ème</sup> étage  | 2.66     | 1.86     | 4.68                    | 0.145  | 13.08     | 0.82     | 1126,43   | 0.206                   | 0.45*0.50=0.22           |
| 2 <sup>ème</sup> étage  | 2.66     | 1.86     | 4.68                    | 0.145  | 13.08     | 0.82     | 1266,03   | 0.206                   | 0.45*0.50=0.22           |
| 1 <sup>ère</sup> étage  | 2.66     | 1.86     | 4.68                    | 0.145  | 13.08     | 0.82     | 1471,80   | 0.206                   | 0.45*0.50=0.22           |
| RDC                     | 2.66     | 1.86     | 5.20                    | 0.144  | 13.17     | 0.82     | 1611,41   | 0.230                   | 0.50*0.50=0.25           |

On remarque que la condition est vérifiée dans tous les niveaux, donc les poteaux ne risquent pas de flamber.

## 2.6 Conclusion

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

- Les sections des poteaux adoptées sont :

RDC .....  $(50 \times 50) \text{ cm}^2$

1<sup>ère</sup> étage, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages .....  $(45 \times 50) \text{ cm}^2$

4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étages .....  $(45 \times 45) \text{ cm}^2$

7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étages.....  $(40 \times 45) \text{ cm}^2$

10<sup>ème</sup> et 11<sup>ème</sup> étages .....  $(35 \times 40) \text{ cm}^2$

- Les sections des poutres adoptées sont :

Poutres principales .....  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires .....  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

### 3. Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question on respectant la réglementation.

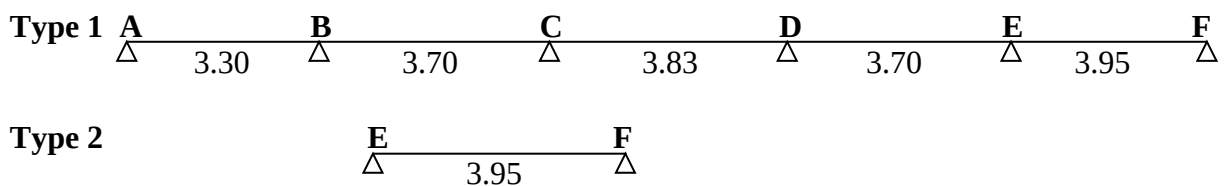
#### 3.1. Le Plancher à corps creux - Poutrelles-

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis. Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

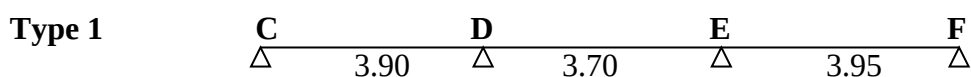
- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

##### 3.1.1. Types de poutrelles

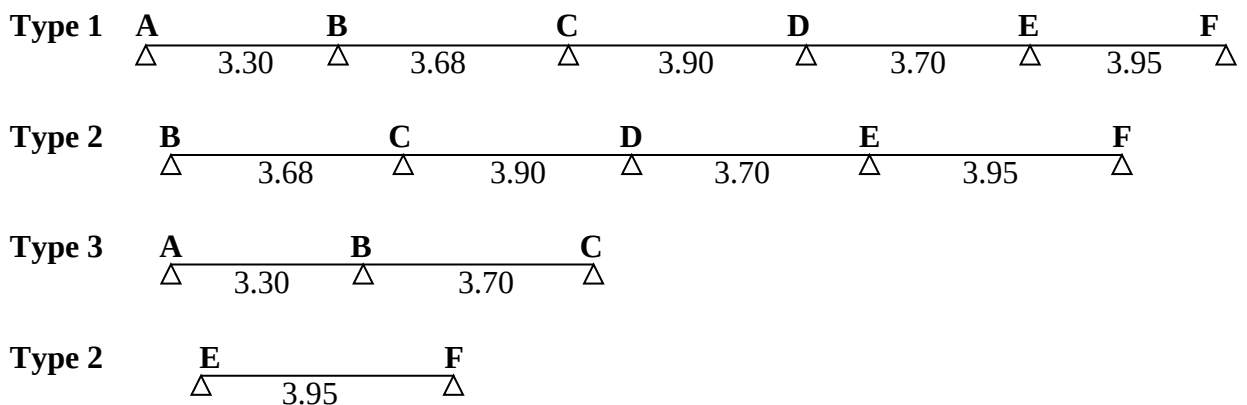
###### - Terrasse inaccessible



###### - Terrasse accessible



###### - Etage courant



### 3.1..2 Méthodes de calcul

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T. Pour cela nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

#### • Méthode forfaitaire

##### Domaine d'application

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

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

##### Exposée de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie  $Q$

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

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

##### Evaluation des moments

##### Moment en appuis de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à  $-0.15M_0$ .

tel que  $M_0 = \max(M^1_0, \dots, M^n_0)$ , avec  $n$  = nombre de travées d'une poutre.

$M_0$  : moment isostatique ( $M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$ )

##### Moment en appuis intermédiaires

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

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

$0.4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.  
Avec  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

### Moment en travée

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

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

(a): Si c'est une travée de rive.

(b): Si c'est une travée intermédiaire.

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

Tel que  $M_0$  : Moment isostatique de la travée considérée.

### Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués :

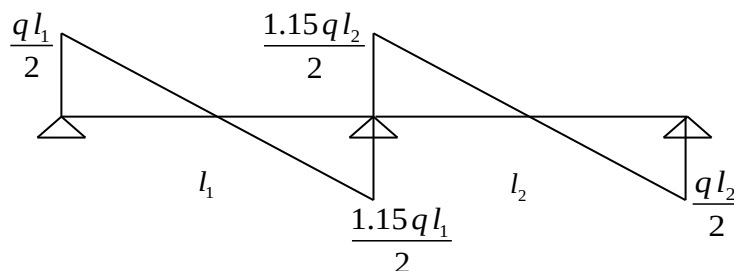
Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondu même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisin de rive.

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité :  $V_u = V_{u0}(\text{isostatique}) + (M_i - M_{i-1}) / L_i$



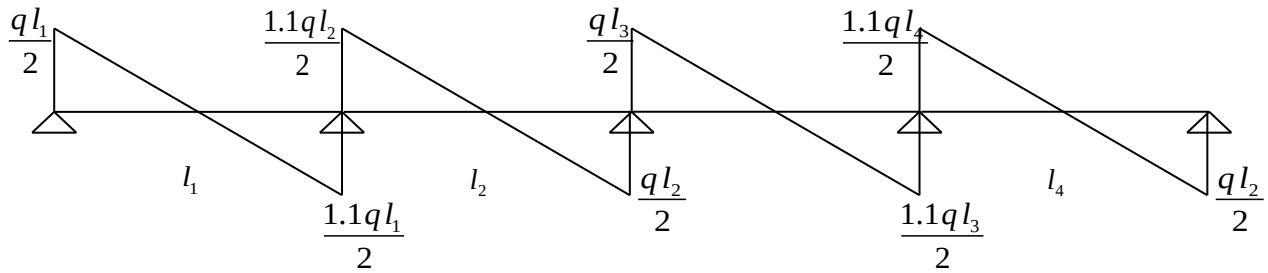


Figure 3.1 Evaluation des efforts tranchants

- Méthode de CAQUOT

### Conditions d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

### Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

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

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

### Moments entravée

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

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

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

**L'effort tranchant**

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

### 3.1.2 Charges et surcharges

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

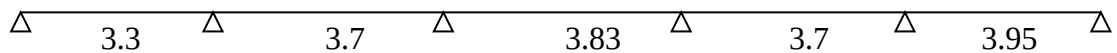
A l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $p_s = 0.65 \times q_s$

**Tableau 3. 1** Combinaisons d'action

| Désignation           | $G(KN/m^2)$ | $Q(KN/m^2)$ | ELU           |              | ELS           |              |
|-----------------------|-------------|-------------|---------------|--------------|---------------|--------------|
|                       |             |             | $q_u(KN/m^2)$ | $p_u(KN/ml)$ | $q_s(KN/m^2)$ | $p_s(KN/ml)$ |
| Terrasse inaccessible | 6.53        | 1           | 10.31         | 6.70         | 7.53          | 4.89         |
| Terrasse accessible   | 4.39        | 1.5         | 8.17          | 5.31         | 5.89          | 3.82         |
| Habitation            | 5.29        | 1.5         | 9.39          | 6.10         | 6.79          | 4.41         |

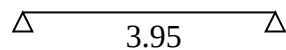
### 3.1.3 Terrasse inaccessible

**Sollicitations**



**Tableau 3. 2** Sollicitations de la poutrelle T1 dans le plancher terrasse inaccessible

| travée | $L$  | $M_0^u$ | $M_0^s$ | $M_g^u$ | $M_d^u$ | $M_g^s$ | $M_d^s$ | $M_t^u$ | $M_t^s$ | $V_g$ | $V_d$ |
|--------|------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|-------|-------|
| AB     | 3,3  | 9.12    | 6,66    | 1.96    | 5.73    | 1.43    | 4.18    | 6,71    | 4,90    | 11.06 | 12.16 |
| BC     | 3,7  | 11.47   | 8,37    | 5.73    | 4.91    | 4.18    | 3.59    | 6,72    | 4,90    | 13.64 | 12.40 |
| CD     | 3,83 | 12.29   | 8,97    | 4.91    | 4.91    | 3.59    | 3.59    | 7,99    | 5,83    | 12.84 | 12.84 |
| DE     | 3,7  | 11.47   | 8,37    | 4.91    | 6.53    | 3.59    | 4.77    | 6,31    | 4,61    | 12.40 | 13.64 |
| EF     | 3,95 | 13.07   | 9,54    | 6.53    | 1.96    | 4.77    | 1.43    | 10,46   | 7,63    | 14.56 | 13.24 |

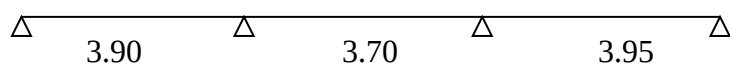


**Tableau 3. 3** Sollicitations de la poutrelle T2 dans le plancher terrasse inaccessible

| Tra<br>vé | $L$  | $M_0^u$ | $M_0^s$ | $M_g^u$ | $M_d^u$ | $M_g^s$ | $M_d^s$ | $M_t^u$ | $M_t^s$ | $V_g$ | $V_d$ |
|-----------|------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|-------|-------|
| AB        | 3,95 | 13.07   | 9.54    | 1.96    | 1.96    | 1.43    | 1.43    | 13.07   | 9.54    | 13.24 | 13.24 |

### 3.1.4 Terrasse accessible

#### Sollicitations

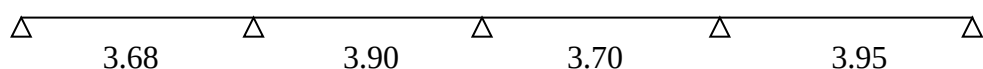


**Tableau 3. 4** Sollicitations de la poutrelle T1 dans le plancher terrasse accessible

| Tra<br>vé | $L$  | $M_0^u$ | $M_0^s$ | $M_g^u$ | $M_d^u$ | $M_g^s$ | $M_d^s$ | $M_t^u$ | $M_t^s$ | $V_g$ | $V_d$ |
|-----------|------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|-------|-------|
| AB        | 3,9  | 10.10   | 7.28    | 1.55    | 5.05    | 1.12    | 3.64    | 8.35    | 6.01    | 10.36 | 11.40 |
| BC        | 3,7  | 9.09    | 6.55    | 5.05    | 5.18    | 3.64    | 3.73    | 4.89    | 3.52    | 10.81 | 10.81 |
| CD        | 3,95 | 10.36   | 7.46    | 5.18    | 1.55    | 3.73    | 1.12    | 8.56    | 6.17    | 11.54 | 10.49 |

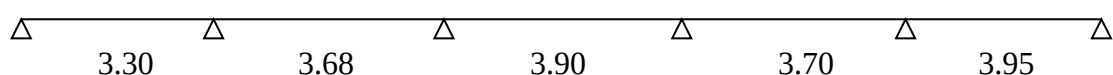
### 3.1.5 Plancher à usage habitation (étage courant)

#### Sollicitations



**Tableau 3. 5** Sollicitations de la poutrelle T1 dans le plancher étage courant

| Tra<br>vé | $L$  | $M_0^u$ | $M_0^s$ | $M_g^u$ | $M_d^u$ | $M_g^s$ | $M_d^s$ | $M_t^u$ | $M_t^s$ | $V_g$ | $V_d$ |
|-----------|------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|-------|-------|
| AB        | 3,68 | 10.33   | 7.47    | 1.78    | 5.80    | 1.29    | 4.19    | 8.11    | 5.86    | 11.23 | 12.35 |
| BC        | 3,90 | 11.60   | 8.32    | 5.80    | 4.64    | 4.19    | 3.35    | 7.15    | 5.17    | 13.09 | 11.90 |
| CD        | 3,70 | 10.44   | 7.55    | 4.64    | 5.95    | 3.35    | 4.30    | 5.84    | 4.22    | 11.29 | 12.42 |
| DE        | 3,95 | 11.90   | 8.60    | 5.95    | 1.78    | 4.30    | 1.29    | 9.71    | 7.02    | 13.26 | 12.05 |



**Tableau 3. 6** Sollicitations de la poutrelle T2 dans le plancher étage courant

| Tr<br>avé | $L$ | $M_0^u$ | $M_0^s$ | $M_g^u$ | $M_d^u$ | $M_g^s$ | $M_d^s$ | $M_t^u$ | $M_t^s$ | $V_g$ | $V_d$ |
|-----------|-----|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|-------|-------|
|-----------|-----|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|-------|-------|

|    |      |       |      |      |      |      |      |      |      |       |       |
|----|------|-------|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|
| AB | 3,30 | 8.30  | 6.01 | 1.78 | 5.16 | 1.29 | 3.73 | 6.27 | 4.53 | 10.07 | 11.07 |
| BC | 3,68 | 10.33 | 7.47 | 5.16 | 4.64 | 3.73 | 3.35 | 6.11 | 4.42 | 12.35 | 11.23 |
| CD | 3,90 | 11.60 | 8.39 | 4.64 | 4.64 | 3.35 | 3.35 | 7.73 | 5.59 | 11.90 | 11.90 |
| DE | 3,70 | 10.44 | 7.55 | 4.64 | 5.95 | 3.35 | 4.30 | 5.84 | 4.22 | 11.29 | 12.42 |
| EF | 3,95 | 11.90 | 8.60 | 5.95 | 1.78 | 4.30 | 1.29 | 9.71 | 7.02 | 13.26 | 12.05 |

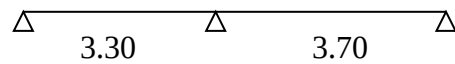


Tableau 3. 7 Sollicitations de la poutrelle T3 dans le plancher étage courant

| Tra<br>vé | $L$  | $M_0^u$ | $M_0^s$ | $M_g^u$ | $M_d^u$ | $M_g^s$ | $M_d^s$ | $M_t^u$ | $M_t^s$ | $V_g$ | $V_d$ |
|-----------|------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|-------|-------|
| AB        | 3,30 | 8.30    | 6.01    | 1.56    | 6.26    | 1.13    | 4.53    | 5.72    | 4.14    | 10.07 | 11.58 |
| BC        | 3,70 | 10.44   | 7.55    | 6.26    | 1.56    | 4.53    | 1.13    | 8       | 5.78    | 12.98 | 11.29 |

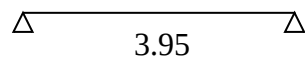


Tableau 3. 8 Sollicitations de la poutrelle T4 dans le plancher étage courant

| Tra<br>vé | $L$  | $M_0^u$ | $M_0^s$ | $M_g^u$ | $M_d^u$ | $M_g^s$ | $M_d^s$ | $M_t^u$ | $M_t^s$ | $V_g$ | $V_d$ |
|-----------|------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|-------|-------|
| AB        | 3,95 | 11.90   | 8.60    | 1.78    | 1.78    | 1.29    | 1.29    | 11.90   | 8.60    | 12.05 | 12.05 |

### 3.1.6 Sollicitations maximales dans les poutrelles

Tableau 3. 9 Sollicitations maximales dans les poutrelles

| plancher              | $M_{r\max}^u$ | $M_{r\max}^s$ | $M_{i\max}^u$ | $M_{i\max}^s$ | $M_{t\max}^u$ | $M_{t\max}^s$ | $V_{\max}$ |
|-----------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|------------|
| Terrasse inaccessible | 1.96          | 1.43          | 6.53          | 4.77          | 13.07         | 9.54          | 14.56      |
| Terrasse accessible   | 1.55          | 1.12          | 5.18          | 3.73          | 8.56          | 6.17          | 11.54      |
| habitation            | 1.78          | 1.29          | 6.26          | 4.53          | 11.90         | 8.60          | 13.26      |

### 3.1.7 Ferrailage des poutrelles (exemple de calcul)

#### 3.1.7.1 Ferrailage longitudinal

#### Sollicitations

On prend comme exemple de calcul le plancher étage courant (habitation) lequel sollicité par les sollicitations maximales suivantes :

**ELU**

$$M_t = 11.90 \text{ KN.m}$$

$$M_i = -6.26 \text{ KN.m}$$

$$M_r = -1.78 \text{ KN.m}$$

**ELS**

$$M_t = 8.60 \text{ KN.m}$$

$$M_i = -4.53 \text{ KN.m}$$

$$M_r = -1.29 \text{ KN.m}$$

$$V = 13.26 \text{ KN}$$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont:

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

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

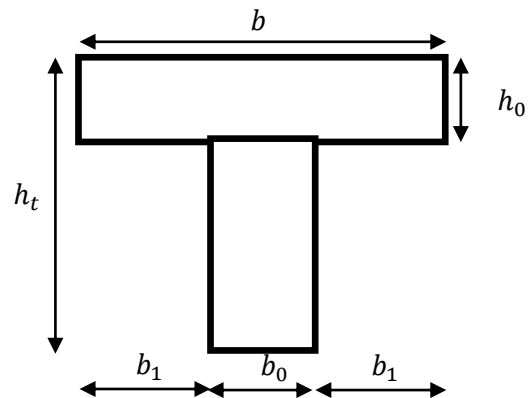
$$h_t = 20 \text{ cm}$$

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

$$d' = 2 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

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



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

Si  $M_t \leq M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ( $b \times h_t$ ).

Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

**Calcul à l'ELU**

▪ **En travée**

$$M_{t \max} = 11.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times (0.18 - \frac{0.04}{2})$$

$$M_{tu} = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} \leq M_{tu}$$

D'où l'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) =  $(65 \times 20) \text{ cm}^2$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{11.90 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2}$$

$\mu_{bu} = 0.0397 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$  (Les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaires).

$\mu_{bu} = 0.0397 \leq 0.186 \Rightarrow$  Pivot A :

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0507$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0507) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{11.90 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 1.94 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_t = 1.94 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 1\text{HA}8 + 2\text{HA}10 = 2,07 \text{ cm}^2$$

#### Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 \leq A_t = 1.94 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on ferraille avec  $A_t = 1.94 \text{ cm}^2$

#### ▪ Aux appuis

##### a) Appuis intermédiaires

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculer comme une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h_t)(10 \times 20)$ . avec  $M_i = -6.26 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_i}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{6.26 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.136$$

$$\mu_{bu} = 0.136 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.136 \leq 0.186 \Rightarrow$$
 Pivot A :

$$A_t = \frac{M_i}{Z \times f_{st}}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.183$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.183) = 0.166 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{6.26 \times 10^{-3}}{0.166 \times 348} = 1.08 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_t = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

### Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_t$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 0.217 \text{ cm}^2 \leq A_t = 1.08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on ferraille avec  $A_t = 1.08 \text{ cm}^2$

### b) Appuis de rives

$$M_r = -1.78 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_r}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.78 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.038$$

$$\mu_{bu} = 0.038 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.038 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A :}$$

$$A_t = \frac{M_r}{Z \times f_{st}}$$

$$f_{st} = 348 \text{ Mpa}, \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.049$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.049) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{1.78 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 0.29 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_t = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$$

**Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_t$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{min} = 0.217 \text{ cm}^2 \leq A_t = 0.29 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on ferraille avec  $A_t = 0.29 \text{ cm}^2$

**3.1.7.2 Ferrailage transversales**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} = \frac{13.26}{0.1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.736 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min[0.133 f_{c28}; 5 \text{ Mpa}] \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Choix des armatures transversales**

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t^{min}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10\right) = 5,714 \text{ mm}$$

On choisit un étrier  $\phi 6$ , donc la section d'armatures transversales sera  $A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

- **L'espacement  $S_t$**

L'espacement entre les armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

$$1) S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57 \text{ cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)} = \frac{0.8 \times 0.57 \times 400}{10(0.736 - 0.3 \times 2.1 \times 1)} = 172 \text{ cm}$$

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

$$S_t \leq \min(1,2,3), \text{ On adopte } S_t = 15 \text{ cm}$$

**-Vérification des contraintes à la jonction table-nervure**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5)$$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 13.26 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.86 \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5\right) = 3.33$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement à la jonction table-nervure.

**- Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant****▪ Appuis de rive**

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l = 0.5 + 3.5 \geq \frac{1.15 \times 13.26 \times 10^{-3}}{400} = 0.38 \text{ cm}^2$$

**▪ Appuis intermédiaire**

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \left( 13.26 \times 10^{-3} + \frac{-6.26 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.11 \text{ cm}^2 < 0$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucuns efforts de traction, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

**▪ Vérification de la bielle**

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

Soit  $a = \min[0.9 \times d ; \text{la largeur de l'appui} - 4 \text{ cm}] \Rightarrow a = 16.2 \text{ cm}$

$V_u = 13.26 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 \times 10^3 = 108.13 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

**- Vérification à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers n'est pas nécessaire alors il y a lieu de vérifier :

-Etat limite d'ouverture des fissures.

-Etat limite de compression de béton.

-Etat limite de déformation (évaluation de la flèche).

### 1-Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification à faire.

### 2-Etat limite de compression de béton

On doit vérifier que :

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

#### ▪ En travée

$$M_{t_{ser}} = 8.60 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A(d - h_0)$$

$$H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4}(0.18 - 0.04) = 9.79 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$H > 0$  : Alors l'axe neutre passe par la table, le calcul se fera comme une section rectangulaire

$(b \times h)$ .

#### Calcul de y

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\frac{10}{2} y^2 + [15 \times 2,07 + (65 - 10) \times 4]y - 15(2,07 \times 18) - (65 - 10)\frac{4^2}{2} = 0$$

$$5y^2 + 251,05y - 998,9 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne  $y = 3.70 \text{ cm}$

#### Calcul de moment d'inertie I

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

$$I = \frac{65 \times 3,7^3}{3} - \frac{(65 - 10)}{3} \times (3,7 - 4)^3 + 15 \times 2,07 \times (18 - 3,7)^2 = 7447,38 \text{ cm}^4$$

#### Les contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{8,6 \times 3,7 \times 10^{-5}}{7447,38 \times 10^{-8}} = 4,27 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 4,27 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .....Condition vérifiée.

#### ▪ En appuis intermédiaire

Le même travail à faire au niveau de l'appui, la section à calculer est ( $b \times h$ ).

$$M_{a \text{ ser}} = -4,53 \text{ KN.m}$$

#### Calcul de y

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

$$\frac{10}{2}y^2 + 15 \times 1,57(y - 18) = 0$$

$$5y^2 + 23,55y - 423,9 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne  $y = 7,15 \text{ cm}$

#### Calcul de moment d'inertie I

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

$$I = 3990,78 \text{ cm}^4$$

#### Les contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{4,53 \times 7,15 \times 10^{-5}}{3990,78 \times 10^{-8}} = 8,11 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 8,11 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .....Condition vérifiée.

#### -Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{360} = 0,055 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

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

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :  $\Delta f_t = f_{gv} - f_{ij} + f_{pi} - f_{gi}$  avec

$f_{gv}$  Et  $f_{gi}$  la flèche de l'ensemble des charges permanentes appliqué sur l'élément  $G$  (instantanée ou différés).

$f_{ij}$  La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des cloisons  $G$  sans revêtement.

$f_{pi}$  La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation ( $G + Q$ ).

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à :

$\frac{L}{500}$  Si la portée  $\leq 5 \text{ m}$ , donc

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{395}{500} \Rightarrow f_{adm} = 0.79 \text{ mm}$$

On doit vérifier que :  $\Delta f_t \leq f_{adm}$

#### ▪ Evaluation des moments en travée

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

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

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

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.29 = 3.44 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.29 + 1.5) = 4.41 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.85 \times 3.95^2}{8} = 2.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.44 \times 3.95^2}{8} = 5.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.41 \times 3.95^2}{8} = 6.45 \text{ KN.m}$$

#### ▪ Propriété de la section

*Position de l'axe neutre*

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

$$Y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15(2.07 \times 18)}{10 \times 20 + (65 - 10)4 + 15 \times 2.07} \Rightarrow Y_G = 6.65 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$**

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

$$I_0 = 17961 \text{ cm}^4 \dots\dots\dots (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier+béton)}).$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.07}{10 \times 18} \Rightarrow \rho = 0.0115$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{d}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \frac{10}{65}\right) 0.0115} \Rightarrow \lambda_i = 3.709$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 0.4 \times 3.709 \Rightarrow \lambda_v = 1.483$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} \Rightarrow E_v = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$E_i = 3 \times E_v = 3 \times 10818.86 \Rightarrow E_i = 32456.59 \text{ Mpa}$$

#### ▪ Contraints ( $\sigma_s$ )

$$y = 3.69 \text{ cm}, I_0 = 17961 \text{ cm}^4, I = 7446.9 \text{ cm}^4, A_s = 2.07 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{2.70 \times (0.18 - 0.0369)}{7446.9} 10^5 = 77.82 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{5.03 \times (0.18 - 0.0369)}{7446.9} 10^5 = 144.96 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{6.45 \times (0.18 - 0.0369)}{7446.9} 10^5 = 185.91 \text{ Mpa}$$

Inerties fictives ( $If$ ) :

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \quad If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \quad If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \quad If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

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

$$= 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 77.82 + 2.1} = 0.353$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 144.96 + 2.1} = 0.58$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 185.91 + 2.1} = 0.654$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times 17961}{1 + 3.709 \times 0.353} = 8545.6 \text{ cm}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times 17961}{1 + 3.709 \times 0.58} = 6263 \text{ cm}^4$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times 17961}{1 + 3.709 \times 0.654} = 5761.6 \text{ cm}^4$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times 17961}{1 + 1.483 \times 0.58} = 10612 \text{ cm}^4$$

▪ **Evaluation des flèches**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{ij}} = \frac{2.7 \times 3.95^2}{10 \times 32456.69 \times 8545.6} 10^8 = 1.52 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{ig}} = \frac{5.03 \times 3.95^2}{10 \times 32456.69 \times 6263} 10^8 = 3.86 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{ip}} = \frac{6.45 \times 3.95^2}{10 \times 32456.69 \times 5761.6} 10^8 = 5.38 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times If_{gv}} = \frac{5.03 \times 3.95^2}{10 \times 10818.86 \times 10612} 10^8 = 6.83 \text{ mm}$$

La flèche totale  $\Delta f$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ij} + f_{pi} - f_{gi} = 6.83 - 1.52 + 5.38 - 3.86 \Rightarrow \Delta f = 6.83 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 6.83 \text{ mm} \leq f_{adm} = 7.9 \text{ mm} \dots\dots\dots\text{Donc la condition de flèche est vérifiée.}$$

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

Pour les autres types de poutrelles, leur ferrailage est donné dans le tableau suivant :

Tableau 3. 10 Ferrailage des différentes poutrelles

|                              | positio<br>n   | $M^{max}$<br>(KN.m) | $\mu_{bu}$ | $a$   | $z$<br>(m) | $A_{cal}$<br>$cm^2$ | $A_{min}$<br>$cm^2$ | Choix des sections<br>( $cm^2$ ) |
|------------------------------|----------------|---------------------|------------|-------|------------|---------------------|---------------------|----------------------------------|
| <b>Terrasse Accessible</b>   | travée         | 8.56                | 0.0286     | 0.036 | 0.117      | 1.38                | 1.41                | 2HA10+1HA8=2.07                  |
|                              | Appuis inter   | -5.18               | 0.112      | 0.149 | 0.169      | 0.88                | 0.21                | 2HA10 = 1.57                     |
|                              | Appuis de rive | -1.55               | 0.033      | 0.024 | 0.176      | 0.25                | 0.21                | 1HA10 = 0.79                     |
| <b>Terrasse inaccessible</b> | travée         | 13.07               | 0.043      | 0.055 | 0.175      | 2.13                | 1.41                | 3HA10 = 2.36                     |
|                              | Appuis inter   | -6.53               | 0.141      | 0.192 | 0.166      | 1.13                | 0.21                | 2HA10 = 1.57                     |
|                              | Appuis de rive | -1.96               | 0.042      | 0.054 | 0.176      | 0.32                | 0.21                | 1HA10 = 0.79                     |
| <b>Habitation</b>            | travée         | 11.90               | 0.039      | 0.050 | 0.176      | 1.94                | 1.41                | 2HA10+1HA8=2.07                  |
|                              | Appuis inter   | -1.78               | 0.136      | 0.183 | 0.166      | 1.07                | 0.21                | 2HA10 = 1.57                     |
|                              | Appuis de rive | -6.26               | 0.038      | 0.049 | 0.176      | 0.28                | 0.21                | 1HA10 = 0.79                     |

### 3.1.8 Ferrailage de la dalle de compression :

- **Armatures perpendiculaires à la nervure :**

Selon le **CBA93** (Art B. 6. 8. 4. 2. 3) :

$$A_{\perp} = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 \cdot 0.65}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 1.106 cm^2 / ml$$

On adopte :  $A_{\perp} = 5\phi 6 = 1.41 cm^2 / ml$

Espacement :  $S_t = 20 cm$

- **Armatures parallèles à la nervure :**

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

On adopte :  $A_{//} = 3\phi 6 = 0.85 cm^2 / ml$

Espacement :  $S_t = 30cm$

### 3.1.8.1 Schéma de ferrailage du plancher à corps creux (20+4)

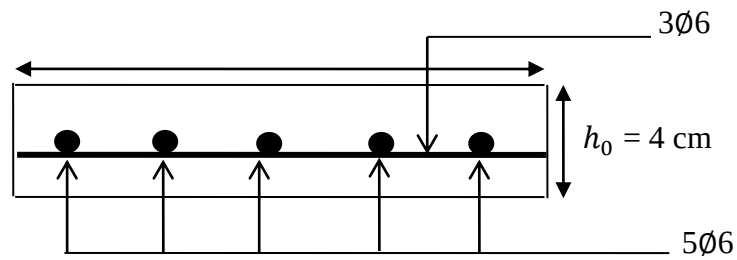


Figure 3. 2 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

### 3.1.9 Schémas de ferrailage des poutrelles

Figure 3. 3 les différentes Schéma de ferrailage des poutrelles

| Type                     | Travée | Appui intermédiaire | Appui de rive |
|--------------------------|--------|---------------------|---------------|
| Plancher d'étage courant |        |                     |               |
| Terrasse Inaccessible    |        |                     |               |
| Terrasse accessible      |        |                     |               |

### 3.2 Etude des dalles pleines

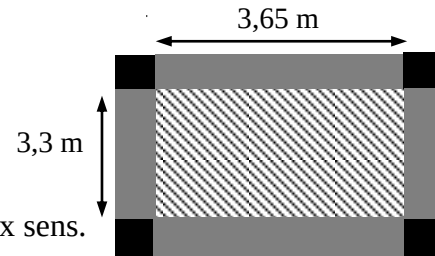
Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

#### 3.2.1 dalle sur 04 appuis (parking) :

$$l_x = 3.30m$$

$$l_y = 3.65m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{330}{365} = 0.90 \geq 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$



#### - Calcul des sollicitations :

##### • A l'ELU :

On a :  $G=5.25\text{KN/m}^2$  ;  $Q=5\text{KN/m}^2$ .

$$q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 14.58\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x * q_u * l_x^2 = 0.0456 * 14.58 * 3.3^2 = 7.24\text{KN.m} \\ M_y = \mu_y * M_x = 0.7834 * 7.24 = 5.67\text{KN.m} \end{cases}$$

en travée :  $M_{t_x} = 0.85 * M_x = 6.15\text{KN.m.}$

$$M_{t_y} = 0.85 * M_y = 4.82\text{KN.m.}$$

en appui :  $M_{a_x} = 0.3 * M_x = 2.17\text{KN.m.}$

$$M_{a_y} = 0.3 * M_y = 1.70\text{KN.m.}$$

#### -Ferraillages :

**Tableau 3. 11** Ferraillage de la dalle pleine quatre appuis (parking)

| Sens   |     | Mt (KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z (m) | $A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$ | $A_{adp}(\text{cm}^2 / \text{ml})$ |
|--------|-----|-----------|------------|----------|-------|------------------------------------|------------------------------------|
| travée | x-x | 6.15      | 0.030      | 0.038    | 0.118 | 1.49                               | 5HA10=3.93                         |
|        | y-y | 4.82      | 0.023      | 0.029    | 0.118 | 1.16                               | 5HA10=3.93                         |

|       |     |      |       |       |       |      |            |
|-------|-----|------|-------|-------|-------|------|------------|
| appui | x-x | 2.17 | 0.010 | 0.013 | 0.119 | 0.52 | 4HA10=3.14 |
|       | y-y | 1.70 | 0.008 | 0.010 | 0.119 | 0.40 | 4HA10=3.14 |

**-Espacement des armatures :**

Sens x-x:  $St_y \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$  ; on adopte  $St_y = 20cm$  .

Sens y-y :  $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$  ; on adopte  $St_x = 20cm$  .

**-Vérifications :**

- la condition de non fragilité :

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 * \frac{(3-\rho)}{2} * b * e \\ A_y^{\min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.25cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.2cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

- l'effort tranchant :

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25MPa$  .

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_u = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{14.58 * 3.65}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0.90}{2}} = 18.35KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.135MPa < 1.25MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée} . \text{ Pas de rupture par cisaillement.}$$

- à l'ELS :

$$P = G + Q = 5.25 + 5 = 10.25KN/m^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases}$$

$$M_{xser} = 0.0528 * 10.25 * 3.3^2 = 5.89KN.m$$

$$M_{yser} = 0.8502 * 5.89 = 5.01KN.m$$

en travée :  $Mt_x = 0.85 * M_x = 5KN.m$

$$M_{t_y} = 0.85 * M_y = 4.25 \text{ KN.m.}$$

en appui :  $M_{a_x} = 0.3 * M_x = 1.76 \text{ KN.m.}$

$$M_{a_y} = 0.3 * M_x = 1.50 \text{ KN.m.}$$

### Vérification des contraintes

#### En travée

##### Sens x-x :

$$A_x = 3.93 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{b}{2} * y^2 + 15 * A_s * y - 15 * A_s * d = 0.$$

$$\Rightarrow y = 4.29 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2 = 9765 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 2.20 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

##### Sens y-y :

$$A_y = 3.93 \text{ cm}^2 ; \quad y = 3.21 \text{ cm} ; \quad I = 5657.2 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 2.42 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

#### En appuis

##### Sens x-x :

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 ; \quad y = 3.55 \text{ cm} ; \quad I = 6846.5 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 0.91 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

##### Sens y-y :

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 ; \quad y = 3.21 \text{ cm} ; \quad I = 5657.2 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 0.85 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

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

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

✓ **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} ; \quad 2) \frac{h}{l} > \frac{Mt}{10 * M_0} ; \quad 3) \frac{A}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

**Sens x-x**

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{3.3} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{pas vérifié.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,045 < \frac{M_{tx}}{10 * M_{0x}} = \frac{6.15}{10 * 7.24} = 0.084 \dots\dots\dots \text{pas vérifié.}$$

$$\frac{A_s}{b * d} = 0,0024 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

**Sens y-y**

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{3.65} = 0.041 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{pas vérifié.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,041 < \frac{M_{ty}}{10 * M_{0y}} = \frac{4.82}{10 * 5.67} = 0.085 \dots\dots\dots \text{pas vérifié.}$$

$$\frac{A_s}{b * d} = 0,0024 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

La première et la deuxième condition de flèche ne sont pas vérifiées donc on doit effectuer une vérification de la flèche.

**Sens x-x :**

$$l \leq 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{330}{500} = 0.66cm.$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 0.07cm, \quad f_{gi} = 0.107cm, \quad f_{gv} = 0.34cm, \quad f_{pi} = 0.46cm.$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.623cm < f_{adm} = 0.66cm ; \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

**Sens y-y :**

$$l > 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{365}{500} = 0.73cm.$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 0.14cm, \quad f_{gi} = 0.20cm, \quad f_{gv} = 0.43cm, \quad f_{pi} = 0.62cm.$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.71\text{cm} < f_{adm} = 0.73\text{cm} ; \text{Donc la flèche est vérifiée.}$$

-Schéma de ferrailage :

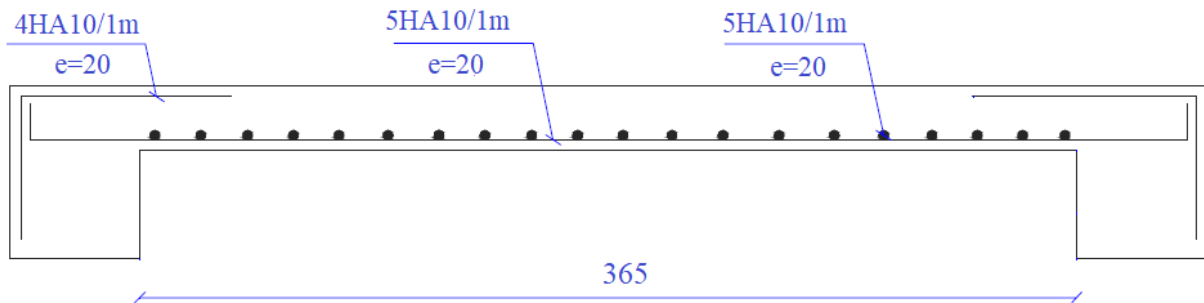


Figure 3. 4 Schéma de ferrailage d'une dalle sur 4 appuis (parking)

### 3.2.2 Dalle sur trois appuis (dalle pleine reliant la cage d'ascenseur)

$$G = 5.09\text{KN} / \text{m.}$$

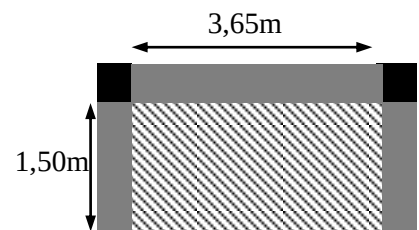
$$Q = 2.5\text{KN} / \text{m.}$$

$$P_U = 1.35 * 5.09 + 1.5 * 2.5$$

$$P_U = 10.62\text{KN} / \text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{3.65} = 0.41 > 0.4$$

⇒ La dalle travaille suivant les deux sens.



#### 1- Calcul à l'ELU :

##### a) Evaluation des moments :

$$I_x = 1.5 \left\langle \frac{l_y}{2} \right\rangle = 1.82 \rightarrow M_y^0 = \frac{P * l_x^3}{6}$$

$$M_x^0 = \frac{P * l_x^2 * l_y}{2} - 2 * \frac{P * l_x^3}{3}$$

$$M_y^0 = \frac{10.62 * 1.5^3}{6} = 5.97\text{KN.m}$$

$$M_x^0 = \frac{10.62 * 1.5^2 * 3.65}{2} - 2 * \frac{10.62 * 1.5^3}{3} = 19.71\text{KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 * M_x^0 = 0.85 * 19.71 = 16.75\text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 * M_y^0 = 0.85 * 5.97 = 5.07\text{KN.m}$$

$$M_x^a = 0.5 * M_x^0 = 0.5 * 19.71 = 9.85\text{KN.m}$$

$$M_y^a = 0.5 * M_y^0 = 0.5 * 5.97 = 2.98\text{KN.m}$$

## 4.1.2) Ferrailages

Tableau 3. 12 Ferrailage de la dalle pleine trois appuis (autour d'ascenseur)

| Sens   |     | Mt (KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z (m) | $A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$ | $A_{adp}(\text{cm}^2 / \text{ml})$ |
|--------|-----|-----------|------------|----------|-------|------------------------------------|------------------------------------|
| travée | x-x | 16.75     | 0.069      | 0.090    | 0.125 | 3.84                               | 5HA12=5,65                         |
|        | y-y | 5.97      | 0.021      | 0.026    | 0.128 | 1.13                               | 4HA10=3,14                         |
| appui  | x-x | 9.85      | 0.041      | 0.052    | 0.127 | 2.22                               | 4HA10=3.14                         |
|        | y-y | 2.98      | 0.012      | 0.015    | 0.129 | 0.66                               | 4HA10=3.14                         |

## 4.1.3) Espacement des armatures :

Sens x-x:  $St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  ; on adopte  $St_y = 20\text{cm}$  .

Sens y-y :  $St_x \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$  ; on adopte  $St_x = 20\text{cm}$  .

## 4.1.4) Vérifications :

- la condition de non fragilité :

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 * \frac{(3-\rho)}{2} * b * e \\ A_y^{\min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.55\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

- l'effort tranchant :

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa}$  .

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_u = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{10.62 * 3.65}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0.90}{2}} = 13.36\text{KN} .$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.102\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} . \text{ Pas de rupture par cisaillement.}$$

à l'ELS :

$$P = G + Q = 5.09 + 2.5 = 7.59\text{KN/m}^2 .$$

$$M_{xser} = 14.08\text{KN.m}$$

$$M_{y_{ser}} = 4.26 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = 11.97 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 3.62 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 7.04 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 2.13 \text{ KN.m}$$

### Vérification des contraintes

#### En travée

##### Sens x-x :

$$A_x = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} * y^2 + 15 * A_s * y - 15 * A_s * d = 0$$

$$\Rightarrow y = 6.33 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2 = 66413 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 1.14 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

##### Sens y-y :

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 ; \quad y = 5.51 \text{ cm} ; \quad I = 32580.5 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 0.6 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

#### En appuis

##### Sens x-x :

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 ; \quad y = 7.01 \text{ cm} ; \quad I = 32196 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 1.53 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

##### Sens y-y :

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 ; \quad y = 5.85 \text{ cm} ; \quad I = 14879 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 0.83 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

### Etat limite de déformation :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} ; \quad 2) \frac{h}{l} > \frac{Mt}{10 * M_0} ; \quad 3) \frac{A}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0,15}{1,5} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,1 > \frac{M_{tx}}{10 * M_{0x}} = \frac{11,97}{10 * 14,08} = 0,079 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

$$\frac{A_s}{b * d} = 0,0024 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

#### 4.1.5) Schéma de ferrailage :

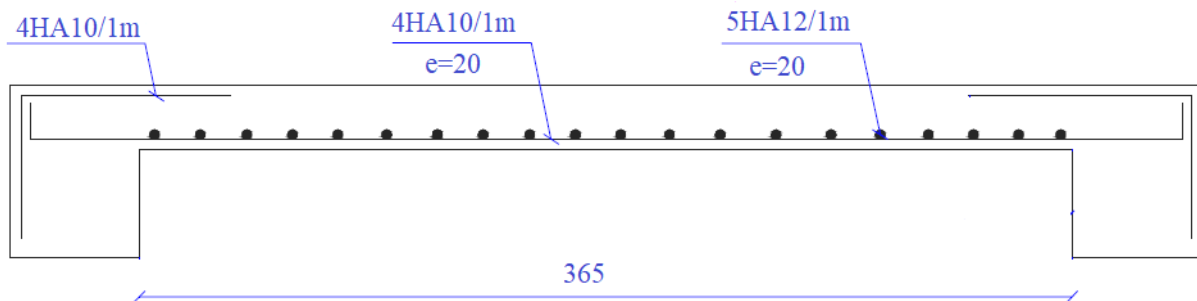


Figure 3. 5 Schéma de ferrailage d'une dalle sur 3 appuis (autour de l'accesseur)

### 3.3 Etude des escaliers

#### Type 1

#### Escalier d'étage courant

##### ➤ Volé 1 et 3

L'angle  $\alpha = 32,92^\circ$

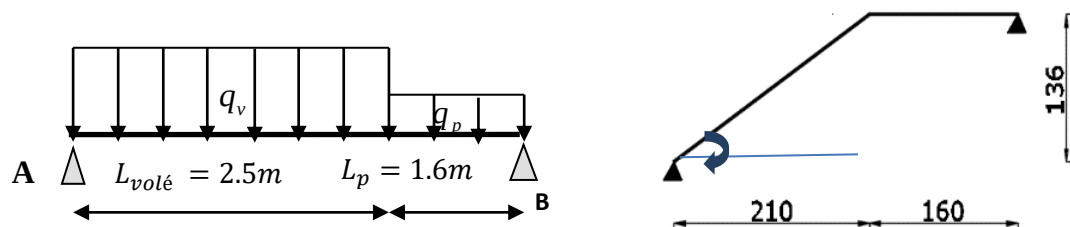


Figure 3. 6 Schéma statique avec chargement

### 3.3.1 Les charges

Pour la volée (1 et 3) : les valeurs de  $G_{volée}$ ,  $Q_{volée}$ ,  $G_{palier}$ ,  $Q_{palier}$ , sont dans le tableau [II.2.2.1 et II.2.2.2] de chapitre II

$$G_{volée} = 7.92 \text{ KN/m}^2 ; Q_{volée} = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Avec : } L_{volée} = \sqrt{1.36^2 + 2.1^2}$$

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 10.42 \text{ KN/m}$$

Pour le palier

$$G_{palier} = 5.86 \text{ KN/m}^2 ; Q_{palier} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.66 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 8.36 \text{ KN/m}$$

### 3.3.2 Les sollicitations à l'ELU :

$$M_a = M_b = 0.5 M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$Q_{eq} = \left( \frac{(q_{palier} \cdot L_{palier}) + (q_{volée} \cdot L_{volée})}{L_{volée} + L_{palier}} \right)$$

$$M_t^{max} = 0.85 M_0, V_u = \frac{ql}{2}$$

**Tableau 3. 13** Sollicitation à l'E.L.U escalier

|            | $Q_{eq} \text{ (KN/ml)}$ | $M_0 \text{ (KNm)}$ | $M_t^{max} \text{ (KNm)}$ | $M_a = M^{max} \text{ (KNm)}$ | $V_u \text{ (KN)}$ |
|------------|--------------------------|---------------------|---------------------------|-------------------------------|--------------------|
| <b>ELU</b> | 13.35                    | 28.06               | 23.85                     | 14.03                         | 27.36              |
| <b>ELS</b> | 9.64                     | 20.25               | 17.21                     | 10.12                         | 19.76              |

### 3.3.3 Ferrailage

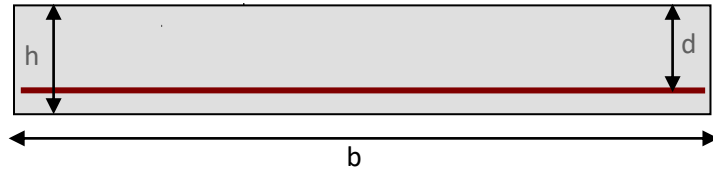
Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

En travée :  $M_t = 23.85 \text{ KN.m}$

En appuis :  $M_a = 14.03 \text{ KN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm.} \\ d = 12.5 \text{ cm.} \\ h = 15 \text{ cm.} \end{array} \right.$$



Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau 3. 14** Ferrailage d'escalier courant

|           | $M (\text{KN.m})$ | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | $Z(\text{m})$ | $A_{CAL}$<br>( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ) | $A_{\min}$<br>( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ) | $A_{Adopté}$<br>( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ) |
|-----------|-------------------|------------|----------|---------------|------------------------------------------|-------------------------------------------|---------------------------------------------|
| En travée | 23.85             | 0.108      | 0.115    | 0.119         | 5.75                                     | 1.51                                      | 6T12=6.79                                   |
| En appuis | 14.03             | 0.063      | 0.066    | 0.121         | 3.31                                     | 1.51                                      | 6T10=4.71                                   |

#### -Calcul de la section des armatures transversales

En travée :  $A_t \geq \frac{A_{sl}}{6} = \frac{6.79}{6} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$  on choisit : 4T12 = 4.52  $\text{cm}^2/\text{ml}$

En appuis :  $A_a \geq \frac{A_{al}}{6} = \frac{4.17}{6} = 0.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$  on choisit : 4T10 = 3.14  $\text{cm}^2/\text{ml}$

#### Espacement des barres

Armatures longitudinales :  $S_t \leq (3 \times e; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 16 \text{ cm}$

Armature transversales :  $S_t \leq (4 \times h; 45) \text{ cm} = 25 \text{ cm}$

#### Ferrailage transversal

Aucune armature transversale n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

Pas de reprise de bétonnage.

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.166 \text{ MPa. } \tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{27.36 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \text{ vérifiée}$$

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

## 3.3.4 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

## Vérification à L'ELS

a) Vérification de l'état limite de compression du béton :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

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

$$50y^2 + 70.65y - 883.125 = 0$$

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

Les résultats sont dans le tableau suivant

**Tableau 3. 15** Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier

|                  | $M_{ser}$<br>(KN.m) | y(m)  | $I \times 10^{-4} (m^4)$ | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ |
|------------------|---------------------|-------|--------------------------|---------------------|---------------------------|-----------------------------------|
| <b>En travée</b> | 17.21               | 0.041 | 0.978                    | 7.21                | 15                        | vérifiée                          |
| <b>En appui</b>  | 10.12               | 0.03  | 0.715                    | 3.29                | 15                        | vérifiée                          |

b) Vérification de l'état limite de déformation

$$\frac{h}{l} = 15/410 \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.036 < 0.0625... \text{ (Non vérifiée)}$$

(BAEL91 ; L, VI, 2)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Leftrightarrow 0.036 < 0.08.... \text{ (Non Vérifiée)}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0037 < 0.01.... \text{ (Vérifiée)}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{6.79}{100 \times 12.5} = 0.054$$

$$y = 4.1 \text{ cm}, I = 9.48 \times 10^{-5} \text{ m}^4; \rho = 0.0054 \quad \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} = 3.86, \lambda_v = 0.4 \lambda_i = 1.54$$

Calcul de :  $M_{serj}$ ,  $M_{serg}$ ,  $M_{serp}$ ,  $M_{serq}$

Avec :

$M_{serj}$  : C'est le moment dû aux charges permanentes avant la mise en place des revêtements.

$M_{serg}$  : C'est moment dû aux charges permanentes après la mise en place des revêtements.

$M_{serp}$  : C'est moments dû aux charges permanentes plus les charges d'exploitations

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I}, \sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I}, \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}, I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}, f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}}$$

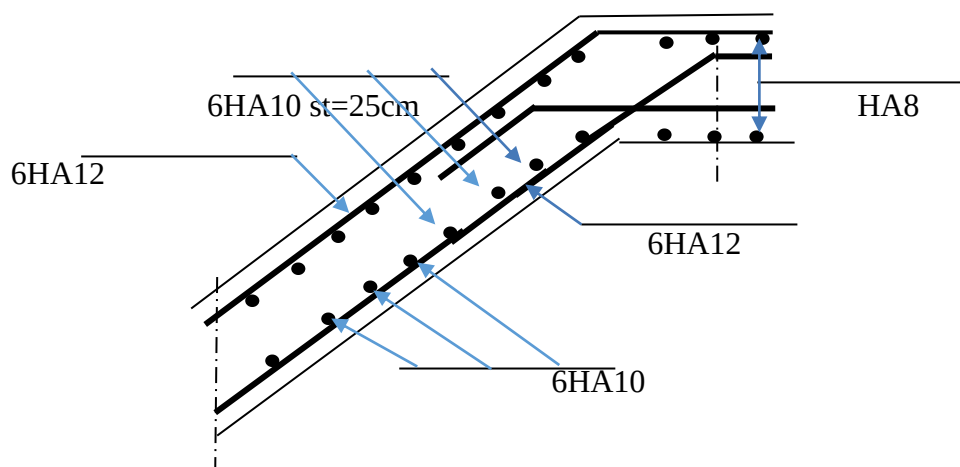
Les résultats de calcul de la flèche d'escalier type 1 sont mentionnés dans les tableaux suivants :

**Tableau 3. 16** vérification la flèche d'escaliers

| $M_{jser}$ (KN.m) | $I_{fj} \times 10^{-4} (m^4)$ | $\sigma_j$ (MPa) | $\mu_j$ | $f_{ji}$ (mm) |
|-------------------|-------------------------------|------------------|---------|---------------|
| 3.51              | 20.9                          | 46.58            | 0       | 0.038         |
| $M_{gser}$        | $I_{fg} \times 10^{-4} (m^4)$ | $\sigma_g$ (MPa) | $\mu_g$ | $f_{gi}$ (mm) |
| 5.61              | 20.9                          | 74.28            | 0.0105  | 0.063         |
| $M_{pser}$        | $I_{fp} \times 10^{-4} (m^4)$ | $\sigma_p$ (MPa) | $\mu_p$ | $f_{pi}$ (mm) |
| 7.57              | 13                            | 100.24           | 0.140   | 0.127         |

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.36 \text{ mm} \\ f_{adm} &= \frac{l}{500} = \frac{4100}{500} = 8.2 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

### 3.3.5 Schéma de ferrailage de la volée



**Figure 3. 7** Schéma de ferrailage d'escaliers courant

### 3.4 Etude de la poutre brisée

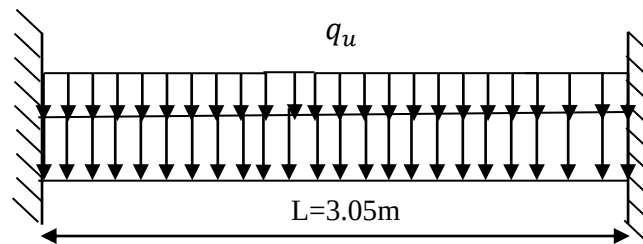
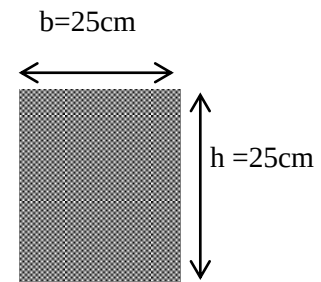
La poutre inclinée se calcule à la flexion simple et à la torsion.

#### 3.4.1 Pré- dimensionnement

On doit vérifier la condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 20.33 \leq h \leq 30.5 \text{ cm}, \text{ avec } L=3.05 \text{ m}$$

On prend:  $h=25\text{cm}$  et  $b=25\text{cm}$ .



**Figure 3. 8**

*schéma statique de la poutre brisé*

#### 3.4.2 Calcul à la flexion simple

##### a) Calcul des sollicitations

La poutre est soumise à son :

$$\text{Poids propre : } G_p = b \times h \times 25 = 1.56 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids du mur extérieur : } P_m = 3.05 \times 1.72 \Rightarrow P_m = 5.24 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poid total: } P_t = G_p + P_m = 6.80 \text{ KN/ml}$$

La charge transmise par la 2<sup>ème</sup> volée est une réaction :

$$\text{A l'ELU : } V = 20.08 \text{ KN/m}$$

$$P_u = (1.35 \times 6.80) + 20.08 \Rightarrow P_u = 29.26 \text{ KN /m}$$

$$\text{A l'ELS: } V = 14.51 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 6.80 + 14.51 \Rightarrow P_s = 21.31 \text{ KN/m}$$

**b) Les moments sollicitant :****ELU : en travée :**

$$M_t = \frac{29.26 \times 3.05^2}{24} \Rightarrow M_u = 11.34 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \frac{29.26 \times 3.05^2}{12} \Rightarrow M_s = 22.68 \text{ KN / m}$$

$$V_u = \frac{ql}{2} = \frac{29.26 \times 3.05}{2} = 44.62 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } M_t = \frac{21.31 \times 3.05^2}{24} \Rightarrow M_u = 8.26 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \frac{21.31 \times 3.05^2}{12} \Rightarrow M_s = 16.52 \text{ KN / m}$$

$$V_u = \frac{ql}{2} = \frac{21.31 \times 3.05}{2} = 32.49 \text{ KN}$$

**Tableau 3. 17** Ferrailage de la poutre brisé à la flexion simple.

|                  | $M \text{ (KN.m)}$ | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | $Z \text{ (m)}$ | $A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$ | $A_{min} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$ |
|------------------|--------------------|------------|----------|-----------------|------------------------------------|------------------------------------|
| <b>En travée</b> | 11.34              | 0.051      | 0.066    | 0.216           | 1.5                                | 1.34                               |
| <b>En appui</b>  | 22.68              | 0.102      | 0.135    | 0.187           | 3.57                               | 1.34                               |

**c) Vérification à l'E.L.U****Effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.16 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{44.62 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.25} = 0.71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u.$$

Condition vérifiée.

**d) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(44.62 \times 10^{-3} - \frac{11.34 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.25}\right) \times \frac{1.15}{400} = -1.92 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

**e) Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{min}\right) = 10 \text{ mm} \quad \text{Soit cadres HA8 plus étriers HA8}$$

Calcul de l'espacement  $S_t$

$$S_t = \min \begin{cases} (0,9 \times d) = 22.5 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = 67 \text{ cm} \\ \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} < 0 \end{cases}$$

On opte :  $S_t=15\text{cm}$  en travée et  $S_t=10\text{cm}$  en appui

### 3.4.3 Calcul à la torsion

Le moment de torsion est engendré par les charges ramené par le palier et la volée, il est égal au moment à l'appui.

$$\rightarrow M_{t1}=14.03\text{KN.m}$$

D'après le BAEL91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive  $\Omega$  (section creuse d'épaisseur  $e$ ) ; avec :

- $U$  : périmètre de la section
- $\Omega$  : air du contour tracé à mi-hauteur
- $e$  : épaisseur de la paroi
- $A_l$  : section d'acier

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) \quad \text{avec : } e = (25/6) = 4.17 \text{ cm}$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$\Omega = 433.88 \text{ cm}^2, U = 83.32 \text{ cm}.$$

#### 3.4.3.1 Ferraillage à la torsion

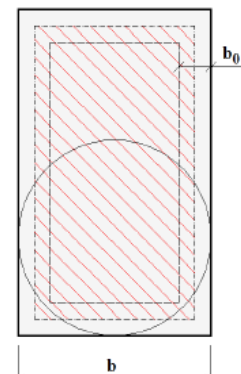
Le moment de torsion à prendre est le moment aux appuis de la volée donc :  $M_{tor} = 10.12 \text{ KN.m}$

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{tor} = 3.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 3.125 \text{ cm}^2$$

#### 3.4.3.2 Section d'armatures finale

En travée



$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1.5 + \frac{3.87}{2} \Rightarrow A^t = 3.43 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.125 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec  $A^t$ , Soit :  $A^t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

**En appui**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3.57 + \frac{3.87}{2} \Rightarrow A^a = 5.5 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.125 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec  $A^a$ , Soit :  $A^a = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 8.01 \text{ cm}^2$

**3.4.3.3. Vérification de la contrainte de cisaillement :**  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} \quad \text{BAEL}$$

On a  $V_{\max} = 44.62 \text{ kN}$  ;  $\tau_{flexion} = 0.71 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{10.12 \times 10^{-3}}{0.0433 \times 2 \times 0.041} = 2.85 \text{ MPa}$$

D'où  $\tau_u = 2.728 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.3 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée

### 3.4.4 Calcul des armatures transversales a la torsion

Soit  $St = 15 \text{ cm}$  en travée et  $10 \text{ cm}$  en appuis

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 25 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{16.225 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 433.38 \times 10^{-8} \times 348} \Rightarrow A_t = 0.92 \text{ cm}^2$$

D'où  $A_t = 1.125 + 0.40 = 1.52 \text{ cm}^2$  ; Soit un cadre et un étrier  $\emptyset 8 = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

### Vérification à ELS

#### Etat limite de compression de béton

On vérifie :  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

**Sur appuis** ( $M_a = 16.52 \text{ KN.m}$ ) ;  $y = 5.5 \text{ cm}$  ;  $I = 7195.72 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{16,52 \times 10^{-3}}{7195.72 \times 10^{-8}} \times 5.5 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 12.62 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

En travée :  $M_t = 8.26 \text{ KM.m}$  ;  $y = 7.9 \text{ cm}$  ;  $I = 15523.36 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 4.2 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

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

Pour une poutre encastree de ses extremités, la flèche est : 
$$f = \frac{P_s l^4}{384EI}$$

I : l'inertie de la poutre

$$I = \frac{bh^3}{12} = 0,25 \times 0,25^3 / 12 = 0,00032 \text{ m}^4$$

E : Module de Young E = 32000 MPa

L : longueur de la poutre L = ,05 m

$P_s = 21.31 \text{ KN/m}$

On doit vérifier que  $f \leq \overline{f}$  avec :  $\overline{f} = \frac{l}{500} = 0.61 \text{ cm}$  ,  $\overline{f} = 0.46 \text{ cm}$

$f < \overline{f}$  Condition vérifié, donc la poutre ne risque pas de fléchi

### 5.3. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

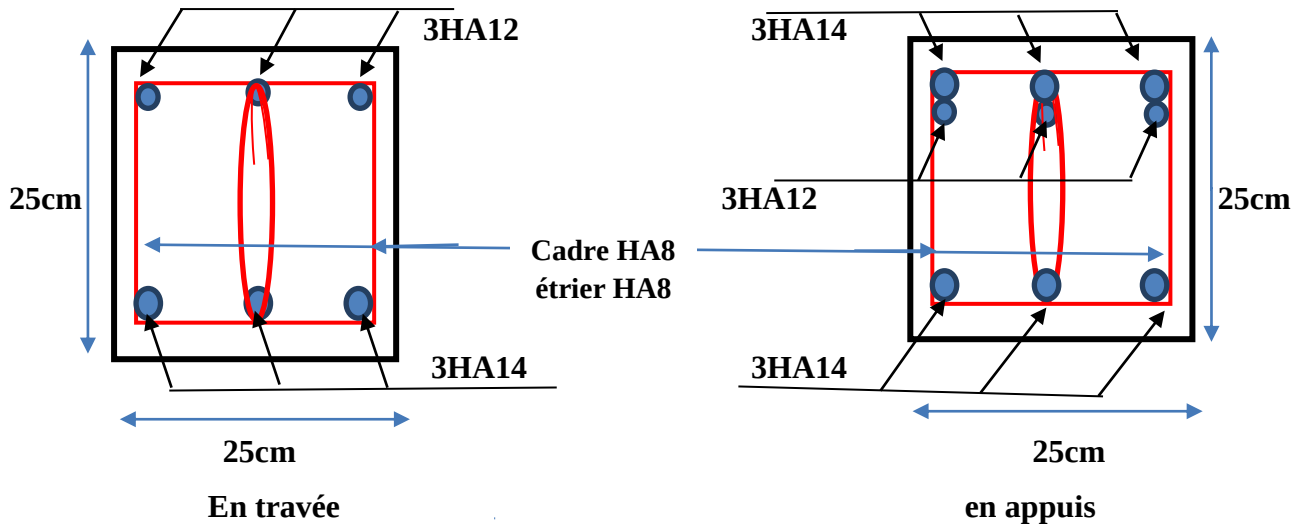


Figure 3. 9 Schéma de ferrailage de la poutre brisée

### Escalier Type2 :

Pour la volée (1 et 3), avec l'angle  $\alpha = 34.21^\circ$  et  $L_{volé} = 1.81m$

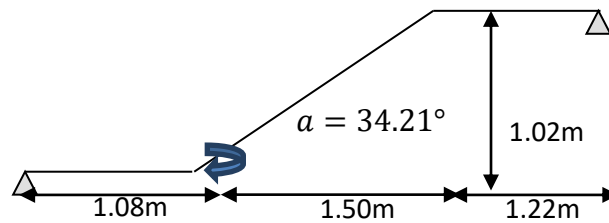


Figure 3. 10 Schéma d'escaliers

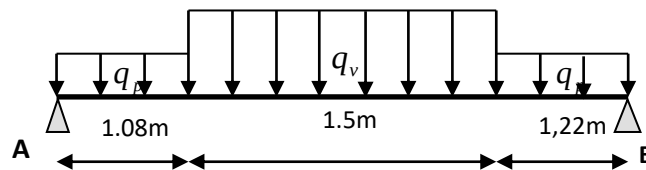


Figure 3. 11 Schéma statique avec chargement d'escaliers

$$G_{volé} = 7.96 \text{ KN/m}^2 ; Q_{volé} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.49 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 10.46 \text{ KN/m}$$

Pour le palier

$$G_{palier} = 5.86 \text{ KN/m}^2 ; Q_{palier} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.66 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 8.36 \text{ KN/m}$$

### Les sollicitations à l'ELU

**Tableau 3. 18** Sollicitation à l'E.L.U escalier

|            | $Q_{eq}$ (KN/ml) | $M_0$ (KNm) | $M_t \text{ max}$ (KNm) | $MA = MB_{\text{max}}$ (KNm) | $V_u$ (KN) |
|------------|------------------|-------------|-------------------------|------------------------------|------------|
| <b>ELU</b> | 12.23            | 25.69       | 19.26                   | 12.84                        | 25.13      |
| <b>ELS</b> | 9.28             | 19.59       | 14.69                   | 9.79                         | 19.07      |

### Ferraillage

**Tableau 3. 19** Ferraillage d'escalier

|                  | $M$ (KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | $Z$ (m) | $A_{CAL}$ (cm <sup>2</sup> /ml) | $A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml) | $A_{Adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml) |
|------------------|------------|------------|----------|---------|---------------------------------|---------------------------------|------------------------------------|
| <b>En travée</b> | 19.26      | 0.087      | 0.114    | 0.119   | 4.63                            | 1.51                            | 6T12=6.79                          |
| <b>En appuis</b> | 12.84      | 0.058      | 0.075    | 0.121   | 3.04                            | 1.51                            | 6T10=4.71                          |

### Calcul de la section des armatures transversal

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisit : } 4\text{T}12 = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{4.17}{4} = 1.04 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisit : } 4\text{T}10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### Espacement des barres

$$\text{Armatures longitudinales : } S_t \leq (3 \times e; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 16 \text{ cm}$$

$$\text{Armature transversales : } s_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

### Ferraillage transversale

Aucune armature transversale n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

Pas de reprise de bétonnage.

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,166 \text{ MPa}. \tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{26.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \text{vérifiée}$$

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

### Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

#### Vérification à L'ELS

$$\text{Vérification de l'état limite de compression du béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

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

$$50y^2 + 70.65y - 883.125 = 0$$

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

Les résultats sont dans le tableau suivant :

**Tableau 3. 20** Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier

|           | $M_{ser}$<br>(KNm) | y(m)  | $I \times 10^{-4} (\text{m}^4)$ | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ |
|-----------|--------------------|-------|---------------------------------|---------------------|---------------------------|-----------------------------------|
| En travée | 21.48              | 0.041 | 9.48                            | 12.29               | 15                        | vérifiée                          |
| En appui  | 14.32              | 0.035 | 7.15                            | 2.1                 | 15                        | vérifiée                          |

#### Vérification de l'état limite de déformation

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.036 < 0.0625 \dots \dots \dots (\text{Non vérifiée}) \quad (\text{BAEL91 ; L, VI, 2})$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Leftrightarrow 0.036 > 0.1 \dots \dots \dots (\text{Vérifiée})$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.00543 < 0.01 \dots \dots \dots (\text{Vérifiée})$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{6.79}{100 \times 12.5} = 0.054$$

De même procédée de calcule de la flèche précédente en trouve les valeurs suivantes :

$y = 4.1 \text{ cm}$ ,  $I = 9.48 \times 10^{-5} \text{ m}^4$ ;  $\rho = 0.0054$   $\lambda_i = 3.86$  ;  $\lambda_v = 1.54$ ,  $I_0 = 0.019 \text{ m}^4$ ,  $I_{fv} = 0.018 \text{ m}^4$

$I_{fg} = 0.014 \text{ m}^4$ ,  $I_{fp} = 0.012 \text{ m}^4$ ,  $E_v = 10818.86 \text{ MPa}$ ,  $E_i = 3256.59 \text{ MPa}$ ,  $F_{gv} = 1.034 \text{ mm}$

**Tableau 3. 21** Calcul de la flèche, escalier type

| $M_{jser}$ | $I_{f_j} \times 10^{-4} (\text{m}^4)$ | $\sigma_j (\text{MPa})$ | $\mu_j$ | $f_{ji} (\text{mm})$ |
|------------|---------------------------------------|-------------------------|---------|----------------------|
| 6.86       | 15                                    | 90.89                   | 0.098   | 0.201                |
| $M_{gser}$ | $I_{f_g} \times 10^{-4} (\text{m}^4)$ | $\sigma_g (\text{MPa})$ | $\mu_g$ | $f_{gi} (\text{mm})$ |
| 11.02      | 9.6                                   | 146.014                 | 0.303   | 0.509                |
| $M_{pser}$ | $I_{fp} \times 10^{-4} (\text{m}^4)$  | $\sigma_p (\text{MPa})$ | $\mu_p$ | $f_{pi} (\text{mm})$ |
| 14.86      | 7.9                                   | 196.79                  | 0.423   | 0.834                |

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1.15 \text{ mm} \\ f_{adm} &= \frac{l}{500} = \frac{4110}{500} = 8.22 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Vérifier}$$

### 3.5 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien.

Des bâtiments. Il est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse, soumis à son Poids propre (G), à une force latérale  $F_p$  due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

#### 3.5.1 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.

#### 3.5.2 Evaluation des Charges verticales

- \* Le poids total :  $W_p = G_{\text{total}}$
- \*  $S_{ac} = 0,0985 \text{ m}^2$
- \*  $G = 2,46 \text{ KN/ml}$

**Tableau 3. 22** Evaluation des charges verticales sur l'acrotère.

| $S(cm^2)$ | $G0(KN/m^2)$ | $G1(KN/m^2)$ | $G_{tot}(KN/m^2))$ |
|-----------|--------------|--------------|--------------------|
| 985       | 2.46         | 0.16         | 2.62               |

**3.5.3 Charges horizontales**

D'après le **RPA99 Article 6.2.3** l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante :  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ .

$A$  : Coefficient d'accélération de la zone donné par le tableau (4-1) du **RPA99(2003)**.

Pour ce projet on a :  $p = 1.26KN$

**3.5.4 Calcul des sollicitations**

Calcul du centre de pression  $G(X_G, Y_G)$ :

$$X_G = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 0,0852 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 0,319m$$

- L'acrotère est soumise à :

$$N_G = 2.62KN$$

$$M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6KN.m$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.26 \times 0.319 \Rightarrow M_{F_p} = 0.4KN.m$$

**Tableau 3. 23** Combinaison d'action de l'acrotère

| Sollicitations         | RPA99     | ELU          | ELS   |
|------------------------|-----------|--------------|-------|
| Combinaison de charges | G + Q + E | 1,35G + 1,5Q | G + Q |
| N (KN)                 | 2,62      | 3.54         | 2.62  |
| M (kN.m)               | 1         | 0,9          | 0,6   |

**3.5.5 Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime**

$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = 0.25m; \quad \frac{h}{6} = 0.1m$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter  $e_a$  et  $e_2$

Telle que :

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm. ; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad (RPA \text{ Article A.4.3.5})$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

$\phi$  : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-

Permanent, au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

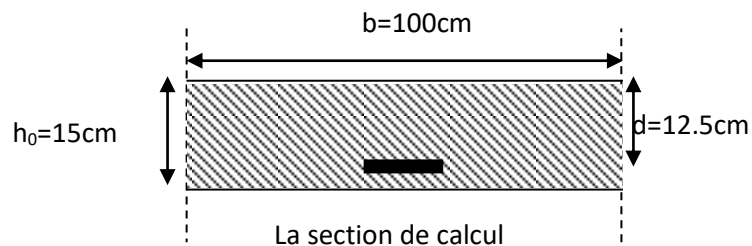
$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 1.2m$

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

Donc :

$$e_2 = 0.27m$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.28m$$



**Calcul à l'E.L.U**

$$N_u = 3.54KN ; M_u = N_u \times e = 3.54 \times 0.28 \Rightarrow M_u = 0.99KN.m ; f_{bu} = 14.2MPa ; \sigma_{st} = 348MPa$$

$h = 15 \text{ cm} ; d = 12.5 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0.99 + 3.54 \times \left( 0.125 - \frac{0.15}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.167KN.m$$

$M_{ua}$  : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.167 \times 10^{-3}}{1 \times 0.125^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.0052) < (\mu_l = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.0066; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.124m$$

$$A_l = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.167 \times 10^{-3}}{0.124 \times 348} \Rightarrow A_l = 0.27cm^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.27 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.168cm^2$$

### - Vérification à l'E.L.U

#### La condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.125 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.5cm^2$$

$A_{min} > A_s \Rightarrow$  On adopte :  $A_s = 4HA8 = 2,01 cm^2 / ml$ .

#### Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025cm^2 \Rightarrow A_r = 4T6 = 1.13cm^2 / ml$$

#### Espacement

Armatures principale :  $S_t \leq 60/3 = 20 cm$ . On adopte  $S_t = 20 cm$ .

Armatures de répartitions :  $S_t \leq 100/3 = 33.33 cm$ . On adopte  $S_t = 25 cm$ .

**-Vérification au cisaillement :** L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5; 3MPa) \Rightarrow \tau \leq 2.5MPa$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.26 + 1 \Rightarrow V_u = 2.26 KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.26 \times 10^{-3}}{1 \times 0.125} \Rightarrow \tau_u = 0.018 MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifié}$$

**-Vérification de l'adhérence :**  $\zeta_{se} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i)$

**RPA (Article. A.6.1, 3)**

$\Sigma \mu_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 100.43 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.26 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.125 \times 0.10043) \rightarrow \zeta_{es} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad (\text{RPA Article. A.6.1, 21})$$

$\Psi_s$  : est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

### -Vérification à l'ELS

$$d = 0.125 \text{ m} ; N_{ser} = 2.62 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

$$\text{Vérification des contraintes : } \sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa}$$

$$\text{Position de l'axe neutre : } c = d - e_1$$

$e_1$  : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6 / 2.62) + (0.125 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.28 \text{ m.}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \rightarrow c = 0.125 - 0.28 \Rightarrow c = -0.15 \text{ m.}$$

$$c = -0.15 \text{ m} ; y_{ser} = y_c + c ; y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b ; \quad q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$P = -3 \times (-0.15)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.125 + 0.15}{1} \Rightarrow P = -0.280 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.15)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.125 + 0.15)^2}{1} \Rightarrow q = -0.056 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :  $y_c = -0.284 \text{ m} \Rightarrow y_{ser} = 0.019 \text{ m.}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 1.2 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.62 \times 10^{-3}}{1.2 \times 10^{-4}} \times 0.019 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.14 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.62 \times 10^{-3}}{1.2 \times 10^{-4}} \times (0.125 - 0.019) \Rightarrow \sigma_s = 34.71 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}} = 201.63 \text{ MPa} \dots \text{vérifier}$$

### 3.5.6 Schéma de ferrailage de l'acrotère

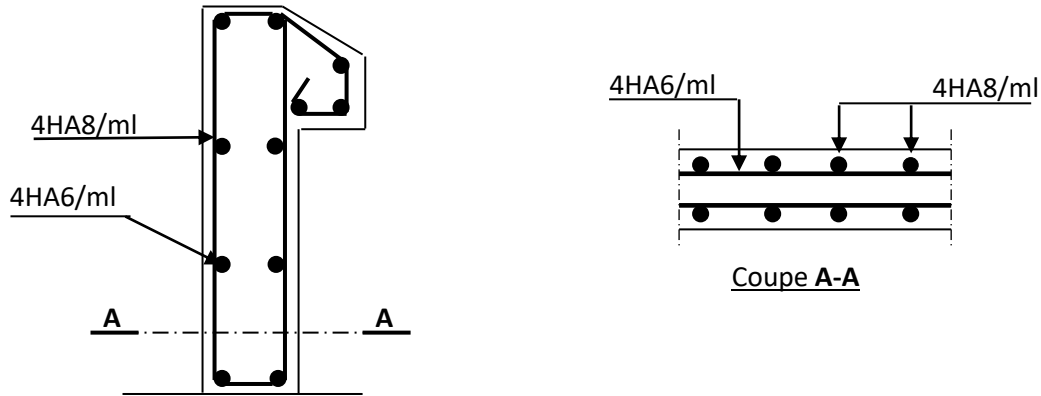


Figure 3. 12 Schéma de ferrailage de l'acrotère

### 3.6 Etude de L'ascenseur :

L'ascenseur est un appareille mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

On se propose la circulation de 7 personnes à la fois dans la cabine, la vitesse de circulation est de 1m/s.

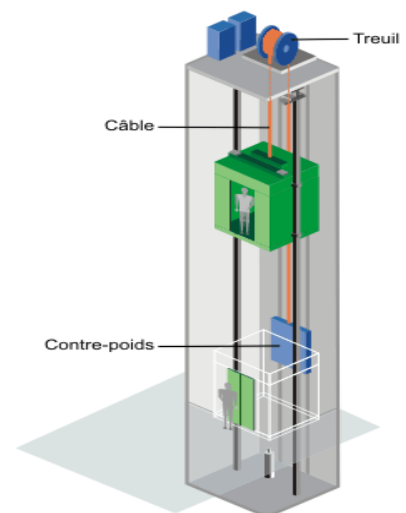
La dalle de l'ascenseur est soumise à un chargement plus important que celui des planchers, elle support son poids propre, poids des machines, surcharges . . . etc., donc on fixe une épaisseur **e=15cm**

Revêtement dallage en béton armée (2cm) ... ..  $0.02 \times 20 = 0.4 \text{ KN/m}^2$

Dalle en béton armé (15cm) .....  $25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$

Le poids de la machines.....  $145/2.08 = 69.71 \text{ KN/m}$

$G_{tot} = 69.71 + 3.75 + 0.4 = 73.86 \text{ KN/m}$



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

### 3.6.1 Combinaisons des charges :

$$E.L.U : q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 73.86 + 1.5 \times 1 = 101.21 \text{ KN/m}^2$$

$$E.L.S : q_s = G + Q = 73.86 + 1 = 74.86 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.37}{1.48} = 0.92 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

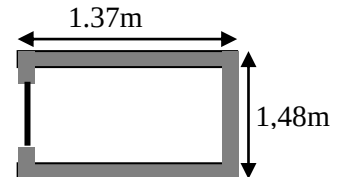


Figure 3. 13 Cage d'ascenseur

### 3.6.2 Calcul des sollicitations :

Calcul à l'ELU : ( $\nu = 0$ )

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \end{cases}$$

(Annexe 1)

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0437 \times 101.21 \times 1.37^2 = 8.30 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.8251 \times 8.30 = 6.845 \text{ KN.m}$$

Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 8.30 = 7.05 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 6.845 = 5.81 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a^x = 0.3 M_x = 0.3 \times 8.30 = 2.49 \text{ KN.m}$$

Calcul à l'ELS : ( $\nu = 0.2$ )

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.8799 \end{cases}$$

(Annexe 1)

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 \text{ KN.m} \Rightarrow M_x = 0.0509 \times 74.86 \times 1.37^2 = 7.15 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \text{ KN.m} \Rightarrow M_y = 0.8799 \times 7.15 = 6.29 \text{ KN.m}$$

**Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 7.15 = 6.07 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 6.29 = 5.34 \text{ KN.m}$$

**Moment en appuis :**

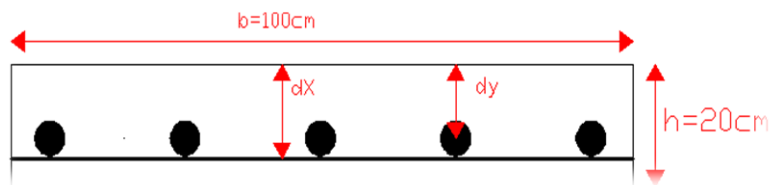
$$M_a^x = 0.3 M_x = 0.3 \times 7.15 = 2.14 \text{ KN.m}$$

**3.6.3 Calcul du ferrailage :**

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

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm}$$



→ On prend des barres de  $\phi = 14\text{mm}$  pour le ferrailage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 15 - \left(\frac{1.4}{2} + 2\right) = 12.3 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 15 - \left(\frac{1.4}{2} + 1.4 + 2\right) = 10.9 \text{ cm}$$

**Tableau 3. 24 Résultats de ferrailage de la dalle du locale machines**

| Localisation | $M_t$<br>(KN.m) | $M_a$<br>(KN.m) | $A_t$<br>calculée<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_a$<br>calculée<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_t$ adoptée<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_a$ adoptée<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|--------------|-----------------|-----------------|-----------------------------------------|-----------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| Sens xx      | 7.05            | 2.49            | 1.67                                    | 1.48                                    | 4HA10=3.14                          | 4HA10=3.14                          |
| Sens yy      | 5.81            | 2.49            | 1.55                                    | 1.31                                    | 4HA10=3.14                          | 4HA10=3.14                          |

### Vérification à l'E.L.U

#### Condition de non fragilité

On calcule  $A_{\min}$  : On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$  ;  $e = 15cm$  ;  $b = 100cm$  ;  $\rho = 0.92$

$$\left. \begin{array}{l} e > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = 1.24cm^2 / ml \\ A_{\min}^y = 1.2cm^2 / ml \end{array} \right.$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

#### Calcul des espacements

$$\text{Sens x-x': } S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm \quad \text{on adopte } S_t = 25cm$$

$$\text{Sens y-y': } S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm \quad \text{on adopte } S_t = 25cm$$

**Tableau 3. 25** Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

|           | $M_t$<br>(KN.m) | $M_a$<br>(KN.m) | $A_t^{cal}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | $A_t^{min}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | $A_a^{cal}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | $A_a^{min}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | $A_t^{adp}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | $A_a^{adp}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) |
|-----------|-----------------|-----------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| Sens x-x' | 7.05            | 249             | 1.67                                 | 1.24                                 | 1.48                                 | 1.24                                 | 4T10=3.14                            | 4T10=3.14                            |
| Sens y-y' | 5.81            | 2.49            | 1.55                                 | 1.2                                  | 1.31                                 | 1.24                                 | 4T10=3.14                            | 4T10=3.14                            |

#### Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$$\rho = 0.92 > 0.4 \Rightarrow \text{Flexion simple dans les deux sens.}$$

$$\text{Sens x - x : } V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 46.22KN$$

$$\text{Sens y - y : } V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 47.48KN \Rightarrow \tau_u = \frac{47.48 \times 10^{-3}}{1 \times 0.123}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.386MPa < 1.25MPa \quad \text{Vérifié}$$

#### Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 73.86 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 74.86KN / m^2$$

$$\rho = 0.92 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.8799 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.15 \text{KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.29 \text{KNm} \end{cases}$$

Sens x-x' :  $M_{tsr}^x = 0.85 \times M_0^x = 6.077 \text{KNm}$

Sens y-y' :  $M_{tsr}^y = 0.85 \times M_0^y = 5.346 \text{KNm}$

### Vérification des contraintes

**Etat limite de compression de béton :**  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

**Sens x-x :**  $A_x = 3.14 \text{cm}^2$ ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 12.3 \text{ cm}$ ;  $y = 3.673 \text{cm}$ ;  $I = 11319.623 \text{cm}^4$

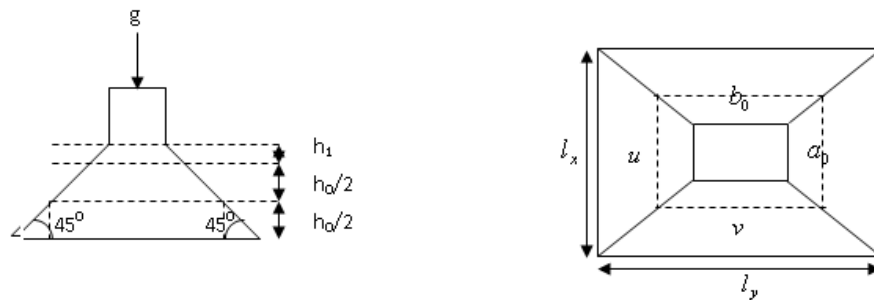
$$\sigma_{bc} = 2.467 \text{MPa} \leq \overline{\sigma} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier.}$$

**Sens y-y :**  $A_y = 3.14 \text{cm}^4$ ;  $b = 100 \text{cm}$ ;  $d = 10.9 \text{cm}$ ;  $y = 3.558 \text{cm}$ ;  $I = 10011.775 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 1.540 \leq 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier.}$$

### Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur une aire  $a_0 \times b_0$ , elle agit uniformément sur une aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.



**Figure 3. 14** Schéma représentant la surface d'impacte

### Calcul du rectangle d'impact ()

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impact.

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_y \end{cases}$$

Avec :  $a_0 \times b_0$  surface de charge =  $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

$h_1$  : Espacement du revêtement (5cm)

$\xi$  : Coefficient qui dépend du type de revêtement qui égale à :

- \* 0,75 si le revêtement moins de résistance
- \* Si le revêtement béton, ce qui le cas pour cette dalle.

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{105}{137} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.76 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{105}{137} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.76 \end{cases} \Rightarrow M_1 = 0.06; \begin{cases} \frac{v}{l_y} = \frac{105}{148} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.70 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{105}{148} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.70 \end{cases} \Rightarrow M_2 = 0.068$$

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm} \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} u = 105 \text{ cm} \\ v = 105 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow$$

### Evaluation des moments sous charge concentrée

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 43 + 15 + 6,3 = 64,3 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 64,3 \Rightarrow P_u = 86,805 \text{ KN}$$

$M^1$  et  $M^2$  sont des coefficients donnés par l'abaque de Mougins Annexe II

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho; M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \frac{v}{l_x} \text{ et } \rho = 0.69 \quad \text{Annexe 3}$$

Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 86.805 \times 0.06 = 5.208 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 86.805 \times 0.068 = 5.90 \text{ KNm} \end{cases}$$

Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0.92 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \end{cases} \quad \text{Annexe I.}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.15 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 7.1 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.580 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.480 \text{KNm}$$

### Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.79 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.38 \text{KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement :

En travée :

$$M_{ty} = 0.85 \times 6.38 = 7.23 \text{KNm}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times 5.79 = 4.92 \text{KNm}$$

En appuis :  $M_{ya} = M_{xa} = 0.3 \times 6.78 = 2.03 \text{KNm}$

### Ferraillage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et avec  $dx = 12.3 \text{cm}$ ,  $dy = 10.9 \text{cm}$

**Tableau 3. 26** Ferraillage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée.

|                            | <b>M<sub>t</sub></b><br><b>(KN.m)</b> | <b>M<sub>a</sub></b><br><b>(KN.m)</b> | <b>A<sub>t</sub> calculé</b><br><b>(cm<sup>2</sup>/ml)</b> | <b>A<sub>t</sub><sup>min</sup></b><br><b>(cm<sup>2</sup>/ml)</b> | <b>A<sub>a</sub> calculé</b><br><b>(cm<sup>2</sup>/ml)</b> | <b>A<sub>a</sub><sup>min</sup></b><br><b>(cm<sup>2</sup>/ml)</b> | <b>A<sub>t</sub> adopté</b><br><b>(cm<sup>2</sup>/ml)</b> | <b>A<sub>a</sub> adopté</b><br><b>(cm<sup>2</sup>/ml)</b> |
|----------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|
| <b>Sens</b><br><b>x-x'</b> | 4.92                                  | 2,03                                  | 0.02                                                       | 1.5                                                              | 1.48                                                       | 1.24                                                             | <b>4HA10=3,14</b>                                         | <b>4HA10=3,14</b>                                         |
| <b>Sens</b><br><b>y-y'</b> | 7.23                                  | 2,03                                  | 0.386                                                      | 1.32                                                             | 1.31                                                       | 1.24                                                             | <b>4HA10=3,14</b>                                         | <b>4HA10=3,14</b>                                         |

### Vérification à l'E.L.U

**Vérification au poinçonnement :**  $p_u \geq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  **BAEL91 (Article H. III.10)**

Avec :  $P_u$  est la charge de calcul à l'état limite.

$h$  : Epaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (105 + 105) \Rightarrow U_c = 420 \text{cm} ; \quad p_u = 86,805 \text{KN}$$

$$p_u = 86,805 \text{ KN} < 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 472,5 \text{ KN}.$$

Pas de risque de poinçonnement.

**Vérification de l'effort tranchant :**  $b=100\text{cm}$  ;  $d_x=12,3\text{cm}$ .

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,166 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } v = u \Rightarrow vu = \frac{qu}{3 \times u} = \frac{101.21}{3 \times 1.05} = 32.13 \text{ KN et } \tau_u = 0.25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ser} = 1.16 \text{ MPa}$$

.....vérifier

### Vérification à l'E.L.S

Les moments engendrés par le système de levage :  $q_{ser} = g = 64.3 \text{ KN}$ .

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 64.3 \times (0.060 + 0.2 \times 0.068) = 4.73 \text{ KNm} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 64.3 \times (0.068 + 0.2 \times 0.060) = 5.174 \text{ KNm} \end{cases}$$

Les moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 4.17 + 1 = 5.17 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.493 \text{ KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.434 \text{ KNm} \end{cases}$$

### Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.73 + 0.493 = 5.223 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.174 + 0.434 = 5.608 \text{ KNm} \end{cases}$$

### Correction des moments

$$M_{tx} = 0.85 \times 5.223 \Rightarrow M_{tx} = 4.439 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times 5.608 \Rightarrow M_{ty} = 4.766 \text{ KNm}$$

$$M_a = 0.3 \times 5.223 \Rightarrow M_a = 1.566 \text{ KNm}$$

### Vérification des contraintes

$$\text{Etat limite de compression de béton : } \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Sens x-x : } b = 100 \text{ cm, } d = 12,3 \text{ cm, } y = 3.673 \text{ cm ; } I = 11319.623 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.467 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier.}$$

$$\text{Sens y-y : } A_y = 3.14 \text{ cm}^4 ; b = 100 \text{ cm ; } d = 10.9 \text{ cm ; } y = 3.558 \text{ cm ; } I = 10011.775 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.540 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier.}$$

### Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

### Vérification de la flèche

Il faut vérifier d'abord les conditions suivantes :

$$h / l = 0.1 \geq 1/16 = 0.06$$

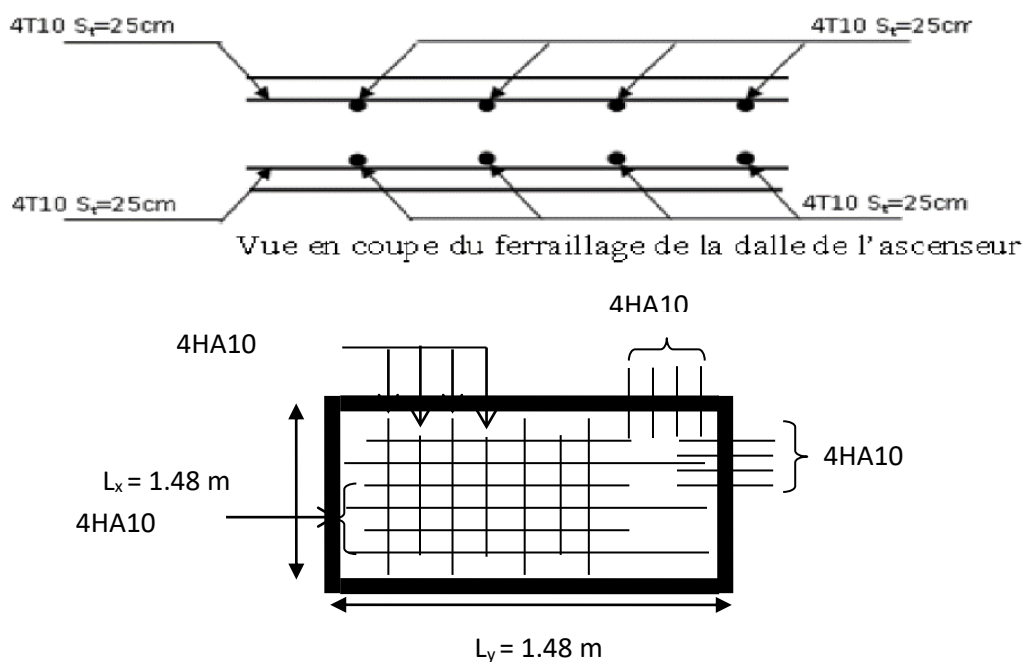
$$h / l = 0.1 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.042$$

BAEL91 (Art.L.IV,

$$10) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0028 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

Les deux conditions de la flèche sont vérifiées donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

### Ferrailage de la dalle d'ascenseur :



**Figure 3. 15** Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 04 appuis

### **3.7. Conclusion**

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrillage a été déterminé en respectant les règles. En dernier, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle de locale des machines, aussi dans ce chapitre présente on a ferrillé les escaliers.

## Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utilisé est le **SAP2000.V.19**

### 4.1 Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

Dans le cas particulier de ce projet, les objectifs sont les suivants :

- ❖ Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dans l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'**ELU**).
- ❖ Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'**ELS**). Cet objectif vise les structures à plusieurs étages pour lesquels leur stabilité doit être assurée à l'**ELS**.

### 4.2 Méthodes de calcul

Le **RPA99** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique :
  - La méthode d'analyse modale spectrale.
  - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

### 4.2.1 Méthode statique équivalente

#### a. Principe

Selon le **RPA99.Art (4.2.1)** les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

#### b. Condition d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone *I* et *Ila* et 30m en zone *Ilb* et *III*.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autre conditions complémentaires énumérées dans le **RPA article4.1.2**.

### 4.3 Analyse sismique de la structure

La méthode retenue pour l'analyse du comportement sismique de cette structure est la méthode d'analyse modale spectrale.

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non- conforme aux conditions exigées par le **RPA 99/version2003** pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé. Ainsi l'effort tranchant à la base est calculé par la méthode statique équivalente.

### 4.3.1 Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$1) \quad T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad \text{RPA 99 (Article 4.2.4)}$$

$$2) \quad T_2 = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec :  $T = 1,3 \times \min(T_1; T_2)$

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

$$\Rightarrow h_N = 36.72 \text{ m}$$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

$$\Rightarrow C_T = 0.05 \quad \text{RPA99 (tableau 4.6)}$$

$D$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour  $T$ . D'où :  $T_1 = 0,745 \text{ s}$ . *sens (Y) :  $D = 21,05 \text{ m}$*

$$T_y = 0,72 \text{ s}$$

$$\begin{cases} \text{sens (X): } L_x = 20.28 \text{ m} & \text{donc: } T_x = 0,73 \text{ s.} \\ \text{sens (Y): } L_y = 21,05 \text{ m} & \text{donc: } T_y = 0,72 \text{ s.} \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % donc on a :

$$T_{sx} = 1,3 \times \min(0,74 ; 0,73) = 0,949 \text{ s}$$

$$T_{sy} = 1,3 \times \min(0,74 ; 0,72) = 0,936 \text{ s}$$

### 4.3.2. Calcul de la force sismique totale

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale  $V$  appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA 99 (Article 4.2.3).}$$

$A$  : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique. (RPA tableau 4.1)

- Dans ce cas : Groupe d'usage : groupe 2B.

$$\text{Zone sismique : zone IIa.} \quad \Rightarrow A = 0.15$$

$R$  : Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version 2003).

Dans ce projet on va essayer un Contreventement mixte  $\Rightarrow R = 5$

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule :  $Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q$ . **RPA 99 (Article .4.2.3).**

$p_q$  : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non. Elle est donnée dans **tableau 4.4 du RPA99 2003**,

**Tableau 4.1 Valeurs des pénalités  $P_q$ .**

| Critère                                               | observation        | $Q_x$ | $Q_Y$ |
|-------------------------------------------------------|--------------------|-------|-------|
| Conditions minimales sur les files de contreventement | <b>Non observé</b> | 0,05  | 0,05  |
| Redondance en plan                                    | <b>Non observé</b> | 0.05  | 0.05  |
| Régularité en plan                                    | <b>Non observé</b> | 0,05  | 0,05  |
| Régularité en élévation                               | <b>Non observé</b> | 0,05  | 0,05  |
| Contrôle de qualité de matériaux                      | <b>Observé</b>     | 0     | 0     |
| Contrôle de qualité de d'exécution                    | <b>Observé</b>     | 0     | 0     |
| Total                                                 |                    | 0.20  | 0.20  |

Donc :  $Q_x = Q_y = 1.20$

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ )

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3)}$$

Avec  $T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par **le tableau 4.7 du (RPA99/version 2003)**.

$$\text{On a site ferme (S2) donc } \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,4s \end{cases}$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \text{RPA 99 (Art .4.2.3)}$$

Avec :  $\xi$  est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, voir **tableau 4.2 du RPA99/V2003**.

On a un contreventement mixte :

Construction auto stable  $\rightarrow \xi = 7 \%$ .

**RPA (Article 4.2.3)**

Contreventement par voiles  $\rightarrow \xi = 10 \%$ .

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne  $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 8,5\% \\ \eta = 0,186 \end{cases}$ .

$T$  : Est la période fondamentale de la structure, tel que :  $\begin{cases} T_{sx} = 0,73s \\ T_{sy} = 0,72s \end{cases}$

$$T_2 = 0,7s \leq T_{sy} \leq 3s \text{ d'ou } 2,5 \eta \left( \frac{T_2}{T_{sx}} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,186 \left( \frac{0,4}{0,73} \right)^{2/3} \text{ donc: } D_x = 1,36$$

$$T_2 = 0,7s \leq T_{sy} \leq 3s \text{ d'ou } 2,5 \eta \left( \frac{T_2}{T_{sy}} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,186 \left( \frac{0,4}{0,72} \right)^{2/3} \text{ donc: } D_y = 1,38$$

$W$  : Poids total de la structure

$$W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{RPA 99 (Article 4.2.3).}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

$W_Q$  : Surcharge d'exploitation

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par **le tableau (4.5 RPA99)**,

Concernant ce projet on a le RDC à usage commercial, donc un coefficient de pondération  $\beta = 0,60$  ; et pour Les étages courant à usage d'habitation donc un coefficient de pondération  $\beta = 0,20$

A partir du logiciel **SAP2000V19** on trouve :  $W_{tot} = 45104,092\text{KN}$

Soit :  $W_{tot} = 45104,092\text{KN}$

Après le calcul de tous les paramètres on a la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{sensX: } V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,36 \times 1,20}{5} \times 45104,092\text{KN}$$

$$\text{sensY: } V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,38 \times 1,20}{5} \times 45104,092\text{KN}$$

$$\begin{cases} V_x = 2208.29 \text{ KN} \\ V_y = 2240.77 \text{ KN} \end{cases}$$

#### 4.3.3 Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque cette structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

##### a. Principe

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3)}$$

Avec : A : coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Les valeurs indices définies sont calculées précédemment.

Concernant l'étude de ce projet le spectre de réponse est donné par le logiciel (**spectre**), le graphe donne  $S_a/g$  en fonction du temps.

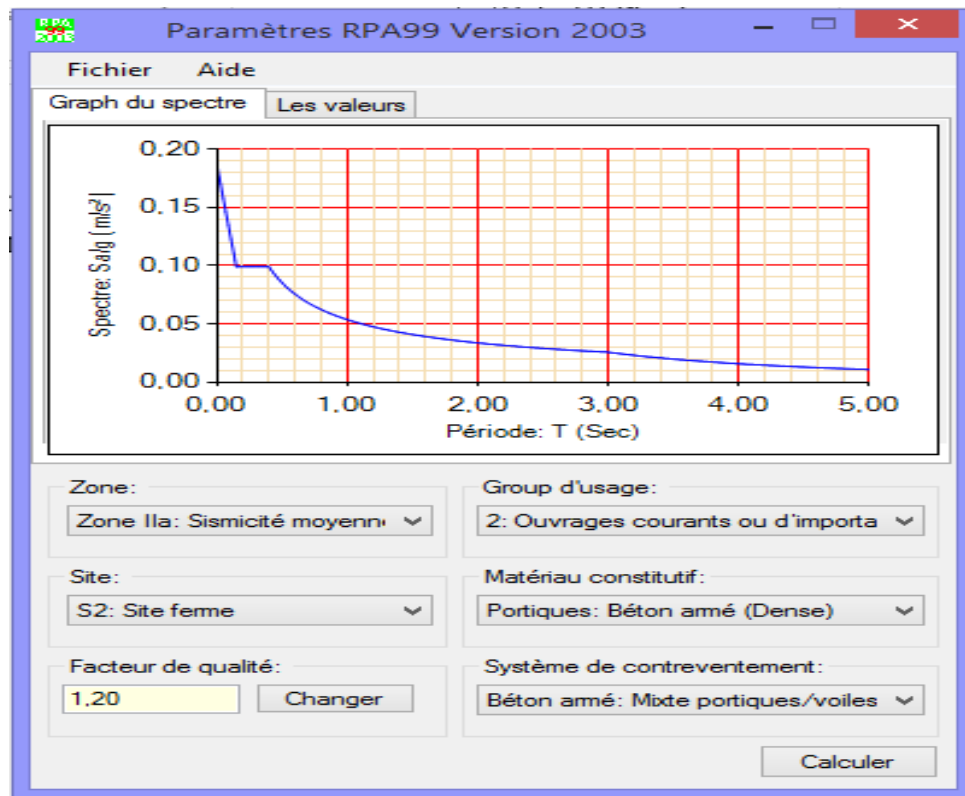


Figure 4.1 spectre de réponse.

### b. les hypothèses

1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
4. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

### c. Description de logiciel SAP 2000

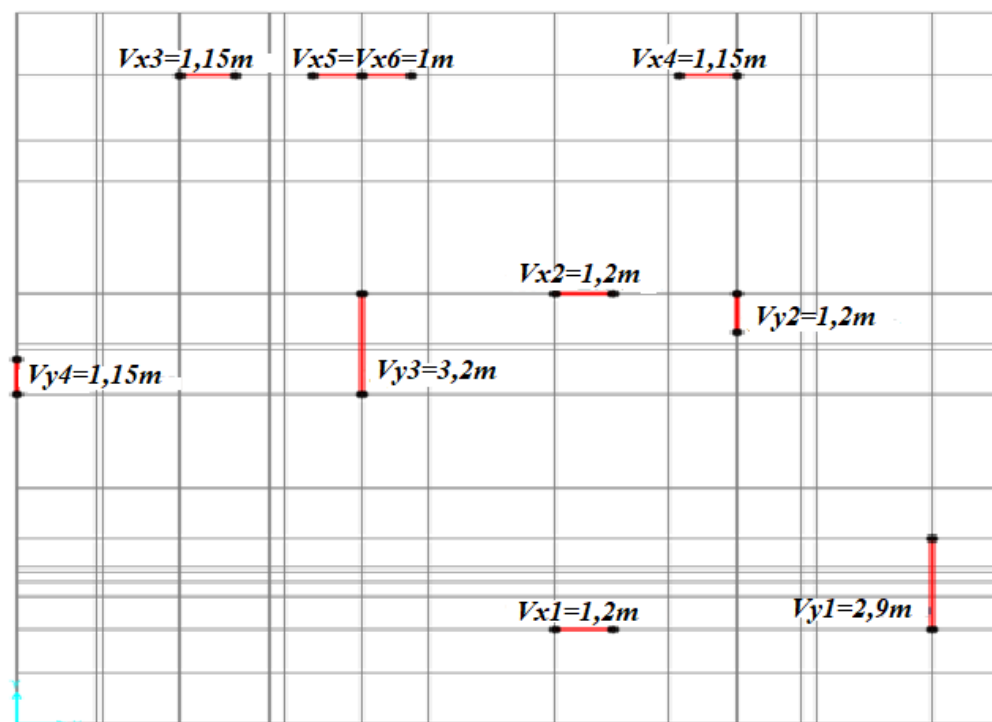
Cette structure sera modélisé grâce au logiciel **SAP2000 version 19.0.0**, Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

#### ➤ Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification de la longueur des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voiles – portiques), on a retenu la disposition représenté ci-dessous.

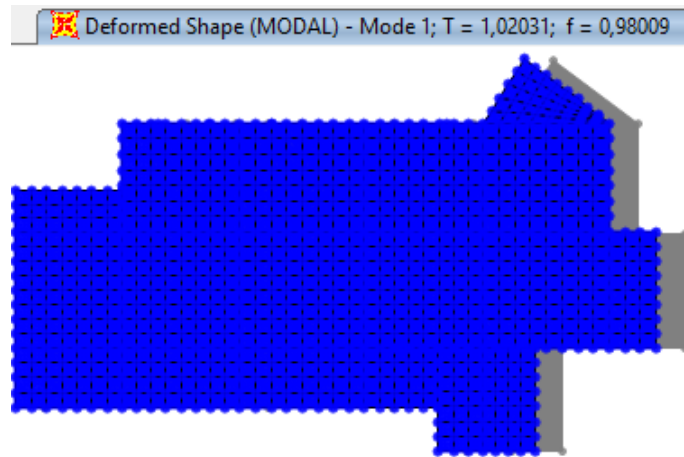
Cette disposition nous a permis d'éviter une torsion torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du **RPA99 /2003**.



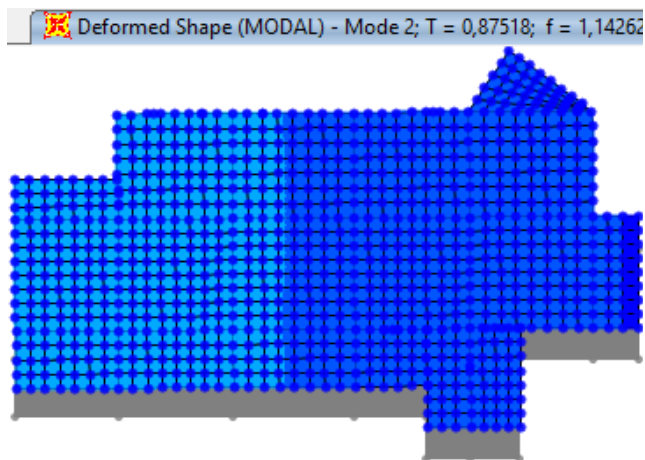
**Figure 4.2** dispositions des voiles.

Les figures suivantes représentent les trois modes de déformation suivant (X-X, Y-Y et Z-Z) respectivement.

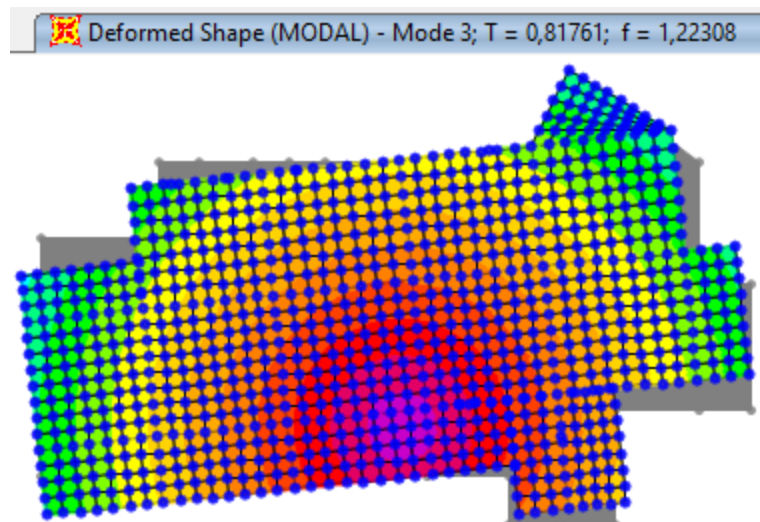
**Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V19.2.**



**Figure 4.3** 1<sup>ère</sup> mode de déformation (translation suivant x-x).



**Figure 4.4** 2<sup>ème</sup> mode de déformation (translation suivant y-y).



**Figure 4.5** 3<sup>ème</sup> mode de déformation (torsion au tour de z-z).

### ➤ Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le **RPA99-2003** doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode.

**Tableau 4.2** Période de vibration et taux de participation massique.

| Mode      | Période<br>(s) | Mode individuel (unités) |           |                      | Somme cumulée (%) |              |                      |
|-----------|----------------|--------------------------|-----------|----------------------|-------------------|--------------|----------------------|
|           |                | UX                       | UY        | UZ                   | UX                | UY           | UZ                   |
| <b>1</b>  | <b>1,0203</b>  | 0.6965                   | 0.00048   | $8.99 \cdot 10^{-7}$ | 0.6965            | 0.00048      | $8.99 \cdot 10^{-7}$ |
| <b>2</b>  | <b>0,8751</b>  | 0.00063                  | 0.6456    | 0.0000001            | 0.697             | 0.646        | 0.000002             |
| <b>3</b>  | 0,8176         | 0.00199                  | 0.00178   | 0.0000024            | 0.699             | 0.647        | 0.000004             |
| <b>4</b>  | 0,7600         | 0.0000104                | 0.0000009 | 0.00034              | 0.699             | 0.647        | 0.00034              |
| .         |                |                          |           |                      |                   |              |                      |
| <b>10</b> | 0,2882         | 0.0000017                | 0.1272    | 0.0000041            | 0.8095            | 0.775        | 0.0006               |
| <b>11</b> | 0.2784         | 0.00539                  | 0.0000069 | 0.0000041            | 0.814             | 0.775        | 0.00068              |
| -         |                |                          |           |                      |                   |              |                      |
| -         |                |                          |           |                      |                   |              |                      |
| <b>15</b> | 0,1479         | 0.024                    | 0.00055   | 0.0000075            | <b>0.9035</b>     | 0.85233      | 0.00106              |
| <b>16</b> | 0,1139         | 0.008                    | 0.03361   | 0.000030             | 0.9114            | 0.88595      | 0.00109              |
| <b>17</b> | 0,1098         | 0.0163                   | 0.0162    | 0.0000029            | 0.927             | <b>0.902</b> | 0.00112              |

### Analyse des résultats

On voit bien que la période fondamentale de vibration est supérieure à celle calculée par la formule empirique du RPA 99 majorée de 30%

$$T_x = 1,02 > 0.949s \quad T_y = 0,875s < T_{st} = 0,936s).$$

La participation modale du 1<sup>ère</sup> mode suivant le sens x-x est prépondérante ce qui donne un mode de translation suivant le sens x-x tel que montré sur la figure 4.3 et on constate que la 2<sup>ème</sup> est vérifier pour le mode de translation suivant y-y, tel que montré sur la figure 4.4.

### ➤ Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dy}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ , nous avons :

**Tableau 4.3** Vérification de l'effort tranchant à la base

|                | $V_{st}$ (KN) | $V_{dyn}$ (KN) | $V_{dyn}/V_{st}$ | observation |
|----------------|---------------|----------------|------------------|-------------|
| <b>Sens xx</b> | 2208.29       | 1770.84        | 0.80             | Vérifiée    |
| <b>Sens yy</b> | 2240.77       | 1857.12        | 0.82             | Vérifiée    |

❖ **Analyse des résultats**

D'après le tableau de Vérification de l'effort tranchant à la base on remarque que la condition  $V_d > 0.8 * V_{st}$  est vérifiée pour les deux sens.

➤ **Vérification de l'interaction voiles portiques**

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Selon le **RPA (art 3.4.4.a)**, l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

**a) Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 4.4** Vérification de l'interaction sous charges verticale

|                              | Charges du Portiques (KN) | Charges du Voiles (KN) | Pourcentage du Portiques (%) | Pourcentage du Voiles (%) |
|------------------------------|---------------------------|------------------------|------------------------------|---------------------------|
| <b>RDC</b>                   | 43373.985                 | 6166.07                | 87.55                        | 12.44                     |
| <b>1<sup>ere</sup> étage</b> | 37226.188                 | 6165.447               | 85.79                        | 14.20                     |
| <b>2<sup>eme</sup> étage</b> | 32331.849                 | 5511.26                | 85.43                        | 14.56                     |
| <b>3<sup>eme</sup> étage</b> | 28293.073                 | 4876.532               | 85.29                        | 14.70                     |

|                               |           |          |       |       |
|-------------------------------|-----------|----------|-------|-------|
| <b>4<sup>ème</sup> étage</b>  | 23786.125 | 4556.206 | 83.92 | 16.07 |
| <b>5<sup>ème</sup> étage</b>  | 19842.862 | 3841.803 | 83.77 | 16.22 |
| <b>6<sup>ème</sup> étage</b>  | 15918.033 | 3110.72  | 83.65 | 16.34 |
| <b>7<sup>ème</sup> étage</b>  | 11749.188 | 2623.519 | 81.74 | 18.25 |
| <b>8<sup>ème</sup> étage</b>  | 8081.714  | 1770.464 | 82.02 | 17.97 |
| <b>9<sup>ème</sup> étage</b>  | 5160.711  | 1173.916 | 81.46 | 18.53 |
| <b>10<sup>ème</sup> étage</b> | 3114.075  | 727.084  | 81.07 | 18.92 |
| <b>11<sup>ème</sup> étage</b> | 1543.324  | 370.194  | 80.65 | 19.34 |

### ❖ Analyse des résultats

Les résultats obtenus dans le tableau précédent montrent que les exigences du RPA sont vérifiées car les voiles et les portiques interviennent conjointement pour reprendre les charges horizontales et verticales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux de la structure.

Ces résultats sont obtenus après redimensionnement des sections des poteaux et de voile comme suit :

RDC (65×65) cm<sup>2</sup>

1<sup>ère</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages (60×60) cm<sup>2</sup> ; 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étages (55×55) cm<sup>2</sup>

7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étages (50×50) cm<sup>2</sup> ; 10<sup>ème</sup>, 11<sup>ème</sup> (45×45) cm<sup>2</sup>

Epaisseur de voile : e=15 cm

#### b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 4.5** Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

|                             | Sens X-X            |                  |                               |                           | Sens Y-Y            |                  |                               |                           |
|-----------------------------|---------------------|------------------|-------------------------------|---------------------------|---------------------|------------------|-------------------------------|---------------------------|
|                             | Charge du Portiques | Charge du Voiles | Pourcentage des portiques (%) | Pourcentage du Voiles (%) | Charge du Portiques | Charge du Voiles | Pourcentage des portiques (%) | Pourcentage du Voiles (%) |
| <b>RDC</b>                  | 1230.64             | 519.63           | 70.31                         | 29.68                     | 849.52              | 72.71            | 50.42                         | 49.57                     |
| <b>1<sup>er</sup> étage</b> | 988.984             | 496.46           | 66.57                         | 33.42                     | 716.20              | 59.10            | 47.79                         | 52.20                     |
| <b>2<sup>em</sup> étage</b> | 800.773             | 472.74           | 62.87                         | 37.12                     | 636.57              | 25.62            | 47.92                         | 52.07                     |
| <b>3<sup>em</sup> étage</b> | 819.525             | 519.76           | 61.19                         | 38.80                     | 776.37              | 43.39            | 49.36                         | 50.63                     |
| <b>4<sup>em</sup> étage</b> | 702.865             | 501.94           | 58.33                         | 41.66                     | 700.63              | 53.22            | 48.61                         | 51.38                     |
| <b>5<sup>em</sup> étage</b> | 650.807             | 420.04           | 60.77                         | 39.22                     | 724.27              | 44.73            | 55.92                         | 44.07                     |
| <b>6<sup>em</sup> étage</b> | 582.771             | 343.77           | 62.89                         | 37.10                     | 719.45              | 44.19            | 63.70                         | 36.29                     |
| <b>7<sup>em</sup> étage</b> | 464.639             | 306.4            | 60.26                         | 39.73                     | 606.97              | 50.23            | 63.37                         | 36.62                     |
| <b>8<sup>em</sup> étage</b> | 373.364             | 208.51           | 64.16                         | 35.83                     | 552.67              | 33.38            | 72.93                         | 27.06                     |
| <b>9<sup>em</sup> étage</b> | 228.456             | 120.43           | 65.48                         | 34.51                     | 383.06              | 32.53            | 67.21                         | 32.78                     |
| <b>10<sup>e</sup> étage</b> | 142.412             | 146.64           | 49.26                         | 50.73                     | 239.58              | 43.49            | 67.35                         | 32.64                     |
| <b>11<sup>e</sup> étage</b> | 151.892             | 67.75            | 69.15                         | 30.84                     | 244.90              | 31.46            | 81.13                         | 18.86                     |

❖ **Analyse des résultats** : d'après les résultats des tableaux on remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages de la structure.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, **le RPA (article 7.4.3.1)** exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \Rightarrow N_d \leq 0,3 \times B_c \times f_{c28} \quad \text{Avec :}$$

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

$B_c$  : Est l'aire (section brute) de poteau

$f_{cj}$  : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été augmentées pour tous les niveaux. Ceci a été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants :

**Tableau 4.6** Vérification de l'effort normal réduit.

| Poteaux                       | $B_c$ (cm <sup>2</sup> ) | $N_d$ (KN) | $\nu$ | Remarque |
|-------------------------------|--------------------------|------------|-------|----------|
| RDC                           | 4225                     | 1795,824   | 0.17  | Vérifiée |
| 1, 2, 3 <sup>ème</sup> étages | 3600                     | 1422,814   | 0.15  | Vérifiée |
| 4, 5, 6 <sup>ème</sup> étages | 3025                     | 881,729    | 0.11  | Vérifiée |
| 7, 8, 9 <sup>ème</sup> étages | 2500                     | 476,952    | 0.076 | Vérifiée |
| 10, 11 <sup>ème</sup> étages  | 2025                     | 158,959    | 0.031 | Vérifiée |

#### ❖ Analyse des résultats

On remarque que le rapport  $\nu$  ne dépasse pas la valeur de 0,3 dans tous les poteaux de la structure.

#### ➤ Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$

$R$  : Coefficient de comportement ( $R=5$ ).

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

**Le RPA (article 5.10)** exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C.à.d. :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$ .

$h_e$  : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

**Tableau 4.7** Vérification des déplacements de la structure.

| Niveau                | $h_k$<br>(cm) | Sens X-X              |                    |                        |                    |                               | Sens Y-Y              |                    |                        |                    |                               |
|-----------------------|---------------|-----------------------|--------------------|------------------------|--------------------|-------------------------------|-----------------------|--------------------|------------------------|--------------------|-------------------------------|
|                       |               | $\delta_{ek}$<br>(cm) | $\delta_k$<br>(cm) | $\delta_{k-1}$<br>(cm) | $\Delta_k$<br>(cm) | $\frac{\Delta_k}{h_k}$<br>(%) | $\delta_{ek}$<br>(cm) | $\delta_k$<br>(cm) | $\delta_{k-1}$<br>(cm) | $\Delta_k$<br>(cm) | $\frac{\Delta_k}{h_k}$<br>(%) |
| 1 <sup>ère</sup> NIV  | 306           | 0.07                  | 0.35               | 0                      | 0.35               | 0.0011                        | 0.05                  | 0.25               | 0                      | 0.25               | 0.0008                        |
| 2 <sup>ème</sup> NIV  | 306           | 0.23                  | 1.1                | 0.35                   | 0.8                | 0.0026                        | 0.15                  | 0.75               | 0.25                   | 0.5                | 0.0016                        |
| 3 <sup>ème</sup> NIV  | 306           | 0.44                  | 2.2                | 1.1                    | 1.05               | 0.0034                        | 0.29                  | 1.45               | 0.75                   | 0.7                | 0.0022                        |
| 4 <sup>ème</sup> NIV  | 306           | 0.68                  | 3.4                | 2.2                    | 1.2                | 0.0039                        | 0.46                  | 2.3                | 1.45                   | 0.85               | 0.0027                        |
| 5 <sup>ème</sup> NIV  | 306           | 0.93                  | 4.65               | 3.4                    | 1.25               | 0.0040                        | 0.66                  | 3.3                | 2.3                    | 1                  | 0.0032                        |
| 6 <sup>ème</sup> NIV  | 306           | 1.17                  | 5.85               | 4.65                   | 1.2                | 0.0039                        | 0.86                  | 4.3                | 3.3                    | 1                  | 0.0032                        |
| 7 <sup>ème</sup> NIV  | 306           | 1.38                  | 6.9                | 5.85                   | 1.05               | 0.0034                        | 1.06                  | 5.3                | 4.3                    | 1                  | 0.0032                        |
| 8 <sup>ème</sup> NIV  | 306           | 1.58                  | 7.9                | 6.9                    | 1                  | 0.0032                        | 1.26                  | 6.3                | 5.3                    | 1                  | 0.0032                        |
| 9 <sup>ème</sup> NIV  | 306           | 1.74                  | 8.7                | 7.9                    | 0.8                | 0.0026                        | 1.45                  | 7.2                | 6.3                    | 0.95               | 0.0031                        |
| 10 <sup>ème</sup> NIV | 306           | 1.87                  | 9.35               | 8.7                    | 0.65               | 0.0021                        | 1.62                  | 8.1                | 7.2                    | 0.85               | 0.0027                        |
| 11 <sup>ème</sup> NIV | 306           | 1.98                  | 9.9                | 9.35                   | 0.55               | 0.0017                        | 1.76                  | 8.8                | 8.1                    | 0.7                | 0.0022                        |
| 12 <sup>ème</sup> NIV | 306           | 2.07                  | 10.35              | 9.9                    | 0.45               | 0.0014                        | 1.88                  | 9.4                | 8.8                    | 0.6                | 0.0019                        |

## ❖ 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.

$$\text{Sens}(x) : \Delta_{k \max} = 1.2 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$$

$$\text{Sens}(y) : \Delta_{k \max} = 1 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$$

**Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \textbf{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

**5.9)**

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées du niveau « k » ; avec :

$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}) \quad \textbf{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

**5.9)**

$$v_k : \text{Effort tranchant d'étage de niveau « k ». } v_k = \sum_{i=1}^n f_i$$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

➤ Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta}$ .

➤ Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 4.8 Vérification à L'effet P-Δ.**

| Niveau                     | $h_k$<br>(cm) | $P_k$ (KN) | Sens x-x'          |            |            | Sens y-y'       |            |            |
|----------------------------|---------------|------------|--------------------|------------|------------|-----------------|------------|------------|
|                            |               |            | $\Delta_k$<br>(cm) | $V_k$ (KN) | $\theta_k$ | $\Delta_k$ (cm) | $V_k$ (KN) | $\theta_k$ |
| <b>NIV RDC</b>             | 306           | 39300.38   | 0.35               | 1750.271   | 0.025      | 0.25            | 1684.609   | 0.019      |
| <b>1<sup>ère</sup> NIV</b> | 306           | 34279.22   | 0.8                | 1485.445   | 0.060      | 0.5             | 1498.59    | 0.037      |
| <b>2<sup>ème</sup> NIV</b> | 306           | 30034.14   | 1.05               | 1273.521   | 0.080      | 0.7             | 1328.187   | 0.051      |
| <b>3<sup>ème</sup> NIV</b> | 306           | 25673.62   | 1.2                | 1339.285   | 0.075      | 0.85            | 1572.685   | 0.045      |

|                       |     |          |      |          |       |      |          |       |
|-----------------------|-----|----------|------|----------|-------|------|----------|-------|
| 4 <sup>ème</sup> NIV  | 306 | 21465.17 | 1.25 | 1204.806 | 0.072 | 1    | 1441.276 | 0.048 |
| 5 <sup>ème</sup> NIV  | 306 | 17258.63 | 1.2  | 1070.851 | 0.063 | 1    | 1295.096 | 0.043 |
| 6 <sup>ème</sup> NIV  | 306 | 13051.94 | 1.05 | 926.543  | 0.048 | 1    | 1129.414 | 0.037 |
| 7 <sup>ème</sup> NIV  | 306 | 8980.799 | 1    | 771.039  | 0.038 | 1    | 957.699  | 0.030 |
| 8 <sup>ème</sup> NIV  | 306 | 5357.439 | 0.8  | 581.882  | 0.024 | 0.95 | 757.792  | 0.021 |
| 9 <sup>ème</sup> NIV  | 306 | 2600.547 | 0.65 | 348.892  | 0.015 | 0.85 | 569.946  | 0.012 |
| 10 <sup>ème</sup> NIV | 306 | 1780.772 | 0.55 | 289.06   | 0.011 | 0.7  | 355.679  | 0.011 |
| 11 <sup>ème</sup> NIV | 306 | 0        | 0.45 | 219.642  | 0     | 0.6  | 301.863  | 0     |

❖ **Analyse des résultats :** Puisque tous les coefficients  $\theta_k$  sont inférieurs à 0,10, donc l'effet P- $\Delta$  peut être négligé.

### Conclusion

La modélisation de la structure est donc faite en utilisant le logiciel Sap2000.V19. La modélisation a été faite en respectant les règlements en vigueur. La structure a été modélisée sous forme d'une ossature portique contreventée par des voiles. La modélisation a été faite en introduisant le spectre du RPA correspondant à la structure en zone 2B.

Cette modélisation a permis de voir le comportement, dynamique probable, de la structure sous un chargement cyclique (séisme probable dans la région de Bejaia). Le modèle numérique nous a permis d'estimer la répartition des charges et des déplacements sur les différents éléments structuraux. L'analyse des résultats obtenus nous a permis de constater que :

Les voiles présentent une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. L'aspect architectural a été un véritable obstacle vu la non symétrie et le décrochement que présente la structure pour la disposition des voiles.

Après plusieurs essais, on est arrivé à proposer à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile- portique) vis-à-vis le RPA 99/version 2003. Cette dernière joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes. Elle réduit considérablement l'effet de la torsion.

La vérification de l'interaction nous a conduit à une augmentation des sections des poteaux estimées par le pré dimensionnement.

La stabilité de la structure est d'assurer, avec la vérification des déplacements horizontaux entre étage, ainsi que l'effet  $P-\Delta$ .

## 5. Introduction

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

### 5.1 Etude des poteaux

Une construction résiste au séisme grâce à ses éléments porteurs principaux. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferraillés) et bien disposés pour qu'ils puissent prendre toutes les sollicitations.

#### 5.1.1 Définition

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferraillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- \* 1.35G+1.5Q
- \* G+Q
- \* G+Q+E
- \* G+Q-E
- \* 0,8G+E
- \* 0,8G-E

Le ferraillage est calculé selon les couples de sollicitation suivantes :

- a) Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- b) Effort normal avec son moment correspondant :  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- c) Effort minimal avec son moment correspondant :  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

#### 5.1.2 Recommandations du RPA99/Version 2003

- **Armatures longitudinale**
- Elles doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal  $A_{\min} = 0.8\%$  de la section du béton en zone II.
- Leur pourcentage maximal

- En zone de recouvrement.
    - ✓  $4\% b \times h$  de la section du béton en zone courante.
    - ✓  $6\% b \times h$  de la section du béton en zone de recouvrement.
  - $\phi_{\min} > 12\text{mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimal de recouvrement est de :
- $40\phi_{\max}$  en zone IIa avec :  $\phi_{\max}$  : est le diamètre maximale utilisé.
  - L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.
  - Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$  : Section du poteau.

$h_e$  : Hauteur d'étage.

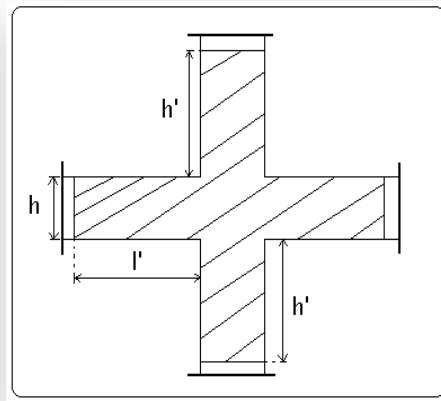


Figure 5. 1 zone nodale

#### ➤ Les armatures longitudinales min et max données par le RPA

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5. 1 Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99.

| Niveau                                                          | Section du poteau | Amin RPA (cm <sup>2</sup> ) | A <sup>max</sup> RPA (cm <sup>2</sup> ) |                      |
|-----------------------------------------------------------------|-------------------|-----------------------------|-----------------------------------------|----------------------|
|                                                                 |                   |                             | Zone courante                           | Zone de recouvrement |
| RDC                                                             | 65×65             | 33,8                        | 169                                     | 253,5                |
| 1 <sup>ere</sup> , 2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> étages  | 60×60             | 28,8                        | 144                                     | 216                  |
| 4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étages | 55×55             | 24,2                        | 121                                     | 181,5                |
| 7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup> et 9 <sup>eme</sup> étages | 50×50             | 20                          | 100                                     | 150                  |
| 10 <sup>eme</sup> et 11 <sup>eme</sup> étages                   | 45×45             | 16,2                        | 81                                      | 121,5                |

**a. Les armatures transversales**

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

Avec :  $V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2,5 si l'élancement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min}(10\phi, 15 \text{ cm})$
- Dans la zone courante :  $t \leq 15\phi$

Où :  $\phi$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversale minimale :  $A_t^{\min}$  en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  On interpole entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'elancement géométrique du poteau  $\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi$  minimum

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre Suffisants ( $\phi$  cheminées  $> 12$  cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### 5.1.3 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel **Sap2000** qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 5. 2** Sollicitations dans les poteaux.

| Niveau                                                       | section      | N <sub>max</sub> et M <sub>corres</sub> |          | N <sub>min</sub> et M <sub>corres</sub> |          | M <sub>max</sub> et N <sub>corres</sub> |          |
|--------------------------------------------------------------|--------------|-----------------------------------------|----------|-----------------------------------------|----------|-----------------------------------------|----------|
|                                                              |              | N (KN)                                  | M (KN.m) | N (KN)                                  | M (KN.m) | M (KN.m)                                | N (KN)   |
| <b>RDC</b>                                                   | <b>65×65</b> | 2583,939                                | 3,3902   | 658,945                                 | 8,5208   | 109,4269                                | 1181,252 |
| <b>1<sup>ere</sup>, 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup></b>   | <b>60×60</b> | 2027,675                                | -3,6239  | 465,837                                 | 35,0611  | 93,6576                                 | 639,834  |
| <b>4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup></b> | <b>55×55</b> | 1399,083                                | 2,7386   | 126,771                                 | 2,9074   | 85,0431                                 | 439,558  |
| <b>7<sup>eme</sup> et 8<sup>eme</sup> et 9<sup>eme</sup></b> | <b>50×50</b> | 809,346                                 | 13,8115  | 35,814                                  | 0,238    | -91,2123                                | 126,661  |
| <b>10<sup>eme</sup> et 11<sup>eme</sup></b>                  | <b>45×45</b> | 327,271                                 | -2,9447  | 31,695                                  | 2,0758   | 51,7958                                 | 21,83    |

### 5.1.4 Ferrailage des poteaux

#### 5.1.4.1 Armatures longitudinales

**Tableau 5. 3** Armatures longitudinales des poteaux.

| Niveau                                                            | Section      | A' <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>minRPA</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|-------------------------------------------------------------------|--------------|--------------------------------------|-------------------------------------|----------------------------------------|----------------------------------------|
| <b>RDC</b>                                                        | <b>65x65</b> | 0                                    | 0                                   | 33,8                                   | <b>4HA20+12HA16=36,7</b>               |
| <b>1<sup>ere</sup>, 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> étages</b> | <b>60x60</b> | 0                                    | 0                                   | 28,8                                   | <b>12HA14+4HA20=31,04</b>              |
| <b>4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup> étages</b> | <b>55x55</b> | 0                                    | 0                                   | 24,2                                   | <b>4HA16+12HA14=26,51</b>              |
| <b>7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup> et 9<sup>eme</sup> étages</b> | <b>50x50</b> | 0                                    | 0                                   | 20                                     | <b>4HA16+8HA14=20,36</b>               |
| <b>10<sup>eme</sup> et 11<sup>eme</sup> étages</b>                | <b>45x45</b> | 0                                    | 3,48                                | 16,2                                   | <b>12HA14=18,47</b>                    |

#### 5.1.4.2 Armatures transversales

##### ➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple de calcul le poteau du **RDC (65×65) cm<sup>2</sup>** :

Soit :

$$A_t = \frac{3,75 \times 44,079 \times 10^{-3} \times 10}{65 \times 400} \Rightarrow A_t = 0,63 \text{ cm}^2$$

✓ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40\phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

✓ **Espacement**

- Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_{l_{\min}}, 15 \text{ cm}) = \min(16 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante :  $t \leq 15\phi_{l_{\min}} = 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

✓ **Quantité d'armature minimale**

On a :  $A_t^{\min} = 0,8\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$

On a :  $\lambda_g \leq 3$ , d'où :

- Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,8\% (t \times b) = 0,8\% (10 \times 65) = 5,2 \text{ cm}^2$

- Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,8\% (t \times b) = 0,8\% (15 \times 65) = 7,8 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour 5 cadre **HA10=7,85 cm<sup>2</sup>**

#### 5.1.4.3 Résultats du calcul des armatures transversales

Les résultats de calcul des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 5. 4** Armatures transversales des poteaux.

| Niveau                                    | RDC    | 1, 2, 3 <sup>eme</sup><br>étages | 4, 5, 6 <sup>eme</sup><br>étages | 7, 8, 9 <sup>eme</sup><br>étages | 10, 11 <sup>eme</sup><br>étages |
|-------------------------------------------|--------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|
| <b>Section du poteau (cm<sup>2</sup>)</b> | 65×65  | 60×60                            | 55×55                            | 50×50                            | 45×45                           |
| $\phi_{l_{\max}} (cm)$                    | 2      | 1,6                              | 1,6                              | 1,6                              | 1,4                             |
| $\phi_{l_{\min}} (cm)$                    | 1,6    | 1,4                              | 1,4                              | 1,4                              | 1,4                             |
| $L_0 (cm)$                                | 266    | 266                              | 266                              | 266                              | 266                             |
| $L_f (cm)$                                | 186,2  | 186,2                            | 186,2                            | 186,2                            | 186,2                           |
| $\lambda_g$                               | 2,86   | 3,1                              | 3,38                             | 3,72                             | 4,13                            |
| $\rho_a$                                  | 3,75   | 3,75                             | 3,75                             | 3,75                             | 3,75                            |
| $V_U (KN)$                                | 44,079 | 47,461                           | 32,188                           | 33,517                           | 22,713                          |
| $L_r (cm)$                                | 80     | 64                               | 64                               | 64                               | 56                              |
| $S_t$ zone nodale (cm)                    | 10     | 10                               | 10                               | 10                               | 10                              |
| $S_t$ zone courante (cm)                  | 15     | 15                               | 15                               | 15                               | 15                              |
| $A^t (cm^2)$                              | 0,63   | 0,74                             | 0,54                             | 0,62                             | 0,47                            |
| $A^t_{\min} (cm^2)$ z.nodale              | 5,2    | 3                                | 2,75                             | 2,5                              | 2,25                            |
| $A^t_{\min} (cm^2)$ z.courante            | 7,8    | 4,5                              | 4,12                             | 3,75                             | 3,37                            |

|                                                        |                       |                       |                       |                       |                       |
|--------------------------------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| <b>A<sup>t</sup><sub>adopté</sub> (cm<sup>2</sup>)</b> | 2,51                  | 1,51                  | 1,51                  | 1,51                  | 1,51                  |
| <b>Nombre des cadres</b>                               | <b>5Cadre<br/>HA8</b> | <b>3Cadre<br/>HA8</b> | <b>3Cadre<br/>HA8</b> | <b>3Cadre<br/>HA8</b> | <b>3Cadre<br/>HA8</b> |

Conformément aux règles du **RPA 99/version2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\left( \phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max} \right). \text{ Ce qui est vérifiée dans ce cas.}$$

#### 5.1.4.4 Vérifications nécessaires

##### ➤ Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement)

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement, et donné selon la formule suivante :

$$N_{ul} = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

Avec :  $\alpha$  : Coefficient fonction de l'élancement  $\lambda$

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

Telle que :  $\lambda = \frac{I_f}{i}$

-  $I_f$  : Longueur de flambement ( $0,7 \times l_0$ )

-  $i$  : Rayon de giration  $i = \left( \frac{I}{A} \right)^{\frac{1}{2}} = \left( \frac{b \times h^3}{12bh} \right)^{\frac{1}{2}} = \left( \frac{h^2}{12} \right)^{\frac{1}{2}}$

-  $B_r$  : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

-  $A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$Nd = 2583,93 \text{ KN}$$

$$lf = 1,862 \text{ m} \rightarrow \lambda = 9,95 < 50 \rightarrow \alpha = 0,85/1,016 = 0,83$$

$$Br = (0,65 - 0,02) \times (0,65 - 0,02) = 0,396 \text{ m}^2.$$

$$N_u = 0,83 \times \frac{0,396 \times 25}{0,9 \times 1,15} + \frac{36,7 \times 10^{-3} \times 400}{1} = 20414,51 \text{ KN}$$

$$Nd = 2,583 \text{ MN} < 20,414 \text{ MN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement}$$

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de cette structure sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau 5. 5** Vérification au flambement des poteaux.

| Niveau                 | L <sub>0</sub><br>(m) | L <sub>f</sub><br>(m) | I(m <sup>4</sup> )<br>×10 <sup>-2</sup> | i(m)  | λ     | α    | As<br>(cm <sup>2</sup> ) | Br<br>(m <sup>2</sup> ) | Nu<br>(KN) | Nu <sup>max</sup><br>(KN) |
|------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------------------------|-------|-------|------|--------------------------|-------------------------|------------|---------------------------|
| RDC                    | 2,66                  | 1,86                  | 1,48                                    | 0,187 | 9,95  | 0,83 | 36,7                     | 0,396                   | 20414,51   | 2583,93                   |
| 1, 2, 3 <sup>ème</sup> | 2,66                  | 1,86                  | 1,08                                    | 0,173 | 10,76 | 0,83 | 30,29                    | 0,336                   | 16800,53   | 2027,675                  |
| 4, 5, 6 <sup>ème</sup> | 2,66                  | 1,86                  | 0,76                                    | 0,158 | 11,77 | 0,83 | 26,51                    | 0,280                   | 11970,85   | 1399,083                  |
| 7, 8, 9 <sup>ème</sup> | 2,66                  | 1,86                  | 0,52                                    | 0,144 | 12,93 | 0,82 | 20,36                    | 0,230                   | 9305,69    | 809,346                   |
| 10, 11 <sup>ème</sup>  | 2,66                  | 1,86                  | 0,34                                    | 0,129 | 14,43 | 0,82 | 18,47                    | 0,184                   | 8075,70    | 327,271                   |

On remarque bien que  $N_{\max} < N_{ul}$  pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

#### ➤ Vérification des contraintes de compression

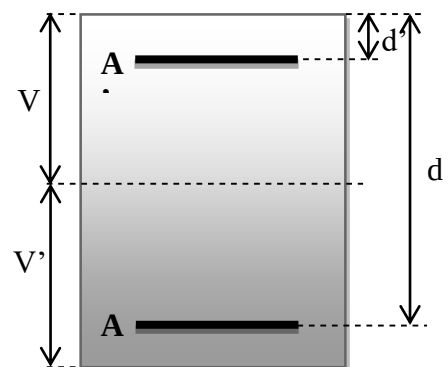
Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{B} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{B} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$



$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{B} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A' (V - d')^2 + 15A (d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 5. 6** Vérification des contraintes dans le béton.

| Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | d<br>(cm) | A (cm <sup>2</sup> ) | V (cm) | V'<br>(cm) | I <sub>yy'</sub> (m <sup>4</sup> ) | N <sub>ser</sub><br>(KN) | M <sub>ser</sub><br>(KN.m) | σ <sub>bc</sub><br>(MPa) | Observation |
|-------------------------------|-----------|----------------------|--------|------------|------------------------------------|--------------------------|----------------------------|--------------------------|-------------|
| 65×65                         | 60        | 36,7                 | 32,5   | 32,5       | 0,0159                             | 1249,235                 | 26,99                      | 3,41                     | Vérifier    |
| 60×60                         | 55        | 30,29                | 30     | 30         | 0,0116                             | 1028,996                 | 20,482                     | 3,28                     | Vérifier    |
| 55×55                         | 50        | 26,51                | 27,5   | 27,5       | 0,0083                             | 1017,908                 | 1,7027                     | 3,27                     | Vérifier    |
| 50×50                         | 45        | 20,36                | 25     | 25         | 0,0057                             | 590,921                  | 10,04                      | 2,67                     | Vérifier    |
| 45×45                         | 40        | 18,47                | 22,5   | 22,5       | 0,0038                             | 239,302                  | 2,6163                     | 1,26                     | Vérifier    |

➤ **Vérification aux sollicitations tangentielles**

Selon le **RPA99/version2003 (Article 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau}_{bu}$$

D'où, on doit avoir :

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 5. 7** Vérification des contraintes tangentielles

| Niveau                 | section | $L_f(m)$ | $\lambda g$ | $\rho_d$ | d(m) | Vu (KN) | $\tau$ (MPa) | $\bar{\tau}$ (MPa) | Observation |
|------------------------|---------|----------|-------------|----------|------|---------|--------------|--------------------|-------------|
| RDC                    | 65×65   | 1,86     | 2,86        | 0,04     | 0,60 | 44,097  | 0,113        | 1                  | vérifier    |
| 1, 2, 3 <sup>ème</sup> | 60×60   | 1,86     | 3,1         | 0,04     | 0,55 | 47,461  | 0,143        | 1                  | vérifier    |
| 4, 5, 6 <sup>ème</sup> | 55×55   | 1,86     | 3,38        | 0,04     | 0,50 | 32,188  | 0,117        | 1                  | vérifier    |
| 7, 8, 9 <sup>ème</sup> | 50×50   | 1,86     | 3,72        | 0,04     | 0,45 | 33,517  | 0,148        | 1                  | vérifier    |
| 10, 11 <sup>ème</sup>  | 45×45   | 1,86     | 4,13        | 0,04     | 0,40 | 22,713  | 0,126        | 1                  | vérifier    |

#### 5.1.4.5 Disposition constructive des poteaux

- Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \times \emptyset :$$

$$\emptyset = 20mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 2 = 80cm$$

On adopte  $L_r = 80cm$

$$\emptyset = 16mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 1,6 = 64cm$$

On adopte  $L_r = 64cm$

$$\emptyset = 12mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 1,2 = 56cm$$

On adopte  $L_r = 56cm$

- Détermination de la zone nodale

La détermination de la zone nodale est nécessaire car à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit qu'est constitué par le nœud poteau poutre.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles.

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; h_1 ; b_1 ; 60cm\right)$$

$$L' = 2h$$

$h_e$  : Hauteur de chaque poteau

- Poteau RDC

$$L' = 2 \times 40 = 80cm$$

$$h' = \max(51 ; 65 ; 65 ; 60) = 65cm$$

- Poteau 1<sup>ère</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

$$h' = \max(51 ; 60 ; 60 ; 60) = 60 \text{ cm}$$

- Poteau 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup>, 10<sup>ème</sup>, 11<sup>ème</sup>

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} ; \quad h' = 60 \text{ cm}$$

### 5.1.5 Schéma de ferrailage des poteaux

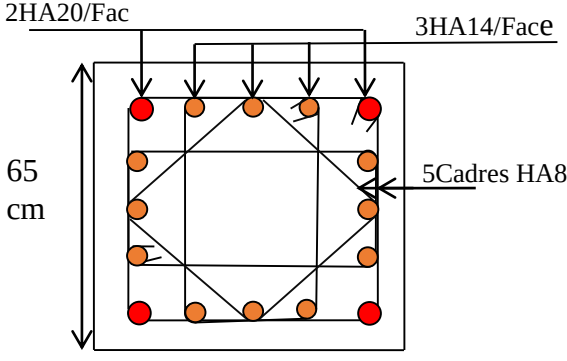
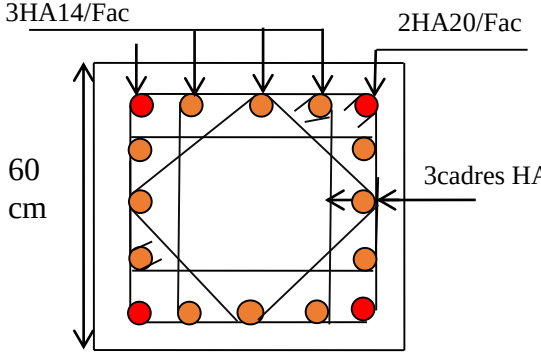
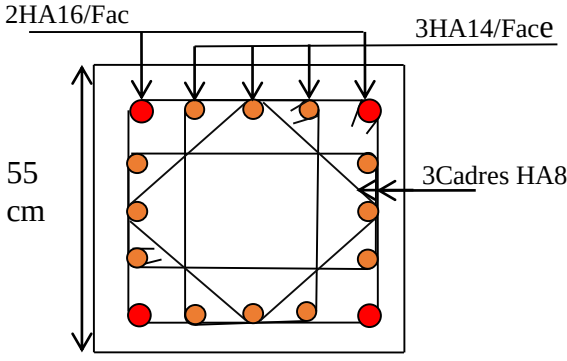
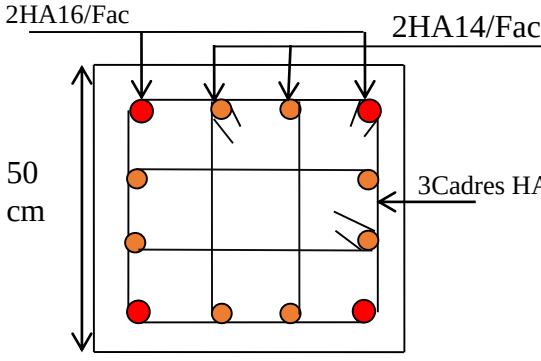
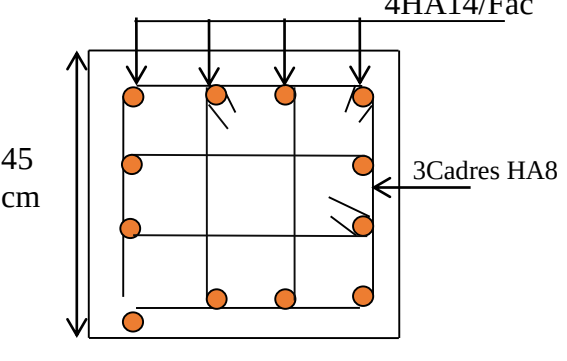
|                                                                                                  |                                                                                                   |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------|
|  <p>65 cm</p>   |  <p>60 cm</p>   |
| <b>Poteau (65×65)</b>                                                                            | <b>Poteau (60×60)</b>                                                                             |
|  <p>55 cm</p> |  <p>50 cm</p> |
| <b>Poteau (55×55)</b>                                                                            | <b>Poteau (50×50)</b>                                                                             |
|  <p>45 cm</p> |                                                                                                   |
| <b>Poteau (45×45)</b>                                                                            |                                                                                                   |

Figure 5. 2schéma de ferrailage des poteaux

## 5.2 Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales (30×40) qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires (30×35) qui assurent le chaînage.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **SAP2000**, **version 19** combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/version2003** suivantes :

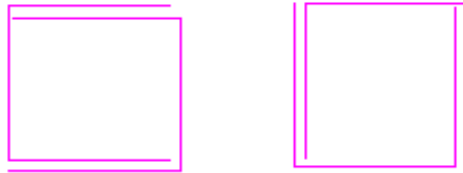
- \* 1.35G+1.5Q
- \* G+Q
- \* G+Q+E
- \* G+Q-E
- \* 0.8G+E
- \* 0.8G-E

### 5.2.1 Les recommandations du RPA99/version2003

#### a. Les armatures longitudinales

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de  $0,5\% \times b \times h$  en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - \*  $4\% \times b \times h$  En zone courante.
  - \*  $6\% \times b \times h$  En zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
- ✓  $40\phi_{\max}$  en zone IIa avec :  $\phi_{\max}$  : est le diamètre maximale utilisé.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la *Figure V.4*, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.

- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.
- **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale**



**Figure 5.3** *superposés (avec alternance dans l'orientation)*

#### **b. Les armatures transversales**

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0,003 \times S \times b$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires, minimum de :  $S \leq \min (h/4 ; 12 \phi_l)$
  - En dehors de la zone nodale,  $S \leq h/2$   
Avec : h : La hauteur de la poutre
- ✓ La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

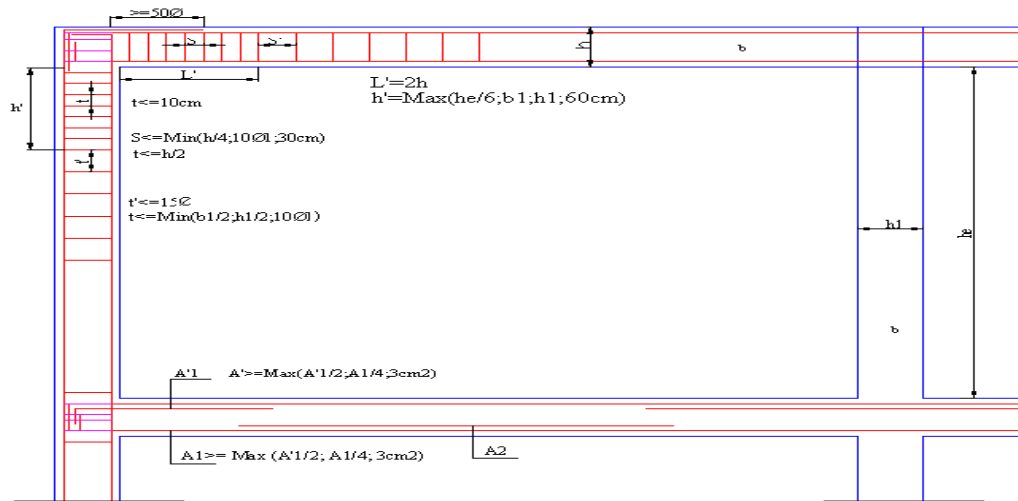


Figure 5.4 disposition constructive des armatures dans un portique.

### 5.2.2 Les sections minimales et maximales préconisées par le RPA99V2003

Tableau 5. 8 Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99.

| Type de poutres | Section (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) |                      |
|-----------------|----------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------|
|                 |                            |                                     | zone courante                       | zone de recouvrement |
| Principale      | 30×40                      | 6,00                                | 48                                  | 72                   |
| Secondaire      | 30×35                      | 5,25                                | 42                                  | 63                   |

### 5.2.3 Sollicitations de calculs

Tableau 5. 9 Les sollicitations les plus défavorables.

| Niveau                                                        | Poutre principale             |                               |           | Poutre secondaire             |                               |           |
|---------------------------------------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-----------|-------------------------------|-------------------------------|-----------|
|                                                               | M <sub>travee</sub><br>(KN.m) | M <sub>appuis</sub><br>(KN.m) | V<br>(KN) | M <sub>travee</sub><br>(KN.m) | M <sub>appuis</sub><br>(KN.m) | V<br>(KN) |
| RDC                                                           | 117,087                       | -129,012                      | 180,12    | 87,813                        | -101,64                       | 116,76    |
| 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étages | 101,977                       | -123,081                      | 165,30    | 63,019                        | -86,841                       | 97,42     |
| 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages | 81,917                        | -107,43                       | 145,10    | 52,587                        | -74,73                        | 73,79     |
| 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étages | 66,372                        | -90,071                       | 122,64    | 49,479                        | -61,761                       | 51,34     |
| 10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup> étages                  | 59,425                        | -71,761                       | 81,715    | 39,943                        | -42,460                       | 42,40     |

## 5.2.4. Ferrailage des poutres

## a. Armatures longitudinales

Tableau 5. 10 Armatures longitudinales des poutres.

| Niveau                                                        | Type de poutre | Section | Localisation | $A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) |
|---------------------------------------------------------------|----------------|---------|--------------|------------------------------|------------------------------|-------------------------------|
| RDC                                                           | Principales    | 30×40   | Appuis       | 11,48                        | 6,00                         | 6HA16=12,06                   |
|                                                               |                |         | travées      | 10,26                        |                              | 3HA16+3HA14=10,65             |
|                                                               | Secondaires    | 30×35   | Appuis       | 8,81                         | 5,25                         | 6HA14=9,24                    |
|                                                               |                |         | travées      | 7,49                         |                              | 3HA14+3HA12=8,01              |
| 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étages | Principales    | 30×40   | Appuis       | 10,87                        | 6,00                         | 6HA16=12,06                   |
|                                                               |                |         | travées      | 8,68                         |                              | 6HA14=9,24                    |
|                                                               | Secondaires    | 30×35   | Appuis       | 7,40                         | 5,25                         | 3HA14+3HA12=8,01              |
|                                                               |                |         | travées      | 5,23                         |                              | 6HA12=6,79                    |
| 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages | Principales    | 30×40   | Appuis       | 9,30                         | 6,00                         | 3HA16+3HA14=10,65             |
|                                                               |                |         | travées      | 6,89                         |                              | 3HA14+3HA12=8,01              |
|                                                               | Secondaires    | 30×35   | Appuis       | 6,28                         | 5,25                         | 6HA12=6,79                    |
|                                                               |                |         | travées      | 4,31                         |                              | 6HA12=6,79                    |
| 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étages | Principales    | 30×40   | Appuis       | 7,64                         | 6,00                         | 3HA14+3HA12=8,01              |
|                                                               |                |         | travées      | 5,49                         |                              | 6HA12=6,79                    |
|                                                               | Secondaires    | 30×35   | Appuis       | 5,12                         | 5,25                         | 6HA12=6,79                    |
|                                                               |                |         | travées      | 4,05                         |                              | 6HA12=6,79                    |
| 10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup> étages                  | Principales    | 30×40   | Appuis       | 5,97                         | 6,00                         | 6HA12=6,79                    |
|                                                               |                |         | travées      | 4,88                         |                              | 6HA12=6,79                    |
|                                                               | Secondaires    | 30×35   | Appuis       | 3,45                         | 5,25                         | 6HA12=6,79                    |
|                                                               |                |         | travées      | 3,23                         |                              | 6HA12=6,79                    |

## ➤ Longueur de recouvrement

Soit la  $L_r$  longueur de recouvrement Telle que :  $l_r \geq 40\phi$

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 1,6 = 64cm$$

On adopte  $L_r = 64cm$

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 1,4 = 56cm$$

On adopte  $L_r = 56cm$

$$\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$$

On adopte  $L_r = 48\text{cm}$

### b. Armatures transversales

#### ➤ Diamètre des armatures transversales

Soit  $\phi$  le diamètre des armatures transversales

Telle que : 
$$\phi_t \leq \min\left(\phi ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right)$$

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

#### ✓ Poutres principales

$$\phi \leq \min\left(14 ; \frac{450}{35} ; \frac{400}{10}\right) = \min(14; 12,85; 40)$$

$$\phi \leq \min\left(12 ; \frac{400}{35} ; \frac{300}{10}\right) = \min(12 ; 11,42 ; 30)$$

Donc on prend  $\phi_t = 10\text{mm}$

#### ✓ Poutres secondaires

$$\phi \leq \min\left(12 ; \frac{350}{35} ; \frac{300}{10}\right) = \min(12 ; 10 ; 30)$$

Donc on prend  $\phi_t = 10\text{mm}$

On prend 4T10 = 3,14cm<sup>2</sup> (un cadre et un étrier) pour les poutres principales et les poutres secondaires.

#### ➤ Espacement des armatures transversales

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le **RPA99/version 2003 (art 7.5.2.2)**.

➤ **Zone nodale** :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{l\min}\right)$

#### ✓ Poutres principales :

$$S_t \leq \min(10 ; 14,4)$$

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

#### ✓ Poutres secondaires :

$$S_t \leq \min(8,75 ; 14,4) \quad \text{Soit : } S_t = 8 \text{ cm}$$

➤ **Zone courante** :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

#### ✓ Poutres principales :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20, \text{ Soit } S_t = 15\text{cm}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \Rightarrow S_t \leq 17,5, \text{ Soit } S_t = 15\text{cm}$$

➤ **Section minimal d'armatures transversales**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8\text{cm}^2 \Rightarrow \text{pour les poutres principales}$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57\text{cm}^2 \Rightarrow \text{pour les poutres secondaires.}$$

$$A_t = 3,14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1,8\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée pour toutes les poutres.}$$

✓ **Poutres principales :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_t = 3,14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1,35\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée pour toutes les poutres.}$$

**c. Vérification à l'ELU**

- **Condition de non fragilité**

✓ **Poutres principales :**

$$A_t = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,59\text{cm}^2$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$A_t = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,38\text{cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

**d. Vérification des contraintes tangentielles**

▪ **Vérification de l'effort tranchant :** 
$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Fissuration peu nuisible :  $\bar{\tau}_{bu} = \min(0,13 f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$

**Tableau 5. 11** Vérification de l'effort tranchant

| Poutres             | Vu<br>(KN) | $\tau_{bu}$<br>(MPa) | Observation |
|---------------------|------------|----------------------|-------------|
| Poutres principales | 180,12     | 1,62                 | Vérifiée    |
| Poutres secondaires | 116,76     | 1,21                 | Vérifiée    |

$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

✓ en appui de rives :  $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

✓ en appui intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 5. 12** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

| Poutres     | A <sub>l</sub><br>(cm)<br>Appui | V <sub>u</sub><br>(KN) | M <sub>a</sub><br>(KN.m) | $\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Observation |
|-------------|---------------------------------|------------------------|--------------------------|---------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|-------------|
| Principale  | 12,06                           | 180,12                 | 129,012                  | 5,17                                                    | -5,95                                                                                | Vérifiée    |
| Secondaires | 9,24                            | 116,76                 | 101,64                   | 3,35                                                    | -6,78                                                                                | Vérifiée    |

**e. Vérification à l'ELS**

• **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• **État limite de compression du béton**

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

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

Calcul de y: 
$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

**Calcul de I:**

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 5. 13** Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.

| poutres     | Elément | $M_{ser}$<br>(KN.m) | y(cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ |
|-------------|---------|---------------------|-------|----------------------|------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| principales | Appui   | 97,673              | 17,27 | 162142               | 10,4                   | 15                           | vérifiée                          |
|             | Travée  | 64,577              | 16,48 | 148799               | 7,2                    | 15                           | vérifiée                          |
| Secondaires | Appui   | 69,186              | 15,61 | 134563               | 8                      | 15                           | vérifiée                          |
|             | Travée  | 29,912              | 14,77 | 121309               | 3,6                    | 15                           | vérifiée                          |

• **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

✓ **Poutres principales**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{40}{460} = 0,086 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{h}{L} = 0,086 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,033$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{12,06 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,37} = 0,0101 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{35}{395} = 0,088 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{h}{L} = 0,088 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,033$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{9,24 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,32} = 0,0096 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

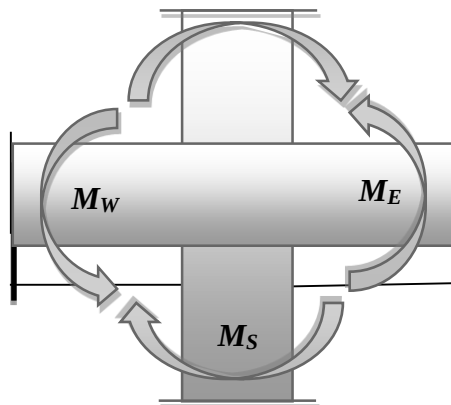
### 5.2.5 Vérification des zones nodales

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, que sont les nœuds, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majoration de 1,25, c.à.d. : ça consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|) \quad \text{RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.



**Figure 5. 5** Les moments dans zone nodale.

#### 5.2.5.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres

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

Telle que :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0,85 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 5. 14** Moment résistant dans les poteaux.

| Section (cm <sup>2</sup> ) | Z (cm) | A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> ) | M <sub>R</sub> (KN.m) |
|----------------------------|--------|-----------------------------------|-----------------------|
| 65 × 65                    | 55,25  | 36,7                              | 705,630               |
| 60 × 60                    | 51,00  | 30,29                             | 573,586               |
| 55 × 55                    | 46,75  | 26,51                             | 431,291               |
| 50 × 50                    | 42,5   | 20,36                             | 301,124               |
| 45 × 45                    | 38,25  | 18,47                             | 245,854               |

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 5. 15** Moment résistant dans les poutres.

| Niveaux                                                       | Section (cm <sup>2</sup> ) | Z (cm) | A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> ) | M <sub>R</sub> (KN.m) |
|---------------------------------------------------------------|----------------------------|--------|-----------------------------------|-----------------------|
| RDC                                                           | P.P (30 × 40)              | 34     | 12,06                             | 142,693               |
|                                                               | P.S (30 × 35)              | 29,75  | 9,24                              | 95,661                |
| 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étages | P.P (30 × 40)              | 34     | 12,06                             | 142,693               |
|                                                               | P.S (30 × 35)              | 29,75  | 8,01                              | 82,927                |
| 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages | P.P (30 × 40)              | 34     | 10,65                             | 126,010               |
|                                                               | P.S (30 × 35)              | 29,75  | 6,79                              | 70,296                |
| 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étages | P.P (30 × 40)              | 34     | 8,01                              | 94,774                |
|                                                               | P.S (30 × 35)              | 29,75  | 6,79                              | 70,296                |
| 10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup> étages                  | P.P (30 × 40)              | 34     | 6,79                              | 80,339                |
|                                                               | P.S (30 × 35)              | 29,75  | 6,79                              | 70,296                |

#### 5.2.5.2 Vérification

Les résultats des vérifications de la condition  $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$  sont donnés dans le tableau suivant :

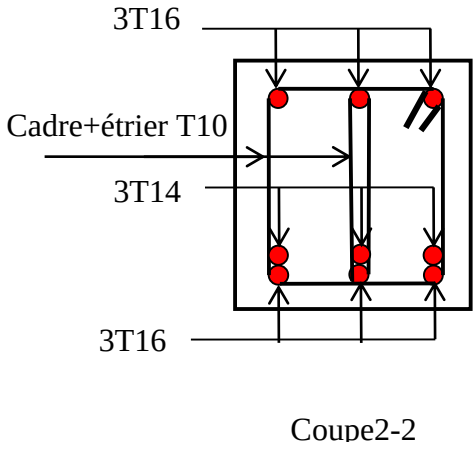
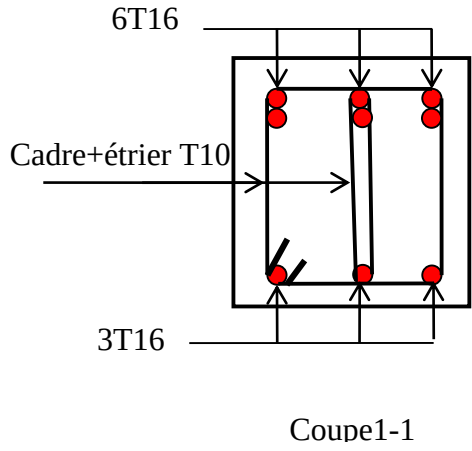
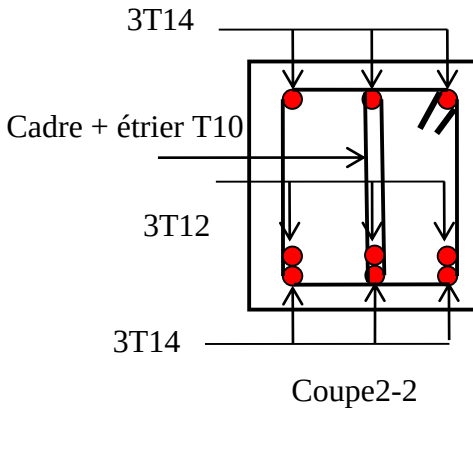
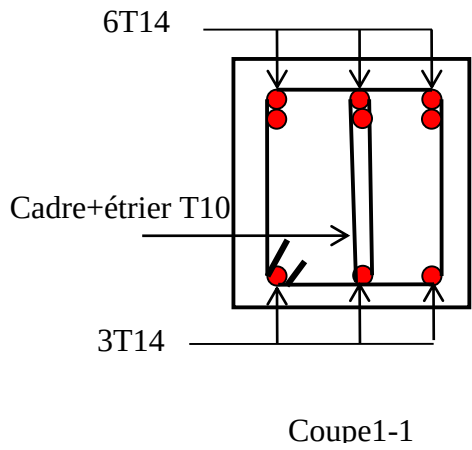
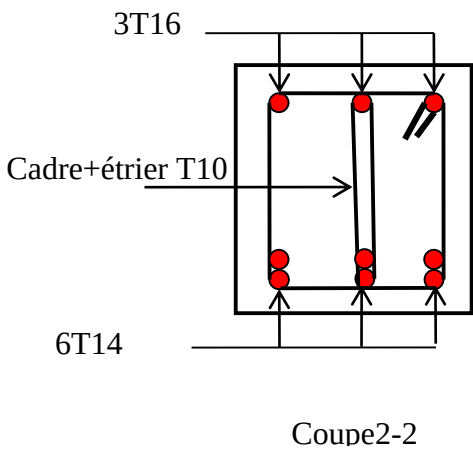
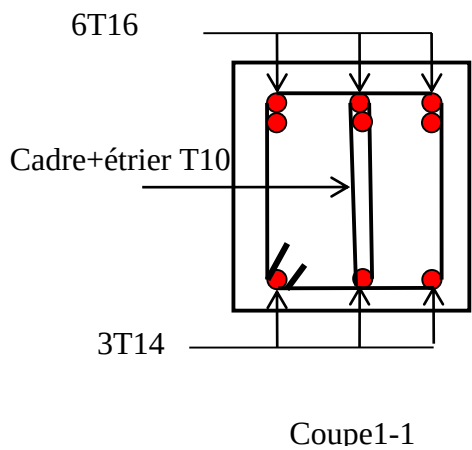
**Tableau 5. 16** Vérification de la zone nodale.

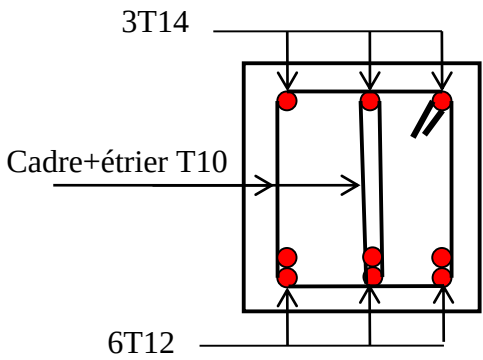
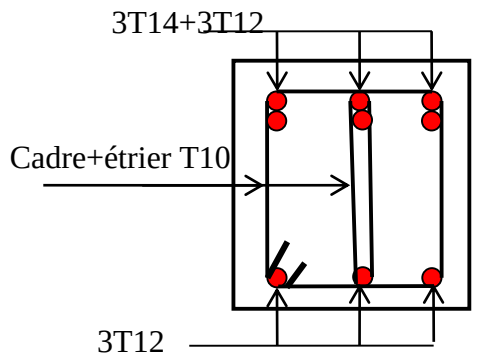
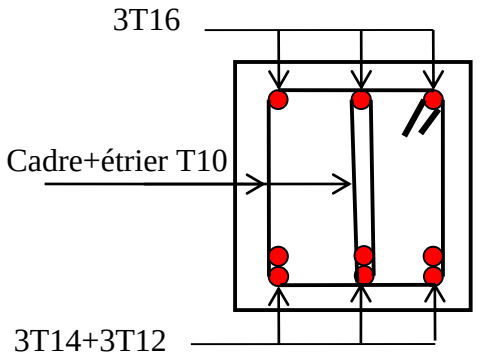
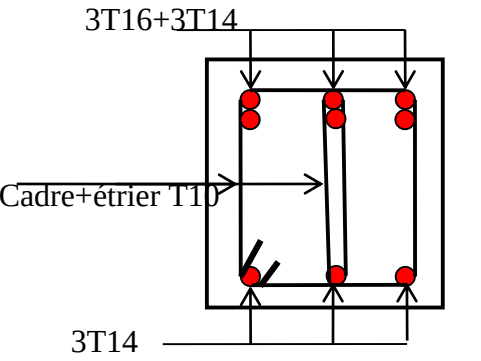
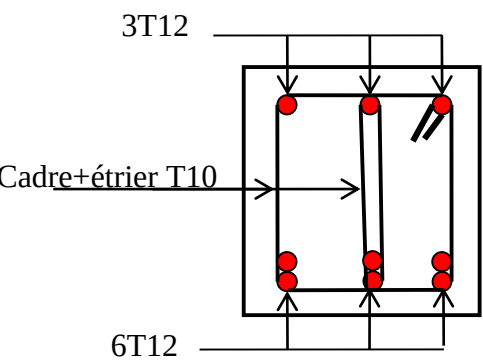
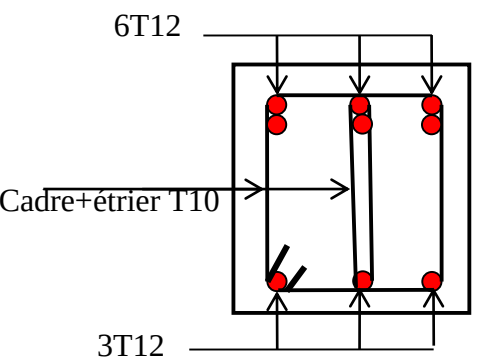
| Niveaux | plan | M <sub>N</sub><br>(KN.m) | M <sub>S</sub><br>(KN.m) | M <sub>w</sub> =<br>M <sub>E</sub><br>(KN.m) | M <sub>N</sub> +M <sub>S</sub><br>(KN.m) | 1.25(M <sub>w</sub> +M <sub>E</sub> )<br>(KN.m) | Vérification |
|---------|------|--------------------------|--------------------------|----------------------------------------------|------------------------------------------|-------------------------------------------------|--------------|
| R D C   | PP   | 705,630                  | 705,630                  | 142,693                                      | 1411,26                                  | 356,73                                          | Vérifier     |

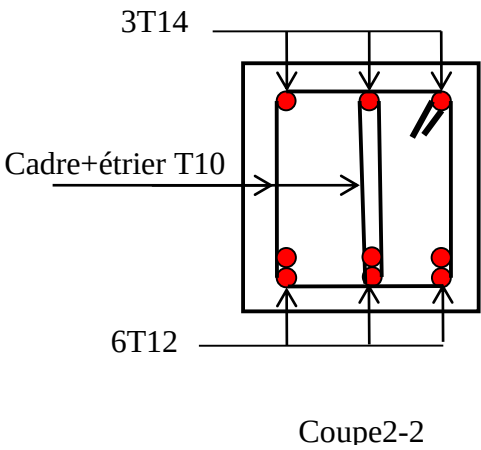
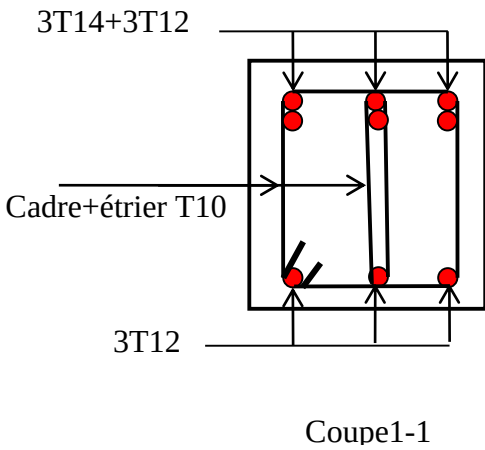
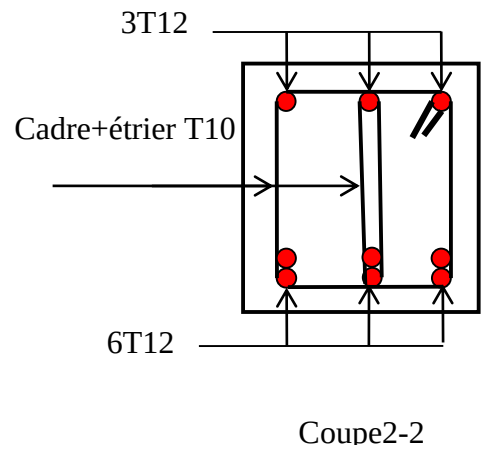
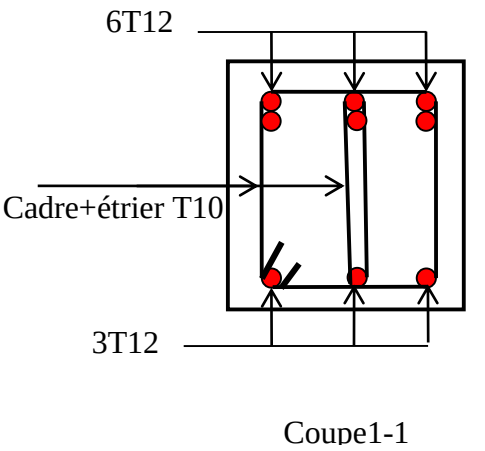
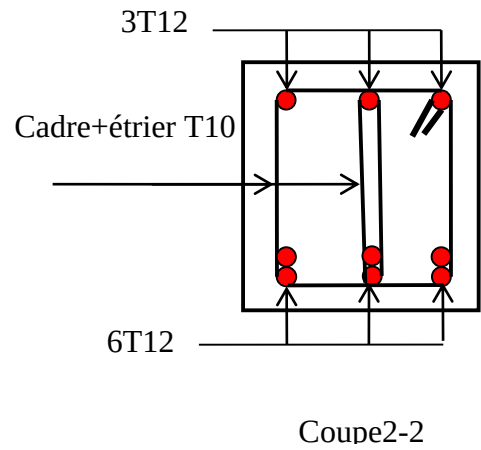
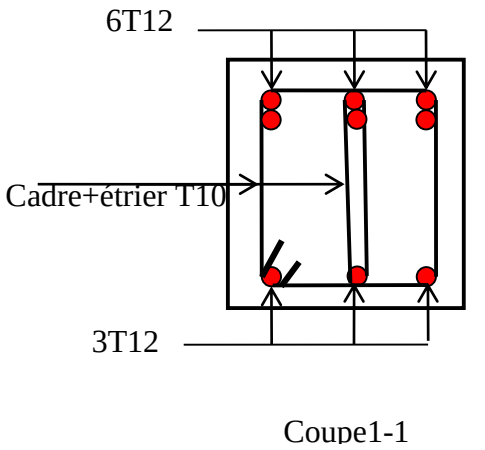
|                         |    |         |         |         |         |        |                 |
|-------------------------|----|---------|---------|---------|---------|--------|-----------------|
|                         | PS |         |         | 95,661  |         | 239,15 | <b>Vérifier</b> |
| 1 <sup>ère</sup> étage  | PP | 573,586 | 573,586 | 142,693 | 1147,17 | 356,73 | <b>Vérifier</b> |
|                         | PS |         |         | 82,927  |         | 207,31 | <b>Vérifier</b> |
| 2 <sup>ème</sup> étage  | PP | 573,586 | 573,586 | 142,693 | 1147,17 | 356,73 | <b>Vérifier</b> |
|                         | PS |         |         | 82,927  |         | 207,31 | <b>Vérifier</b> |
| 3 <sup>ème</sup> étage  | PP | 573,586 | 573,586 | 142,693 | 1147,17 | 356,73 | <b>Vérifier</b> |
|                         | PS |         |         | 82,927  |         | 207,31 | <b>Vérifier</b> |
| 4 <sup>ème</sup> étage  | PP | 431,291 | 431,291 | 126,010 | 862,58  | 315,02 | <b>Vérifier</b> |
|                         | PS |         |         | 70,296  |         | 175,74 | <b>Vérifier</b> |
| 5 <sup>ème</sup> étage  | PP | 431,291 | 431,291 | 126,010 | 862,58  | 315,02 | <b>Vérifier</b> |
|                         | PS |         |         | 70,296  |         | 175,74 | <b>Vérifier</b> |
| 6 <sup>ème</sup> étage  | PP | 431,291 | 431,291 | 126,010 | 862,58  | 315,02 | <b>Vérifier</b> |
|                         | PS |         |         | 70,296  |         | 175,74 | <b>Vérifier</b> |
| 7 <sup>ème</sup> étage  | PP | 301,124 | 301,124 | 94,774  | 602,24  | 236,93 | <b>Vérifier</b> |
|                         | PS |         |         | 70,296  |         | 175,74 | <b>Vérifier</b> |
| 8 <sup>ème</sup> étage  | PP | 301,124 | 301,124 | 94,774  | 602,24  | 236,93 | <b>Vérifier</b> |
|                         | PS |         |         | 70,296  |         | 175,74 | <b>Vérifier</b> |
| 9 <sup>ème</sup> étage  | PP | 301,124 | 301,124 | 94,774  | 602,24  | 236,93 | <b>Vérifier</b> |
|                         | PS |         |         | 70,296  |         | 175,74 | <b>Vérifier</b> |
| 10 <sup>ème</sup> étage | PP | 245,854 | 245,854 | 80,339  | 491,70  | 200,84 | <b>Vérifier</b> |
|                         | PS |         |         | 70,296  |         | 175,74 | <b>Vérifier</b> |
| 11 <sup>ème</sup> étage | PP | 245,854 | 245,854 | 80,339  | 491,70  | 200,84 | <b>Vérifier</b> |
|                         | PS |         |         | 70,296  |         | 175,74 | <b>Vérifier</b> |

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres , donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

Tableau 5. 17 ferrailage des poutres

| Niveau                                                        | Poutre                    | Schéma de ferrailage des poutres                                                                    |                                                                                                      |
|---------------------------------------------------------------|---------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|                                                               |                           | En travée                                                                                           | En appuis                                                                                            |
| RDC                                                           | Poutre Principale (30*40) |  <p>Coupe2-2</p>   |  <p>Coupe1-1</p>   |
|                                                               | Poutre Secondaire (30*35) |  <p>Coupe2-2</p>  |  <p>Coupe1-1</p>  |
| 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étages | Poutre Principale (30*40) |  <p>Coupe2-2</p> |  <p>Coupe1-1</p> |

|                                                               |                           |                                                                                                     |                                                                                                      |
|---------------------------------------------------------------|---------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages | Poutre Secondaire (30*35) |  <p>Coupe2-2</p>   |  <p>Coupe1-1</p>   |
|                                                               |                           |                                                                                                     |                                                                                                      |
|                                                               | Poutre Principale (30*40) |  <p>Coupe2-2</p>  |  <p>Coupe1-1</p>  |
|                                                               |                           |                                                                                                     |                                                                                                      |
|                                                               | Poutre Secondaire (30*35) |  <p>Coupe2-2</p> |  <p>Coupe1-1</p> |
|                                                               |                           |                                                                                                     |                                                                                                      |

|                                                               |                           |                                                                                                     |                                                                                                      |
|---------------------------------------------------------------|---------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étages | Poutre Principale (30*40) |  <p>Coupe2-2</p>   |  <p>Coupe1-1</p>   |
|                                                               | Poutre Secondaire (30*35) |  <p>Coupe2-2</p>  |  <p>Coupe1-1</p>  |
| 10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup> étages                  | Poutre Principale (30*40) |  <p>Coupe2-2</p> |  <p>Coupe1-1</p> |

### 5.3 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 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles 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).

Un voile travaille comme une console encastré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

✓ Voiles élancés :  $\frac{h}{l} > 1.5$

✓ Voiles courts :  $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferraillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- \* 1,35G+1,5Q
- \* G+Q
- \* G+Q+E
- \* G+Q-E
- \* 0,8G+E
- \* 0,8G-E

### 5.3.1 Recommandation du RPA 99/version2003

#### a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$  avec  $L_t$  : longueur de la zone tendue ;  $e$  : épaisseur du voile
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{l}{10}$  de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

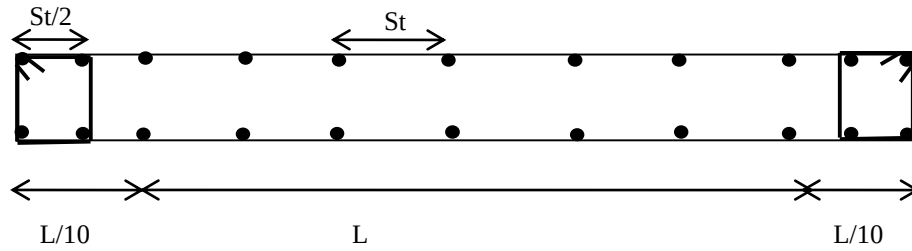


Figure 5. 6 Disposition des armatures dans les voiles.

**b) Les armatures horizontales**

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur  $10 \times \phi$

**c) Les armatures transversales**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingle par  $1\text{m}^2$  au moins.

**d) Les armatures de coutures**

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1,4V_u$$

**e) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)**

➤ Le pourcentage minimal d'armatures est de :

✓  $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$  dans la zone extrême de voile.

✓  $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$  dans la zone courante du voile.

➤ Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

➤ L'espacement  $S_t = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$  avec  $a$  : épaisseur du voile.

➤ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par  $\text{m}^2$ .

➤ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

✓  $40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

✓  $20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

## V.3.3 Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles

- Sens x-x

- $V_{x1}$

**Tableau 5. 18** Sollicitation maximale dans le voile  $v_{x1} = 1,2m$  à tous les niveaux.

| Niveau                                                                           | $N_{max} \rightarrow M_{cor}$ |         | $M_{max} \rightarrow N_{cor}$ |        | $N_{min} \rightarrow M_{cor}$ |           | $V_d(KN)$ |
|----------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------|---------|-------------------------------|--------|-------------------------------|-----------|-----------|
|                                                                                  | N(KN)                         | M(KN.m) | M(KN.m)                       | N(KN)  | N(KN)                         | M(KN.m)   |           |
| RDC                                                                              | 488,768                       | 80,5022 | -91,5127                      | 138,22 | 54,618                        | -89,3806  | 51,175    |
| 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage                     | 409,695                       | 94,9307 | -146,3619                     | -6,5   | -60,737                       | -139,0954 | 37,616    |
| 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage | 277,868                       | 1,5061  | 57,1093                       | 217,15 | 79,897                        | -52,775   | 51,692    |

- $V_{x2}$

- **Tableau 5. 19** Sollicitation maximale dans le voile  $v_{x2} = 1,2m$  à tous les niveaux.

| Niveau                                                       | $N_{max} \rightarrow M_{cor}$ |          | $M_{max} \rightarrow N_{cor}$ |          | $N_{min} \rightarrow M_{cor}$ |           | $V_d(KN)$ |
|--------------------------------------------------------------|-------------------------------|----------|-------------------------------|----------|-------------------------------|-----------|-----------|
|                                                              | N(KN)                         | M(KN.m)  | M(KN.m)                       | N(KN)    | N(KN)                         | M(KN.m)   |           |
| RDC                                                          | 1176,397                      | 250,8521 | 250,8521                      | 1176,397 | 77,913                        | -243,254  | 109,421   |
| 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage | 987,677                       | 168,7731 | 168,7731                      | 987,677  | 229,871                       | -162,705  | 81,618    |
| 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage | 748,363                       | -18,3324 | -144,881                      | 447,507  | 289,38                        | -141,6319 | -95,766   |
| 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étage | 498,123                       | -27,106  | -92,8541                      | 281,606  | 171,892                       | -88,66    | -69,928   |
| 10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup> étage                  | 249,083                       | 79,0552  | -165,8929                     | 106,833  | 45,338                        | -154,3304 | -103,162  |

-  $V_{x3}, V_{x4}$

**Tableau 5. 20** Sollicitation maximale dans le voile  $V_{x3} = V_{x4} = 1,15m$  à tous les niveaux.

| Niveau                                                             | $N_{max} \rightarrow M_{cor}$ |          | $M_{max} \rightarrow N_{cor}$ |         | $N_{min} \rightarrow M_{cor}$ |           | $V_d(KN)$    |
|--------------------------------------------------------------------|-------------------------------|----------|-------------------------------|---------|-------------------------------|-----------|--------------|
|                                                                    | N(KN)                         | M(KN.m)  | M(KN.m)                       | N(KN)   | N(KN)                         | M(KN.m)   |              |
| <b>RDC</b>                                                         | 789,097                       | 204,8991 | -243,5595                     | 317,458 | 147,567                       | -236,8322 | -<br>109,065 |
| <b>1<sup>ère</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup><br/>étage</b> | 751,838                       | -38,4122 | -179,6278                     | 475,277 | 298,808                       | -25,1648  | -91,987      |
| <b>4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup><br/>étage</b> | 603,591                       | -7,4402  | -116,6484                     | 380,855 | 239,285                       | -13,179   | 69,274       |
| <b>7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup><br/>étage</b> | 395,219                       | 5,0114   | 69,4149                       | 366,852 | 123,425                       | -65,6791  | 55,16        |
| <b>10<sup>ème</sup>, 11<sup>ème</sup> étage</b>                    | 171,788                       | 40,709   | 40,709                        | 171,788 | 27,073                        | -23,2002  | 34,091       |

-  $V_{x5} = V_{x6}$

**Tableau 5. 21** Sollicitation maximale dans le voile  $V_{x5} = V_{x6} = 1m$  à tous les niveaux.

| Niveau                                                             | $N_{max} \rightarrow M_{cor}$ |          | $M_{max} \rightarrow N_{cor}$ |         | $N_{min} \rightarrow M_{cor}$ |          | $V_d(KN)$    |
|--------------------------------------------------------------------|-------------------------------|----------|-------------------------------|---------|-------------------------------|----------|--------------|
|                                                                    | N(KN)                         | M(KN.m)  | M(KN.m)                       | N(KN)   | N(KN)                         | M(KN.m)  |              |
| <b>RDC</b>                                                         | 564,498                       | 198,5995 | -223,8711                     | 198,091 | 89,598                        | -219,49  | -126,48      |
| <b>1<sup>ère</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup><br/>étage</b> | 509,443                       | -24,9469 | -218,2507                     | 339,694 | 206,282                       | -21,0303 | -<br>115,196 |
| <b>4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup><br/>étage</b> | 391,822                       | -2,7727  | -176,6265                     | 138,863 | 281,096                       | 174,2439 | -<br>114,817 |
| <b>7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup><br/>étage</b> | 254,336                       | 10,0531  | 101,322                       | 254,336 | 60,044                        | -90,4564 | 71,995       |
| <b>10<sup>ème</sup>, 11<sup>ème</sup> étage</b>                    | 132,615                       | 39,6207  | 39,6207                       | 132,615 | 0,462                         | -28,7309 | 29,226       |

- Sens y-y

- $V_{y1}$

**Tableau 5. 22** Sollicitation maximale dans le voile  $v_{y1} = 2,9m$  à tous les niveaux.

| Niveau                                                                             | $N_{max} \rightarrow M_{cor}$ |          | $M_{max} \rightarrow N_{cor}$ |         | $N_{min} \rightarrow M_{cor}$ |           | $V_d(KN)$ |
|------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------|----------|-------------------------------|---------|-------------------------------|-----------|-----------|
|                                                                                    | N(KN)                         | M(KN.m)  | M(KN.m)                       | N(KN)   | N(KN)                         | M(KN.m)   |           |
| RDC                                                                                | 1216,354                      | -24,2094 | -<br>1107,1439                | 850,612 | 550,455                       | -182,8197 | 355,27    |
| 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup><br>étage                    | 1159,081                      | 5,0022   | 1008,3797                     | 662,447 | 516,856                       | -176,711  | 338,41    |
| 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> ,<br>7 <sup>ème</sup> étage | 764,837                       | 52,428   | 567,6354                      | 606,543 | 339,056                       | -57,6378  | 273,79    |

- $V_{y2}$

**Tableau 5. 23** Sollicitation maximale dans le voile  $v_{y2} = 1,2m$  à tous les niveaux.

| Niveau                                                          | $N_{max} \rightarrow M_{cor}$ |          | $M_{max} \rightarrow N_{cor}$ |         | $N_{min} \rightarrow M_{cor}$ |           | $V_d(KN)$ |
|-----------------------------------------------------------------|-------------------------------|----------|-------------------------------|---------|-------------------------------|-----------|-----------|
|                                                                 | N(KN)                         | M(KN.m)  | M(KN.m)                       | N(KN)   | N(KN)                         | M(KN.m)   |           |
| RDC                                                             | 878,406                       | 175,5541 | -179,3847                     | 528,324 | 315,39                        | -176,4655 | 108,175   |
| 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup><br>étage | 868,884                       | -47,48   | -114,6079                     | 611,139 | 338,929                       | -30,6724  | -88,852   |
| 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup><br>étage | 699,62                        | -30,0467 | -146,0225                     | 478,201 | 280,278                       | -29,3836  | -86,15    |
| 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup><br>étage | 494,454                       | -22,3435 | -128,0328                     | 315,441 | 197,894                       | -116,0349 | -83,483   |
| 10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup> étage                     | 253,694                       | -14,998  | 164,571                       | 251,784 | 48,882                        | -85,9402  | -52,792   |

- $V_{y3}, V'_{y3}$

**Tableau 5. 24** Sollicitation maximale dans le voile  $v_{y3} = 3,2m$  niveau RDC, 9<sup>ème</sup> étage,  $V'_{y3} = 1,85m$  niveau 10<sup>ème</sup> 11<sup>ème</sup> étage

| Niveau                                                          | $N_{max} \rightarrow M_{cor}$ |           | $M_{max} \rightarrow N_{cor}$ |          | $N_{min} \rightarrow M_{cor}$ |          | $V_d(KN)$    |
|-----------------------------------------------------------------|-------------------------------|-----------|-------------------------------|----------|-------------------------------|----------|--------------|
|                                                                 | N(KN)                         | M(KN.m)   | M(KN.m)                       | N(KN)    | N(KN)                         | M(KN.m)  |              |
| RDC                                                             | 2083,442                      | -119,458  | 1392,9948                     | 1629,959 | 797,191                       | -24,9943 | 392,36       |
| 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup><br>étage | 2072,167                      | -104,7977 | 1221,3161                     | 1634,397 | 776,696                       | -51,3009 | -<br>379,825 |

|                                                                    |          |         |           |          |         |           |              |
|--------------------------------------------------------------------|----------|---------|-----------|----------|---------|-----------|--------------|
| <b>4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup><br/>étage</b> | 1617,968 | 90,987  | -832,9513 | 1095,811 | 607,895 | -102,4328 | 377,359      |
| <b>7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup><br/>étage</b> | 1017,349 | 53,2634 | -380,1569 | 676,959  | 444,033 | -118,2437 | -<br>203,401 |
| <b>10<sup>ème</sup>, 11<sup>ème</sup><br/>étage</b>                | 308,487  | 9,2741  | -162,1666 | 125,606  | 59,699  | -155,0678 | -<br>101,479 |

 $V_{y4}$ **Tableau 5. 25** Sollicitation maximale dans le voile  $v_{y4} = 1,15$  à tous les niveaux.

| Niveau                                                             | <b><math>N_{max} \rightarrow M_{cor}</math></b> |                | <b><math>M_{max} \rightarrow N_{cor}</math></b> |              | <b><math>N_{min} \rightarrow M_{cor}</math></b> |                | <b><math>V_d(KN)</math></b> |
|--------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------|----------------|-------------------------------------------------|--------------|-------------------------------------------------|----------------|-----------------------------|
|                                                                    | <b>N(KN)</b>                                    | <b>M(KN.m)</b> | <b>M(KN.m)</b>                                  | <b>N(KN)</b> | <b>N(KN)</b>                                    | <b>M(KN.m)</b> |                             |
| <b>RDC</b>                                                         | 582,838                                         | 37,4291        | 192,4873                                        | 500,305      | 237,283                                         | -146,1799      | 91,443                      |
| <b>1<sup>ère</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup><br/>étage</b> | 581,853                                         | 19,16          | 94,1304                                         | 465,467      | 229,14                                          | -13,227        | 82,058                      |
| <b>4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup><br/>étage</b> | 442,685                                         | 19,8756        | 132,9372                                        | 378,735      | 184,256                                         | -109,0632      | 63,764                      |
| <b>7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup><br/>étage</b> | 252,479                                         | 16,0762        | 94,4602                                         | 243,875      | 76,628                                          | -74,0519       | 47,406                      |

**V.4.3 Ferrailage des voiles**-  $V_{x1}$ **Tableau 5. 26** Ferrailage du voile  $v_{x1} = 1,2m$  à tous les niveaux.

| Niveau                               | RDC            | 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup><br>et 3 <sup>ème</sup> | 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup><br>et 7 <sup>ème</sup> | 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> ,<br>10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> |
|--------------------------------------|----------------|------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------|
| <b>L (cm)</b>                        | 120            | 120                                                        | 120                                                                           | /                                                                               |
| <b>e (cm)</b>                        | 15             | 15                                                         | 15                                                                            | /                                                                               |
| <b>M (KN.m)</b>                      | 80,502         | 94,9307                                                    | 1,5061                                                                        | /                                                                               |
| <b>N (KN)</b>                        | 488,76         | 409,695                                                    | 277,86                                                                        | /                                                                               |
| <b>V(KN)</b>                         | -5,117         | 37,616                                                     | 51,692                                                                        | /                                                                               |
| <b>SECTION</b>                       | <b>S. E .C</b> | <b>S. E .C</b>                                             | <b>S. E .C</b>                                                                | /                                                                               |
| <b><math>\tau_U</math> Mpa</b>       | 0,44           | 0,32                                                       | 0,18                                                                          | /                                                                               |
| <b>Av cal /face (cm<sup>2</sup>)</b> | 9,91           | 9,30                                                       | 4,04                                                                          | /                                                                               |
| <b>Av min/face (cm<sup>2</sup>)</b>  | 2,7            | 2,7                                                        | 2,7                                                                           | /                                                                               |
| <b>Av adop/face (cm<sup>2</sup>)</b> | 12.32          | 10.68                                                      | 6.28                                                                          | /                                                                               |

| N <sup>barre</sup> /face        |           | 8H14  | 4H14+4H12 | 8HA10 | / |
|---------------------------------|-----------|-------|-----------|-------|---|
| S <sub>t</sub><br>(cm)          | extrémité | 15    | 15        | 15    | / |
|                                 | Milieu    | 15    | 15        | 15    | / |
| Ah cal/face (cm <sup>2</sup> )  |           | 0,041 | 0,30      | 0,41  | / |
| Ah min/face (cm <sup>2</sup> )  |           | 2,7   | 2,7       | 2,7   | / |
| Ah adop/face (cm <sup>2</sup> ) |           | 5,03  | 5,03      | 5,03  | / |
| N <sup>barre</sup> /face        |           | 10HA8 | 10HA8     | 10HA8 | / |
| S <sub>t</sub> (cm)             |           | 25    | 25        | 25    | / |

-  $V_{x2}$

Tableau 5. 27 Ferrailage du voile  $v_{x2} = 1,2m$  à tous les niveaux.

| Niveau                             | RDC             | 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup><br>et 3 <sup>ème</sup> | 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup><br>et 6 <sup>ème</sup> | 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup><br>et 9 <sup>ème</sup> | 10 <sup>ème</sup><br>et 11 <sup>ème</sup> |
|------------------------------------|-----------------|------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|-------------------------------------------|
| L (cm)                             | 120             | 120                                                        | 120                                                        | 120                                                        | 120                                       |
| e (cm)                             | 15              | 15                                                         | 15                                                         | 15                                                         | 15                                        |
| M (KN.m)                           | 250,85          | 168,77                                                     | -18,332                                                    | -27,106                                                    | 79,052                                    |
| N (KN)                             | 1176,63         | 987,67                                                     | 748,36                                                     | 498,12                                                     | 249,08                                    |
| V(KN)                              | 109,42          | 81,618                                                     | -95,766                                                    | -69,928                                                    | -103,16                                   |
| SECTION                            | S. E .C         | S. E .C                                                    | S. E .C                                                    | S. E .C                                                    | S. E .C                                   |
| $\tau_U$ Mpa                       | 0,94            | 0,70                                                       | 0,82                                                       | 0,60                                                       | 0,89                                      |
| Av cal /face<br>(cm <sup>2</sup> ) | 25,92           | 20,26                                                      | 11,41                                                      | 8,13                                                       | 6,42                                      |
| Av min/face<br>(cm <sup>2</sup> )  | 2,7             | 2,7                                                        | 2,7                                                        | 2,7                                                        | 2,7                                       |
| Av adop/face<br>(cm <sup>2</sup> ) | 26,89           | 22,36                                                      | 12,13                                                      | 8,54                                                       | 7,85                                      |
| N <sup>barre</sup> /face           | 6HA20<br>+ 4H16 | 2HA20<br>+ 8HA16                                           | 2HA14<br>+ 8HA12                                           | 2HA12<br>+ 8HA10                                           | 10HA10                                    |
| S <sub>t</sub><br>(cm)             | Extrémité       | 10                                                         | 10                                                         | 10                                                         | 10                                        |
|                                    | Milieu          | 10                                                         | 10                                                         | 10                                                         | 10                                        |
| Ah cal/face<br>(cm <sup>2</sup> )  | 0,88            | 0,66                                                       | 0,77                                                       | 0,56                                                       | 0,83                                      |
| Ah min/face<br>(cm <sup>2</sup> )  | 2,7             | 2,7                                                        | 2,7                                                        | 2,7                                                        | 2,7                                       |
| Ah adop/face<br>(cm <sup>2</sup> ) | 5,03            | 5,03                                                       | 5,03                                                       | 5,03                                                       | 5,03                                      |

| N <sup>barre</sup> /face | 10HA8 | 10HA8 | 10HA8 | 10HA8 | 10HA8 |
|--------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| S <sub>t</sub> (cm)      | 25    | 25    | 25    | 25    | 25    |

-  $V_{x3}, V_{x4}$

**Tableau 5. 28** Ferrailage du voile  $V_{x3} = V_{x4} = 1,15m$  à tous les niveaux.

| Niveau                             | RDC           | 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup><br>et 3 <sup>ème</sup> | 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup><br>et 6 <sup>ème</sup> | 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup><br>et 9 <sup>ème</sup> | 10 <sup>ème</sup><br>et 11 <sup>ème</sup> |
|------------------------------------|---------------|------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|-------------------------------------------|
| L (cm)                             | 115           | 115                                                        | 115                                                        | 115                                                        | 115                                       |
| e (cm)                             | 15            | 15                                                         | 15                                                         | 15                                                         | 15                                        |
| M (KN.m)                           | 204,89        | -38,412                                                    | -7,4402                                                    | 5,0114                                                     | 40,709                                    |
| N (KN)                             | 789,09        | 751,83                                                     | 603,59                                                     | 395,21                                                     | 171,78                                    |
| V(KN)                              | -109,06       | -91,987                                                    | 69,274                                                     | 55,16                                                      | 34,091                                    |
| SECTION                            | S. E .C       | S. E .C                                                    | S. E .C                                                    | S. E .C                                                    | S. E .C                                   |
| $\tau_U$ Mpa                       | 0,98          | 0,82                                                       | 0,62                                                       | 0,49                                                       | 0,30                                      |
| Av cal /face<br>(cm <sup>2</sup> ) | 19,02         | 12,24                                                      | 8,95                                                       | 5,86                                                       | 3,99                                      |
| Av min/face<br>(cm <sup>2</sup> )  | 2,58          | 2,58                                                       | 2,58                                                       | 2,58                                                       | 2,58                                      |
| Av adop/face<br>(cm <sup>2</sup> ) | 20,11         | 12,95                                                      | 9,23                                                       | 7,85                                                       | 7,85                                      |
| N <sup>barre</sup> /face           | 10HA16        | 4HA14<br>+6HA12                                            | 4HA12<br>+6HA10                                            | 10HA10                                                     | 10HA10                                    |
| S <sub>t</sub><br>(cm)             | Extrémit<br>é | 10                                                         | 10                                                         | 10                                                         | 10                                        |
|                                    | Milieu        | 15                                                         | 15                                                         | 15                                                         | 15                                        |
| Ah cal/face<br>(cm <sup>2</sup> )  | 0,92          | 0,77                                                       | 0,58                                                       | 0,46                                                       | 0,28                                      |
| Ah min/face<br>(cm <sup>2</sup> )  | 2,58          | 2,58                                                       | 2,58                                                       | 2,58                                                       | 2,58                                      |
| Ah adop/face<br>(cm <sup>2</sup> ) | 5,03          | 5,03                                                       | 5,03                                                       | 5,03                                                       | 5,03                                      |
| N <sup>barre</sup> /face           | 10HA8         | 10HA8                                                      | 10HA8                                                      | 10HA8                                                      | 10HA8                                     |
| S <sub>t</sub> (cm)                | 25            | 25                                                         | 25                                                         | 25                                                         | 25                                        |

-  $V_{x5}, V_{x6}$

**Tableau 5. 29** Ferrailage du voile  $V_{x5} = V_{x6} = 1m$  à tous les niveaux.

| Niveau                             | RDC             | 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup><br>et 3 <sup>ème</sup> | 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup><br>et 6 <sup>ème</sup> | 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup><br>et 9 <sup>ème</sup> | 10 <sup>ème</sup><br>et 11 <sup>ème</sup> |
|------------------------------------|-----------------|------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|-------------------------------------------|
| L (cm)                             | 100             | 100                                                        | 100                                                        | 100                                                        | 100                                       |
| e (cm)                             | 15              | 15                                                         | 15                                                         | 15                                                         | 15                                        |
| M (KN.m)                           | 198,59          | -24,946                                                    | -2,7727                                                    | 10,053                                                     | 39,620                                    |
| N (KN)                             | 564,49          | 509,44                                                     | 391,82                                                     | 254,33                                                     | 132,61                                    |
| V(KN)                              | -126,48         | -115,19                                                    | -114,81                                                    | 71,99                                                      | 29,22                                     |
| SECTION                            | S. E .C         | S. E .C                                                    | S. E .C                                                    | S. E .C                                                    | S. E .C                                   |
| $\tau_U$ Mpa                       | 1,31            | 1,19                                                       | 1,18                                                       | 0,74                                                       | 0,30                                      |
| Av cal /face<br>(cm <sup>2</sup> ) | 16,67           | 8,39                                                       | 5,75                                                       | 4,08                                                       | 3,61                                      |
| Av min/face<br>(cm <sup>2</sup> )  | 2,25            | 2,25                                                       | 2,25                                                       | 2,25                                                       | 2,25                                      |
| Av adop/face<br>(cm <sup>2</sup> ) | 16,78           | 9.05                                                       | 6,28                                                       | 6,28                                                       | 6,28                                      |
| N <sup>barre</sup> /face           | 2HA20<br>+6HA16 | 8HA12                                                      | 8HA10                                                      | 8HA10                                                      | 8HA10                                     |
| S <sub>t</sub><br>(cm)             | Extrémit<br>é   | 10                                                         | 10                                                         | 10                                                         | 10                                        |
|                                    | Milieu          | 15                                                         | 15                                                         | 15                                                         | 15                                        |
| Ah cal/face<br>(cm <sup>2</sup> )  | 1,22            | 1,12                                                       | 1,11                                                       | 0,69                                                       | 0,28                                      |
| Ah min/face<br>(cm <sup>2</sup> )  | 2,25            | 2,25                                                       | 2,25                                                       | 2,25                                                       | 2,25                                      |
| Ah adop/face<br>(cm <sup>2</sup> ) | 5,03            | 5,03                                                       | 5,03                                                       | 5,03                                                       | 5,03                                      |
| N <sup>barre</sup> /face           | 10HA8           | 10HA8                                                      | 10HA8                                                      | 10HA8                                                      | 10HA8                                     |
| S <sub>t</sub> (cm)                | 25              | 25                                                         | 25                                                         | 25                                                         | 25                                        |

- Sens y-y  
-  $V_{y1}$

Tableau 5. 30 Ferrailage du voile  $v_{y1} = 2,9m$  à tous les niveaux.

| Niveau                          |           | RDC     | 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup><br>et 3 <sup>ème</sup> | 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> ,<br>6 <sup>ème</sup><br>et 7 <sup>ème</sup> | 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> ,<br>10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> |
|---------------------------------|-----------|---------|------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------|
| L (cm)                          |           | 290     | 290                                                        | 290                                                                              | /                                                                               |
| e (cm)                          |           | 15      | 15                                                         | 15                                                                               | /                                                                               |
| M (KN.m)                        |           | -24,209 | 5,0022                                                     | 5,2428                                                                           | /                                                                               |
| N (KN)                          |           | 1216,35 | 1159,08                                                    | 764,837                                                                          | /                                                                               |
| V(KN)                           |           | 355,27  | 338,41                                                     | 273,79                                                                           | /                                                                               |
| section                         |           | S. E .C | S. E .C                                                    | S. E .C                                                                          | /                                                                               |
| $\tau_U$ Mpa                    |           | 1,27    | 1,21                                                       | 0,97                                                                             | /                                                                               |
| Av cal /face (cm <sup>2</sup> ) |           | 17,84   | 16,73                                                      | 11,07                                                                            | /                                                                               |
| Av min/face (cm <sup>2</sup> )  |           | 6,525   | 6,525                                                      | 6,525                                                                            | /                                                                               |
| Av adop/face (cm <sup>2</sup> ) |           | 18,47   | 18,47                                                      | 11,50                                                                            | /                                                                               |
| N <sup>barre</sup> /face        |           | 12HA14  | 12HA14                                                     | 6HA12<br>+6HA10                                                                  | /                                                                               |
| S <sub>t</sub> (cm)             | extrémité | 15      | 15                                                         | 15                                                                               | /                                                                               |
|                                 | Milieu    | 20      | 20                                                         | 20                                                                               | /                                                                               |
| Ah cal/face (cm <sup>2</sup> )  |           | 1,19    | 1,13                                                       | 0,91                                                                             | /                                                                               |
| Ah min/face (cm <sup>2</sup> )  |           | 6,525   | 6,525                                                      | 6,525                                                                            | /                                                                               |
| Ah adop/face (cm <sup>2</sup> ) |           | 7,85    | 7,85                                                       | 7,85                                                                             | /                                                                               |
| N <sup>barre</sup> /face        |           | 10H10   | 10H10                                                      | 10H10                                                                            | /                                                                               |
| S <sub>t</sub> (cm)             |           | 25      | 25                                                         | 25                                                                               | /                                                                               |

-  $V_{y2}$ Tableau 5. 31 Ferrailage du voile  $V_{y2} = 1,2m$  à tous les niveaux.

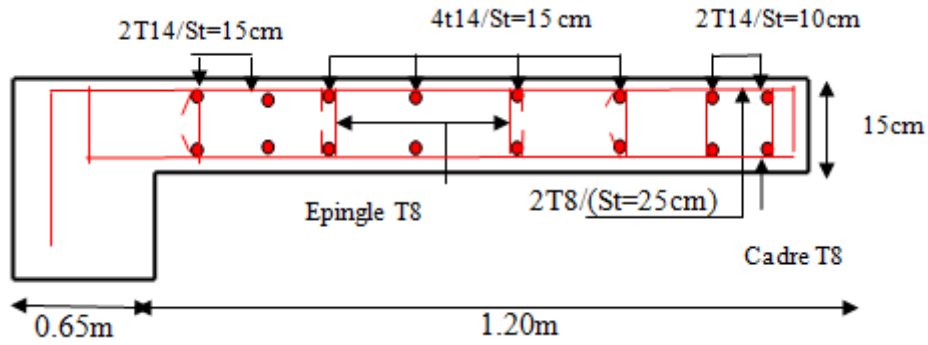
| Niveau                             |           | RDC     | 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup><br>et 3 <sup>ème</sup> | 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup><br>et 6 <sup>ème</sup> | 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup><br>et 9 <sup>ème</sup> | 10 <sup>ème</sup><br>et 11 <sup>ème</sup> |
|------------------------------------|-----------|---------|------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|-------------------------------------------|
| L (cm)                             |           | 120     | 120                                                        | 120                                                        | 120                                                        | 120                                       |
| e (cm)                             |           | 15      | 15                                                         | 15                                                         | 15                                                         | 15                                        |
| M (KN.m)                           |           | 175,55  | 47,48                                                      | 30,046                                                     | 22,343                                                     | 14,998                                    |
| N (KN)                             |           | 878,40  | 868,88                                                     | 699,62                                                     | 494,45                                                     | 253,69                                    |
| V(KN)                              |           | 108,17  | 88,852                                                     | 86,15                                                      | 83,483                                                     | 52,792                                    |
| SECTION                            |           | S. E .C | S. E .C                                                    | S. E .C                                                    | S. E .C                                                    | S. E .C                                   |
| $\tau_U$ Mpa                       |           | 0,93    | 0,76                                                       | 0,74                                                       | 0,72                                                       | 0,45                                      |
| Av cal /face<br>(cm <sup>2</sup> ) |           | 18,93   | 14,19                                                      | 11,13                                                      | 7,91                                                       | 4,18                                      |
| Av min/face<br>(cm <sup>2</sup> )  |           | 2,7     | 2,7                                                        | 2,7                                                        | 2,7                                                        | 2,7                                       |
| Av adop/face<br>(cm <sup>2</sup> ) |           | 20,11   | 15,39                                                      | 11,31                                                      | 8,54                                                       | 7,85                                      |
| N <sup>barre</sup> /face           |           | 10HA16  | 10HA14                                                     | 10HA12                                                     | 2HA12<br>+8HA10                                            | 10HA10                                    |
| S <sub>t</sub><br>(cm)             | Extrémité | 10      | 10                                                         | 10                                                         | 10                                                         | 10                                        |
|                                    | Milieu    | 15      | 15                                                         | 15                                                         | 15                                                         | 15                                        |
| Ah cal/face<br>(cm <sup>2</sup> )  |           | 0,87    | 0,71                                                       | 0,69                                                       | 0,67                                                       | 0,42                                      |
| Ah min/face<br>(cm <sup>2</sup> )  |           | 2,7     | 2,7                                                        | 2,7                                                        | 2,7                                                        | 2,7                                       |
| Ah adop/face<br>(cm <sup>2</sup> ) |           | 5,03    | 5,03                                                       | 5,03                                                       | 5,03                                                       | 5,03                                      |
| N <sup>barre</sup> /face           |           | 10HA8   | 10HA8                                                      | 10HA8                                                      | 10HA8                                                      | 10HA8                                     |
| S <sub>t</sub> (cm)                |           | 25      | 25                                                         | 25                                                         | 25                                                         | 25                                        |

-  $V_{y3}$ Tableau 5. 32 Ferrailage du voile à  $V_{y3}$  tous les niveaux.

| Niveau                             | RDC       | 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup><br>et 3 <sup>ème</sup> | 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup><br>et 6 <sup>ème</sup> | 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup><br>et 9 <sup>ème</sup> | 10 <sup>ème</sup><br>et 11 <sup>ème</sup> |
|------------------------------------|-----------|------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|-------------------------------------------|
| L (cm)                             | 320       | 320                                                        | 320                                                        | 320                                                        | 185                                       |
| e (cm)                             | 20        | 20                                                         | 20                                                         | 20                                                         | 15                                        |
| M (KN.m)                           | 119,45    | 104,79                                                     | 90,98                                                      | 53,263                                                     | 9,274                                     |
| N (KN)                             | 2083,44   | 2072,16                                                    | 1617,96                                                    | 1017,34                                                    | 308,487                                   |
| V(KN)                              | 392,36    | 379,82                                                     | 377,35                                                     | 203,401                                                    | 101,47                                    |
| SECTION                            | S. E .C   | S. E .C                                                    | S. E .C                                                    | S. E .C                                                    | S. E .C                                   |
| $\tau_U$ Mpa                       | 0,95      | 0,92                                                       | 0,91                                                       | 0,49                                                       | 0,56                                      |
| Av cal /face<br>(cm <sup>2</sup> ) | 31,55     | 31,19                                                      | 24,48                                                      | 15,34                                                      | 4,65                                      |
| Av min/face<br>(cm <sup>2</sup> )  | 9,6       | 9,6                                                        | 9,6                                                        | 9,6                                                        | 4,16                                      |
| Av adop/face<br>(cm <sup>2</sup> ) | 32,17     | 32,17                                                      | 24,63                                                      | 16,02                                                      | 7,85                                      |
| N <sup>barre</sup> /face           | 16HA16    | 16HA16                                                     | 16HA14                                                     | 10HA12<br>+6HA10                                           | 10HA10                                    |
| S <sub>t</sub><br>(cm)             | Extrémité | 15                                                         | 15                                                         | 15                                                         | 10                                        |
|                                    | Milieu    | 25                                                         | 25                                                         | 25                                                         | 20                                        |
| Ah cal/face<br>(cm <sup>2</sup> )  | 1,19      | 1,15                                                       | 1,14                                                       | 0,61                                                       | 0,53                                      |
| Ah min/face<br>(cm <sup>2</sup> )  | 9,6       | 9,6                                                        | 9,6                                                        | 9,6                                                        | 4,16                                      |
| Ah adop/face<br>(cm <sup>2</sup> ) | 11,31     | 11,31                                                      | 11,31                                                      | 11,31                                                      | 5,03                                      |
| N <sup>barre</sup> /face           | 10HA12    | 10HA12                                                     | 10HA12                                                     | 10HA12                                                     | 10HA8                                     |
| S <sub>t</sub> (cm)                | 25        | 25                                                         | 25                                                         | 25                                                         | 25                                        |

-  $V_{y4}$ Tableau 5. 33 Ferrailage du voile à  $V_y = 1,15m$  tous les niveaux.

| Niveau                             | RDC           | 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup><br>et 3 <sup>ème</sup> | 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup><br>et 6 <sup>ème</sup> | 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup><br>et 9 <sup>ème</sup> | 10 <sup>ème</sup><br>et 11 <sup>ème</sup> |
|------------------------------------|---------------|------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|-------------------------------------------|
| L (cm)                             | 115           | 115                                                        | 115                                                        | 115                                                        | /                                         |
| e (cm)                             | 0,15          | 0,15                                                       | 0,15                                                       | 0,15                                                       | /                                         |
| M (KN.m)                           | 37,429        | 19,16                                                      | 19,875                                                     | 16,076                                                     | /                                         |
| N (KN)                             | 582,83        | 581,85                                                     | 442,68                                                     | 252,47                                                     | /                                         |
| V(KN)                              | 91,443        | 82,058                                                     | 63,764                                                     | 47,406                                                     | /                                         |
| SECTION                            | S. E .C       | S. E .C                                                    | S. E .C                                                    | S. E .C                                                    | /                                         |
| $\tau_U$ Mpa                       | 0,82          | 0,73                                                       | 0,57                                                       | 0,42                                                       | /                                         |
| Av cal /face<br>(cm <sup>2</sup> ) | 8,50          | 7,89                                                       | 6,18                                                       | 3,68                                                       | /                                         |
| Av min/face<br>(cm <sup>2</sup> )  | 2,58          | 2,58                                                       | 2,58                                                       | 2,58                                                       | /                                         |
| Av adop/face<br>(cm <sup>2</sup> ) | 9,05          | 9,05                                                       | 6,97                                                       | 6,28                                                       | /                                         |
| N <sup>barre</sup> /face           | 8HA12         | 8HA12                                                      | 2HA12<br>+6HA10                                            | 8HA10                                                      | /                                         |
| S <sub>t</sub><br>(cm)             | Extrémit<br>é | 10                                                         | 10                                                         | 10                                                         | /                                         |
|                                    | Milieu        | 15                                                         | 15                                                         | 15                                                         | /                                         |
| Ah cal/face<br>(cm <sup>2</sup> )  | 0,77          | 0,69                                                       | 0,53                                                       | 0,4                                                        | /                                         |
| Ah min/face<br>(cm <sup>2</sup> )  | 2,58          | 2,58                                                       | 2,58                                                       | 2,58                                                       | /                                         |
| Ah adop/face<br>(cm <sup>2</sup> ) | 5,03          | 5,03                                                       | 5,03                                                       | 5,03                                                       | /                                         |
| N <sup>barre</sup> /face           | 10HA8         | 10HA8                                                      | 10HA8                                                      | 10HA8                                                      | /                                         |
| S <sub>t</sub> (cm)                | 25            | 25                                                         | 25                                                         | 25                                                         | /                                         |



**Figure 5. 7** Schéma de ferrailage du voile  $V_{x1}$

### Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum obtenu par le calcul et ce lui donnée par le RPA .Il est notée que le ferrailage minimum est souvent plus important que celui opte née par le calcul au BAEL.

Les poutres quand on a été ferrailée on utilisant les sollicitations obtenue par le logiciel SAP 2000.

Les voiles contreventement ont été calculées à la flexion composée grâce au deux logiciel (SAP 2000 et SOCOTEC).

Les ferrailles adoptées respectent les recommandations de RPA et le BAEL.

## 6. Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles de l'ouvrage, car elle doit reprendre les charges de la superstructure et les transmettre au sol de façon à assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage et de limiter les tassements différentiels.

### 6.1 Choix de type des fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- Les charges et surcharges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

D'après le **RPA 99/V2003 (art 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8 * G \pm E$

#### 6.1.1 Les caractéristiques du sol

Au vu de la nature de formations rencontrées et les caractéristiques géotechnique des différentes couches ainsi que les résultats des essais pénétrométriques, le laboratoire recommandé des fondations superficielles ancrées à partir de **1 m** de profondeur par rapport à la plateforme terrassé et de prendre une contrainte admissible de **2 bars**.

### 6.2 Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de la structure sont des sections carrées ( $a \times a$ ) donc, on opte pour des semelles carrées ( $A \times A$ ).

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Avec :

$N_s$  : effort normal transmis par la semelle au sol. Tel que :

$N_s = N_{cal} + P_s + P_a$  ;  $P_s$  et  $P_a$  sont calculer forfaitairement.

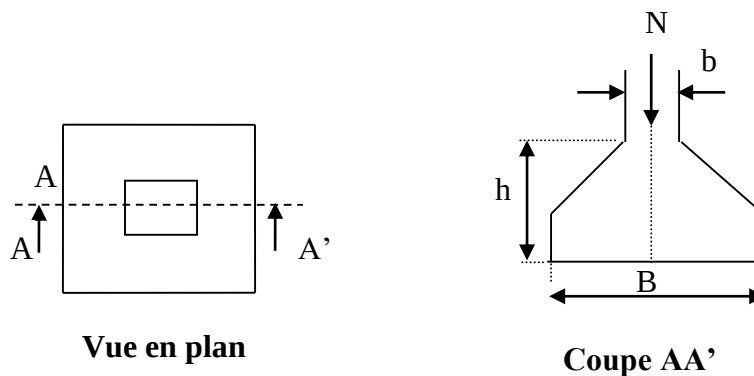
$N_{cal}$  : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité, calculé selon la combinaison à ELS  
(Obtenu par le SAP 2000).

$P_s$  = Poids de la semelle estimé à 20 KN.

$P_a$  = poids de l'avant poteau ;  $P_a = 0.65 * 0.65 * 1 * 25 = 10.56 \text{ KN}$ .

$\overline{\sigma_{sol}}$  : Contrainte admissible du sol.

a et b : dimensions des poteaux.



**Figure 6. 1** semelle isolée

$N_s = 1621.733 \text{ KN}$  : (c'est l'effort normal des poteaux le plus sollicité dans la structure sous la combinaison a **ELS** tirer par **SAP2000**)

- **A a joute**

Poids de l'avant poteaux :  $0.65 \times 0.65 \times 1 \times 25 = 10.56 \text{ KN}$

Poids de la semelle estime forfaitairement à  $20 \text{ KN}$

Poids du remblai sur la semelle forfaitairement  $\gamma_{remblai} * h * b = 20 \times 1 \times 1 = 20 \text{ KN}$

Donc l'effort normal sera égal :  $1621.733 + 10.56 + 20 + 20 = 1672.293 \text{ KN}$

$$\Rightarrow \frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}} \quad \text{AN: } B = 2.89 \text{ m}$$

D'après les résultats on remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas à utiliser des semelles isolées.

### 6.3 Vérification des semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 7 poteaux.

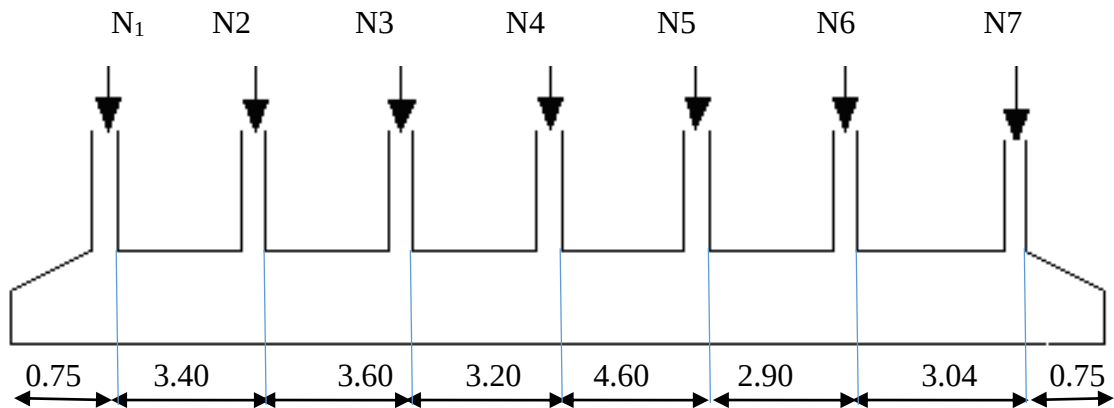


Figure 6. 2 Semelle filante

On doit vérifier :  $\frac{N}{B \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$  Avec :  $N = \sum N_i$

$N_i$  : Effort normal provenant du poteau de la file la plus sollicité.

Avec :  $\sum N_i =$

$$N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6 + N_7 = 195,433 + 863,164 + 1297,422 + 1614,283 + 1621,733 + 1562,981 + 1164,952 = \mathbf{8320,442 \text{ KN}}$$

- **A a joute**

Poids de l'avant poteaux :  $0.65 \times 0.65 \times 1 \times 25 \times 7 = \mathbf{73.93 \text{ KN}}$

Poids de la semelle estime forfaitairement à 200 KN

Poids du remblai sur la semelle estime  $\gamma_{remblai} * b * l * h = 902 \text{ KN}$

D'où l'effort total à prendre égale a :  $8320,442 + 73.93 + 200 + 902 = \mathbf{9496.372 \text{ KN}}$ .

$$\frac{N}{B \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{9.496}{0.2 \times 22.55} = 2.10m$$

On à la largeur de la semelle égale à 2.10m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour ce cas sachant que l'entre axe entre le portique ci-dessus et celui adjacents est de 3.30m, donc on passe au radier général.

## 6.4 Etude du radier général

### 6.4.1 Définition

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et

sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Charges transmises au sol sont importantes ;
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

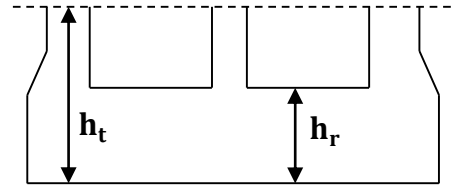


Figure 6. 3 Dimensions du radier.

#### 6.4.1.1 Pré dimensionnement

##### ➤ La condition de coffrage

$L_{\max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ;  $L_{\max} = 4.30\text{m}$

##### ✓ Nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{430}{10} \Rightarrow h_t \geq 43\text{cm}; \text{ Soit } h_t = 60\text{cm}$$

##### ✓ Dalle :

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{430}{20} \Rightarrow h_0 \geq 21.5\text{cm}; \text{ On prend } h_0 = 35\text{cm}.$$

##### • Vérification de condition de rigidité

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2) \\ h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton  $E = 3.216 \times 10^4 \text{MPa}$ .

I : inertie de la section du radier  $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$ .

K : module de résistance du sol. (On a un sol moyen donc  $K = 4 \times 10^4 \text{KN/m}^3$ ).

b : Largeur de l'élément considéré,  $b = 0.65\text{m}$

$$\text{On a } \begin{cases} h_t = 60\text{cm} \\ I = 0.0117\text{m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 2.47\text{m} \\ L_{\max} = 4.3\text{m} > \frac{\pi}{2} \times L_e = 3.88\text{m} \end{cases}$$

Non vérifie

On redimensionne les nervures avec  $h_t = 90\text{cm}$  :

$$\text{Tel que } \begin{cases} ht = 90\text{cm} \\ I = 0.039\text{m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Le = 3.35\text{m} \\ L_{\max} = 4.3\text{m} < \frac{\pi}{2} \times Le = 5.27\text{m} \end{cases} \quad \text{C'est vérifié}$$

Donc on opte pour  $ht=90\text{cm}$ .

#### 6.4.1.2 La surface du radier

$$\frac{Ns}{S_{rad}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{Ns}{\sigma_s} = \frac{43373,985 \times 10^{-3}}{0.2} \Rightarrow S_{rad} \geq 216.86\text{m}^2$$

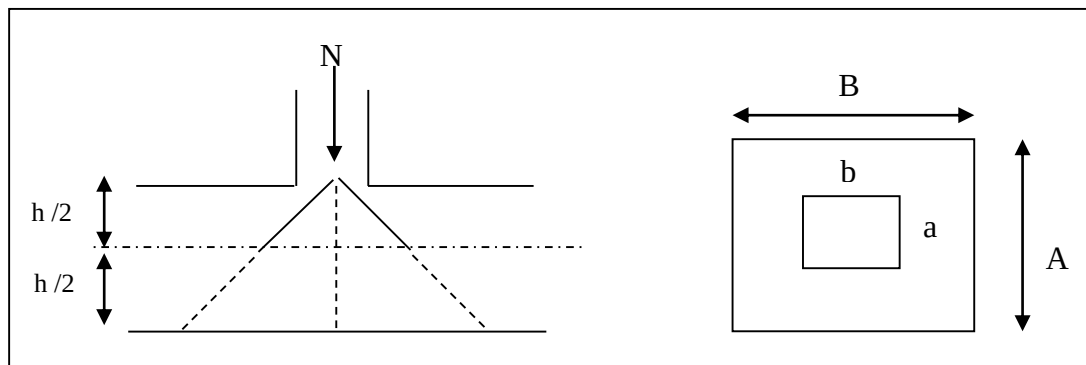
Avec :  $Ns$  est la charge totale transmise par la superstructure qui est tirée par le **SAP 2000**.

$$\text{La surface du bâtiment : } S_{bat} = L_x \times L_y \Rightarrow S_{bat} = 21.05 \times 20.28 \Rightarrow S_{bat} = 426.894\text{m}^2$$

$$\text{On opte } S_{rad} = S_{bat} \Rightarrow S_{rad} = 426.894\text{m}^2$$

#### 6.4.1.3 Vérifications nécessaires

#### 6.4.1.4 Vérification au poinçonnement



**Figure 6. 4** Zone de contact poteau radier

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}. \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Avec :  $\mu_c$  : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$Q_u$  : charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité.

$h$  : hauteur de radier.

$h = 35\text{cm}$ .

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 2 \times (0.65 \times 2 + 2 \times 0.9) \Rightarrow \mu_c = 6.2\text{m}.$$

$$Q_u = 2224.636\text{KN} \text{ (calculé à partir de SAP2000 sous la combinaison ELU).}$$

$$Q_u = 2224,636\text{KN} < 0.045 \times 6.2 \times 0.9 \times (25/1.5) = 4185\text{KN} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

### 6.4.1.5 Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N_s}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

On a les caractéristiques géométriques du radier, sont calculés par le programme SOCOTEC :

$$I_y = 14631.0234 \text{ m}^4, Y_G = 10.533 \text{ m.}$$

$$I_x = 15763.1499 \text{ m}^4, X_G = 10.14 \text{ m.}$$

$$N_s' = N_s + P \quad \text{Avec: } P = \gamma_b \times h_0 \times S = 3735.322 \text{ KN} \quad \text{c'est le poids propre de radier}$$

$$\Rightarrow N_s' = 43373.985 + 25 \times 0.35 \times 426.894 \Rightarrow N_s' = 47109.307 \text{ KN}$$

$\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

- **Sens X-X :**  $N_s' = 47109.307 \text{ KN}$  et  $M_x = 40877.841 \text{ KN.m}$  (sous action sismique selon  $E_x$  tirer par SAP200).

$$\sigma_{\max} = \frac{N_s'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.136 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_s'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.083 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.123 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 0.2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y :**  $N' = 47109.307 \text{ KN}$  ;  $M_y = 38271.908 \text{ KN.m}$ . (Sous action sismique selon  $E_y$  tirer par le SAP200).

$$\sigma_{\max} = \frac{N_s'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.137 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_s'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.083 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.123 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 0.2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

### 6.4.1.6 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 :**  $e = \frac{40877.841}{47109.30} \Rightarrow e = 0.86 \text{ m} < \frac{20.28}{4} = 5.07 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

- **Dans le sens Y-Y:**  $e = \frac{38271.908}{47109.307} \Rightarrow e = 0.81m < \frac{21.05}{4} = 5.26m \dots$  Vérifier

Donc il n'y a pas risque de renversement.

## 6.5 Ferrailage

### 6.5.1 La dalle du radier

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension

$$L_x = 3.30m; L_y = 3.95m.$$

### 6.5.2 Calcul des sollicitations

#### ➤ Calcul à l'É.L.U

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{63144.21}{426.814} \Rightarrow q_u = 147.94KN / m^2$$

$N_u$  : Effort normal (avec le poids du radier tiré par le **SAP200**),  $N_u = 63144.21KN$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.85 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 81.51KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 55.94KNm$$

#### • En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 69.28KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 47.54KNm$$

#### • En appui

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 40.75KNm$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 27.97KNm$$

Le ferrailage se fera pour une section  $(b \times h_r) = (1 \times 0.35)m^2$ .

#### • Condition de non fragilité

On calcule  $A_{min}$  : On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008; h_r = 35cm; b = 100cm; \rho = 0.83$

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 3.03cm^2 \\ A_{min}^y = 2.8cm^2 \end{cases}$$

On vérifie que  $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 4cm^2 > 1.16cm^2 \dots\dots\dots$  c'est vérifié

**Tableau 6. 1** Résumé des résultats de ferrailage de radier.

|          |        | M<br>(KNm) | A <sub>calc</sub><br>(cm <sup>2</sup> /ml) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml) | S <sub>t</sub> (cm) |
|----------|--------|------------|--------------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------------|---------------------|
| Sens x-x | Travée | 69.28      | 6.27                                       | 3.03                                | 6T12=6.79                               | 15                  |
|          | Appui  | 47.54      | 3.65                                       | 3.03                                | 5T10=3.93                               | 20                  |
| Sens y-y | Travée | 40.75      | 4.27                                       | 2.8                                 | 6T12=6.79                               | 15                  |
|          | Appui  | 27.97      | 2.49                                       | 2.8                                 | 5T10=3.93                               | 20                  |

On vérifie que  $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 3.93 > 0.982 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  c'est vérifié

### ✓ Calcul a l'É.L.U

#### • Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x \times l_y^4}{2(l_x^4 + l_y^4)} \Rightarrow V_y = 164.14 \text{ KN} \Rightarrow V_{\max} = 164.14 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y \times l_x^4}{2(l_x^4 + l_y^4)} \Rightarrow V_x = 95.71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{164.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} \Rightarrow \tau_u = 0.45 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ c'est vérifiée}$$

### ✓ Vérification à l'E.L.S

On doit vérifier que :  $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa} ; \eta = 1.6$$

Les résultats de calcul des contraintes qui sont calculées par le programme **SOCOTEC**

Sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 6. 2** Vérification des contraintes de radier.

| Sens | Moments | Valeurs<br>(KNm) | A <sub>adop</sub><br>(cm <sup>2</sup> /ml) | y (cm) | I(cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | Observation  |
|------|---------|------------------|--------------------------------------------|--------|---------------------|---------------------|------------------|--------------|
| x-x  | Travée  | 69.28            | 6T12=6.79                                  | 7.10   | 77364               | 5.44                | 287.86           | Non vérifiée |
|      | Appui   | 47.54            | 5T10=3.93                                  | 5.60   | 48510               | 4.01                | 287.62           | Non vérifiée |
| y-y  | Travée  | 40.75            | 6T10=6.79                                  | 7.10   | 77364               | 4.24                | 224.36           | Non vérifiée |
|      | Appui   | 27.97            | 5T10=3.93                                  | 5.60   | 48510               | 3.13                | 224.17           | Non vérifiée |

On remarque que la condition  $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$  n'est pas vérifiée dans les deux sens. Donc il faut recalculer la section d'acier tendus  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service  $\overline{\sigma_s}$ .

La méthode de calcul à suivre est celle du **BAEL (Chapitre E.III.3.a)**

$$\lambda = 1 + \frac{30 \times M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_s}}; \quad \cos \varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}}; \quad \alpha = 1 + 2 \times \sqrt{\lambda} \times \cos(240^\circ + \frac{\varphi}{3});$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_s}}{n} \times \frac{\alpha}{1 - \alpha} < 0.6 f_{c28}; \quad A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2 \times \overline{\sigma_s}}.$$

**Tableau 6. 3** Résumé des résultats de ferrailage à ELS de radier.

|          |        | M<br>(KNm) | A <sub>calc</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adop</sub><br>(cm <sup>2</sup> /ml) | S <sub>t</sub> (cm) |
|----------|--------|------------|-----------------------------------------|----------------------------------------|--------------------------------------------|---------------------|
| Sens x-x | Travée | 69.28      | 9.69                                    | 3.03                                   | 7T14=10.78                                 | 15                  |
|          | Appui  | 47.54      | 5.60                                    | 3.03                                   | 6T12=6.79                                  | 20                  |
| Sens y-y | Travée | 40.75      | 7.55                                    | 2.8                                    | 7T12=7.92                                  | 15                  |
|          | Appui  | 27.97      | 4.36                                    | 2.8                                    | 6T12=6.79                                  | 20                  |

On vérifie que  $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 7.92 > 2.69$  .....c'est vérifié

### 6.5.3 Vérification des contraintes

Les résultats de Vérification des contraintes sont mesurés dans le tableaux suinant :

**Tableau 6. 4** Vérification des contraintes de radier.

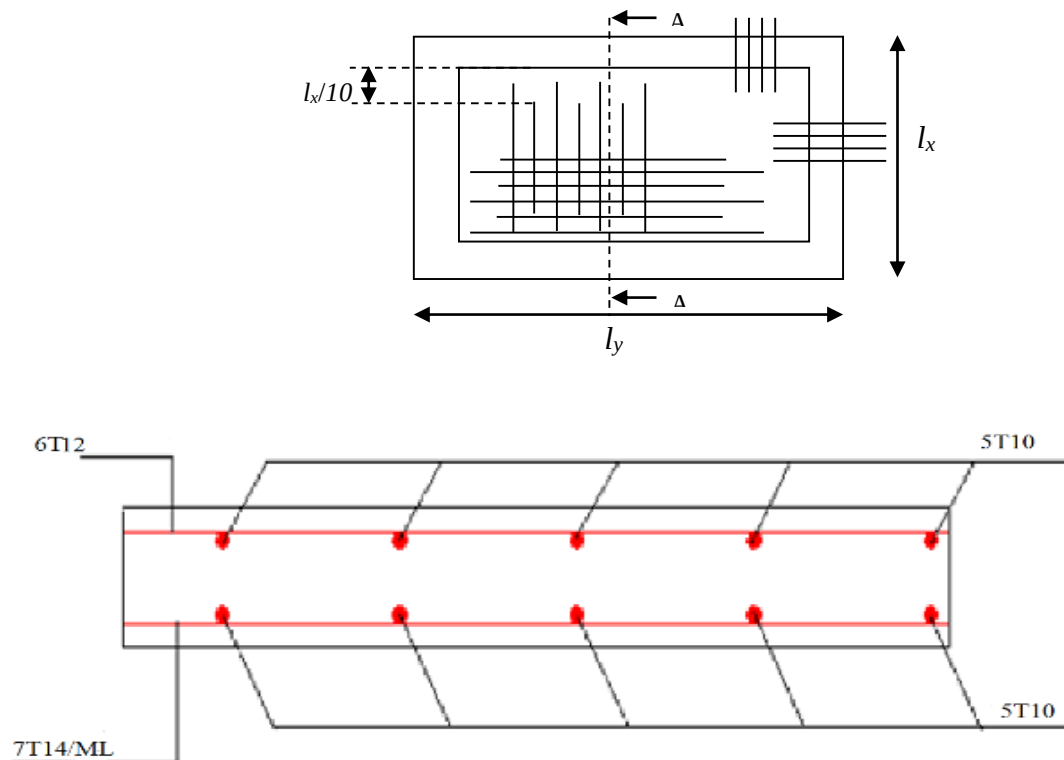
| Sens | Moments | Valeurs<br>(KN.m) | y (cm) | I(cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | Observation |
|------|---------|-------------------|--------|---------------------|---------------------|------------------|-------------|
| x-x  | $M_t$   | 69.28             | 8.70   | 113539              | 4.54                | 184.54           | vérifiée    |
|      | $M_a$   | 47.54             | 7.10   | 77634               | 3.20                | 169.33           | vérifiée    |
| y-y  | $M_t$   | 40.75             | 7.60   | 88284               | 3.98                | 193.41           | vérifiée    |
|      | $M_a$   | 27.97             | 7.10   | 77634               | 2.49                | 131.97           | vérifiée    |

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

### 6.5.3.1 Espacement des armatures

- **Armatures //  $L_x$ :**  $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm})$  ; on opte :  $S_t = 15 \text{ cm}$  en travée /  $S_t = 15 \text{ cm}$  en appui
- **Armatures //  $L_y$ :**  $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm})$  ; on opte :  $S_t = 15 \text{ cm}$  en travée /  $S_t = 15 \text{ cm}$  en appui

### 6.5.4 Schéma de ferrailage de radier type 1 :



**Figure 6. 5** Schéma de ferrailage de la dalle de radier

## 6.6 Calcul des nervures

### 6.6.1 Définition

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.

- $P_m$  charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.
- $P_v$  charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

| Charge trapézoïdale                                                                                                                                                                                                                                                                       | Charge triangulaire                                                    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------|
| $P_m = \frac{Q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{Q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$ | $P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$ |

Avec :  $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$  ;  $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$

### 6.6.2 Schéma de rupture

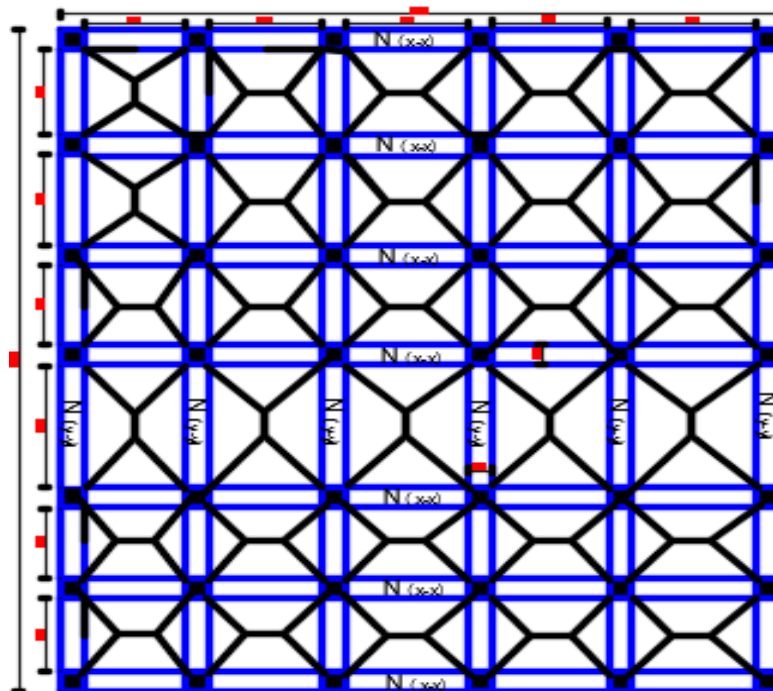


Figure 6. 6 Schéma de rupture de dalle du radier

### 6.6.3 Calcul des sollicitations

- Sens longitudinale (y-y): nervure principale

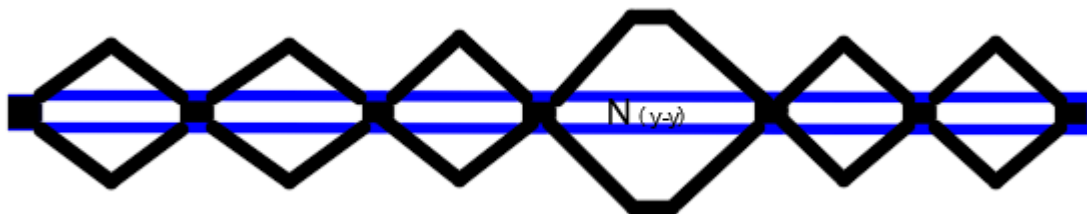


Figure 6.7 Sollicitations sur les nervures principales

$$P = P_1 + P_2$$

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot.

- **Moments aux appuis :**

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

Avec :  $l_g'$  et  $l_d'$  sont les longueurs fictives.

$$l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive.} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

- **Moment en travée**

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2}(l - x)$$

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

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau 6. 5 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinale (ELU)**

| Travée | L(m) | L'(m) | P (kN/m) | $M_g$<br>(KN.m) | $M_d$ (KN.m) | $M_t^{\max}$<br>(KN.m) | $V_u \max$<br>(KN) |
|--------|------|-------|----------|-----------------|--------------|------------------------|--------------------|
| A-B    | 2.75 | 2.75  | 406.83   | -57.68          | -326.86      | 204.08                 | 461.51             |
| B-C    | 2.95 | 2.36  | 436.42   | 326.86          | -239.01      | 192.82                 | 673.49             |
| C-D    | 2.55 | 2.04  | 377.24   | -239.01         | -336.13      | 20.97                  | -613.94            |
| D-E    | 3.95 | 3.16  | 369.35   | -336.13         | -322.48      | 391.05                 | 732.92             |
| E-F    | 2.25 | 1.8   | 332.86   | -322.48         | -190.03      | 40.91                  | -726.00            |
| F-G    | 2.39 | 1.91  | 353.57   | -190.03         | -37.86       | 144.23                 | 486.185            |

**Tableau 6. 6 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinale (ELS)**

| Travée | L (m) | L'(m) | q (KN/m) | $M_g$ (KN.m) | $M_d$ (KN.m) | $M_t^{\max}$ (KN.m) |
|--------|-------|-------|----------|--------------|--------------|---------------------|
| A-B    | 2.75  | 2.75  | 303,513  | -43.037      | -243.858     | 152.25              |
| B-C    | 2.95  | 2.36  | 325,589  | -243.858     | -178.314     | 143.85              |
| C-D    | 2.55  | 2.04  | 281,438  | -178.314     | -250.585     | 15.64               |
| D-E    | 3.95  | 3.16  | 275,55   | -250.585     | -240.58      | 291.74              |
| E-F    | 2.25  | 1.80  | 248,32   | -240.58      | -141.77      | -30.15              |
| F-G    | 2.39  | 1.91  | 263,779  | -141.77      | -28.25       | 107.60              |

- Sens transversal (X-X) : nervure secondaire

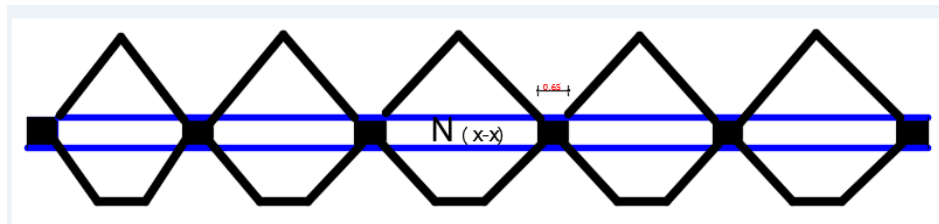


Figure 6. 8 Sollicitations sur les nervures principales.

Les résultats de sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6. 7 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversale (ELU).

| Travée | L (m) | L'(m) | P(kN/m) | M <sub>g</sub> (KN.m) | M <sub>d</sub> (KN.m) | M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m) | V <sub>u</sub> max (KN) |
|--------|-------|-------|---------|-----------------------|-----------------------|--------------------------------------|-------------------------|
| A-B    | 2.65  | 2.65  | 326.73  | -43.021               | -262.643              | 144.48                               | 350.04                  |
| B-C    | 3.03  | 2.42  | 368.41  | -262.643              | -283.768              | 149.65                               | 551.16                  |
| C-D    | 3.25  | 2.06  | 390.92  | -283.768              | 285.811               | 231.34                               | 634.61                  |
| D-E    | 3.05  | 2.44  | 369.89  | 285.811               | -400.412              | 88.91                                | -635.87                 |
| E-F    | 3.30  | 2.64  | 394.10  | -400.412              | 0                     | 354.94                               | 771.92                  |

Tableau 6. 8 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversale (ELS).

| Travée | L (m) | L'(m) | q(KN/m) | M <sub>g</sub> (KN.m) | M <sub>d</sub> (KN.m) | M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m) |
|--------|-------|-------|---------|-----------------------|-----------------------|--------------------------------------|
| A-B    | 2.65  | 2.65  | 243.75  | -32.09                | -195.88               | 107.81                               |
| B-C    | 3.03  | 2.42  | 294.67  | -195.88               | -211.64               | 111.50                               |
| C-D    | 3.25  | 2.06  | 291.64  | -211.64               | -213.38               | 172.54                               |
| D-E    | 3.05  | 2.44  | 296.41  | -213.38               | -298.85               | 66.71                                |
| E-F    | 3.03  | 2.64  | 294.01  | -298.85               | 0                     | 264.74                               |

✓ Les sollicitations maximales

Tableau 6. 9 Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinale.

| Localisation          | travée | Appui   |
|-----------------------|--------|---------|
| M <sub>U</sub> (KN.m) | 391.05 | 336.13  |
| M <sub>S</sub> (KN.m) | 291.74 | 250.585 |
| V(KN)                 | 732.92 |         |

**Tableau 6. 10** Sollicitations sur la nervure dans le sens transversale.

| Localisation | travée | Appui  |
|--------------|--------|--------|
| $M_U$ (KN.m) | 354.94 | 400.41 |
| $M_S$ (KN.m) | 264.74 | 298.85 |
| $V$ (KN)     | 771.92 |        |

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

$$h=0,90m \quad h_0=0,35m \quad b_0=0,65m \quad d=0,85m$$

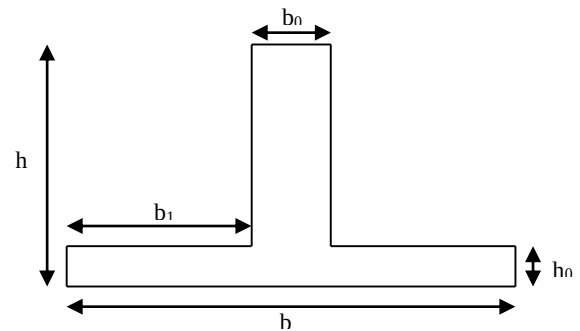
$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{3.3}{10}; \frac{3.95}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.33; 1.975) \Rightarrow \text{Soit: } b_1 = 0.33m$$

$$\text{Donc : } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.35m$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1,70m \quad b=1.35 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des armatures**

- **En travée :( sens x-x)**

**Figure 6. 9** Section a ferraillé.

$$M_T = b * h_0 * \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 461.8 \text{ KN.m}$$

$$M_T > M_{trav}^{\max} \Rightarrow \text{le calcul se fera comme une section rectangulaire } b \times h$$

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 6. 11** Résumé des résultats de ferraillage des nervures de radier.

| sens | Localisation | $M_u$ (KN.m) | $A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{adopte}$ (cm <sup>2</sup> ) |
|------|--------------|--------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------------|
| Y-Y  | Travée       | 391.05       | 41.35                        | 29.25                        | 5HA20+9HA20=43.98               |
|      | appuis       | 336.13       | 39.88                        | 29.25                        | 5HA20+9HA20=43.98               |
| X-X  | Travée       | 354.94       | 40.38                        | 29.25                        | 5HA20+9HA20=43.98               |
|      | appuis       | 400.41       | 41.60                        | 29.25                        | 5HA20+9HA20=43.98               |

• **Effort tranchant**

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 771,602 \text{ KN}; \quad \tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.67 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 3 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifiée}$$

✓ **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(25.71; 65; 20) = 20\text{mm} \quad , \text{ Soit : } \phi_t = 8\text{mm}.$$

✓ **Espacement des aciers transversaux** 83.02

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{l\min}\right) \Rightarrow St \leq \min(22.5; 12; 20) = 12\text{cm}$$

On prend  $St=10\text{cm}$  en zone nodale et  $15\text{cm}$  en travée.

➤ **Vérification des contraintes(ELS)**

On doit vérifier que :  $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$ .

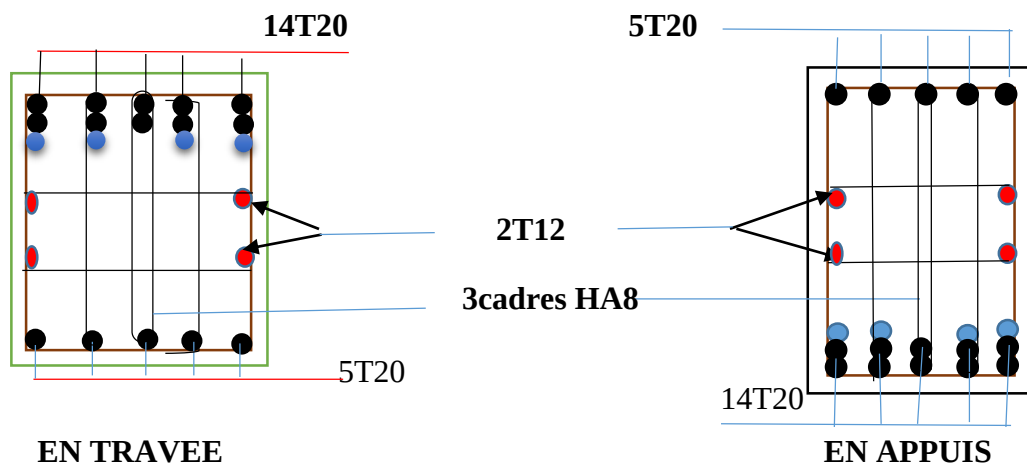
$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}})\right] = 201,6\text{ MPa} ;$$

Les résultats de calculs sont indiquées dans la table suivante :

**Tableau 6. 12** Vérification des contraintes à l'ELS.

| Sens | Moments | Valeurs (KN.m) | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) |
|------|---------|----------------|---------------------|---------------------------|------------------|------------------------|
| Y-Y  | $M_t$   | 291.74         | 3.53                | 15                        | 86.78            | 201,6                  |
|      | $M_a$   | 250.58         | 3.03                | 15                        | 74.54            | 201,6                  |
| X-X  | $M_t$   | 264.74         | 3.21                | 15                        | 78.75            | 201,6                  |
|      | $M_a$   | 298.85         | 3.62                | 15                        | 88.90            | 201,6                  |

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées dans les deux sens.

**6.4 Schéma de ferrailage**

**Figure 6. 10** Schéma de ferrailage des nervures.

## 6.5 Voile adossée

### 6.5.1 Introduction

Selon le RPA99, les ossatures du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur adossé 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.

### 6.5.2 Dimensionnement du voile

La hauteur :  $h=9.18$  m

La longueur :  $L=4,30$  m

L'épaisseur :  $e=20$ cm

### 6.5.3 Caractéristiques du sol (selon le rapport du sol)

$\gamma_h = 20 \text{ KN} / \text{m}^3$  : Le poids spécifique ; L'angle de frottement  $\varphi = 14^\circ$  .

La cohésion  $c=0.45 \text{ KN} / \text{m}^2$

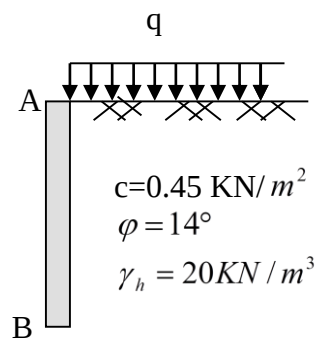


Figure 6. 11 Schéma du voile adossé

### 6.5.4 Evaluation des charges et surcharges

Le voile adossé et soumis à :

### 6.5.5 La poussée des terres

On divise la section du voile en deux sections  $1/3h$  et  $2/3h$  respectivement comme indiquée sur la figure suivante.

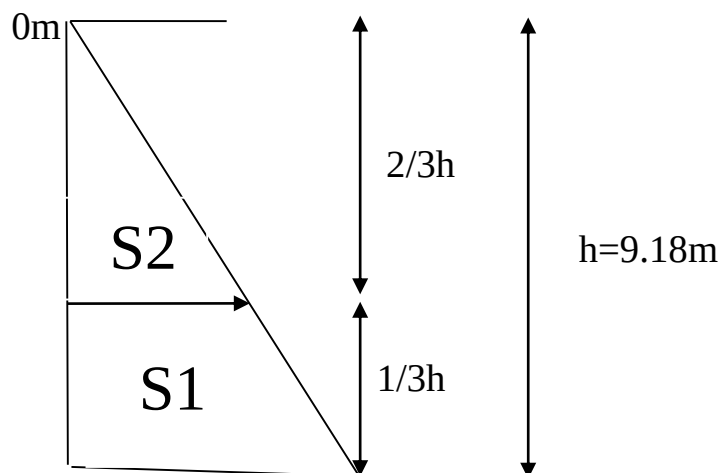


Figure 6. 12 la section du voile adossé

a) Section 1 :  $1/3 \times h$ 

$$G1 = h \times (\gamma \times \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 \times c \times \tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow G = 9.18 \times (20 \times \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{14^\circ}{2})) \Rightarrow G1 = 111.99 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$G2 = h \times (\gamma \times \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 \times c \times \tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow G = 6.12 \times (20 \times \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{14^\circ}{2})) \Rightarrow G2 = 74.66 \text{ KN} / \text{m}^2$$

❖ **Surcharge accidentelle** :  $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$Q = q \times \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow Q = 10 \times \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{14^\circ}{2}) \Rightarrow Q = 6.1 \text{ KN} / \text{m}^2$$

## 6.5.6 Ferrailage du voile

Le voile adossé sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée  
l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

## ➤ A L'E.L.U

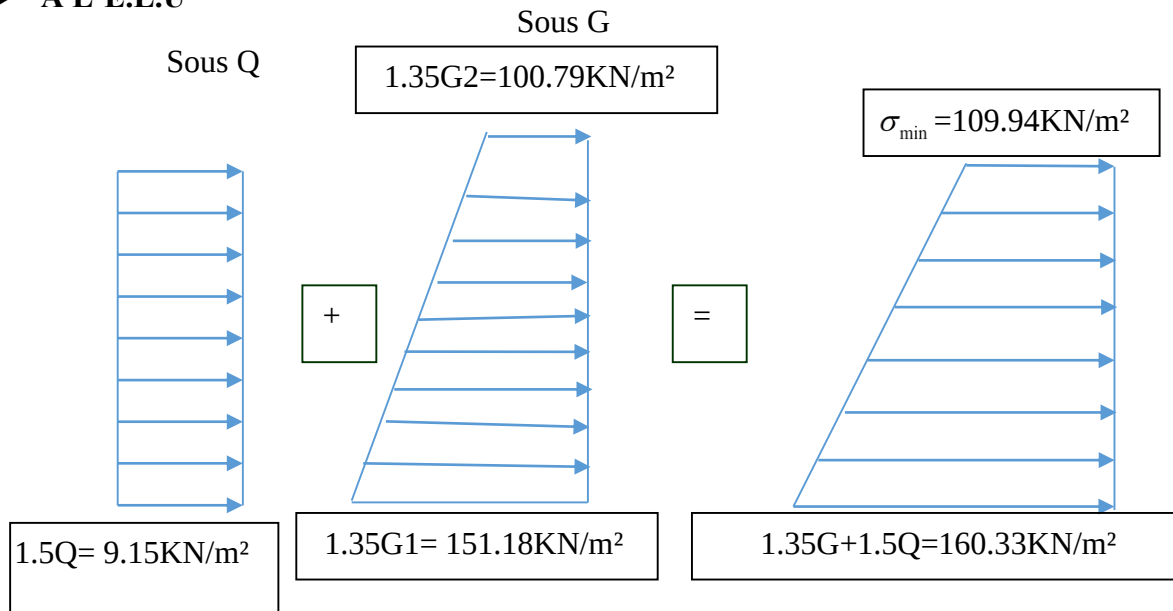


Figure 6.13 Diagramme des contraintes

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 147.73 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 147.73 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.70 \text{ m}; L_y = 4.30 \text{ m}; \quad b = 100 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.62 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u; \quad M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0.62 \Rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.0794 \\ \mu_y = 0.3205 \end{cases} \quad [\text{Annexe I}]$$

$$M_{0x} = 85.50 \text{ KN} \times \text{m}; \quad M_{0y} = 27.40 \text{ KN} \times \text{m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 72.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 23.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.5 \times M_{0x} = 42.75 \text{ KN.m}$$

**Tableau 6. 13** Section des armatures du voile périphérique de S1

|        | Sens | M<br>(KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z (m)  | A<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{\min}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> ) | St (cm) |
|--------|------|-------------|------------|----------|--------|-------------------------|----------------------------------|------------------------------|---------|
| travée | XX   | 72.68       | 0.16       | 0.23     | 0.1588 | 13.15                   | 1.89                             | <b>7T16=14.07</b>            | 15      |
|        | YY   | 23.29       | 0.053      | 0.069    | 0.17   | 3.39                    | 1.6                              | <b>6T10=4.71</b>             | 20      |
| Appui  |      | 42.75       | 0.098      | 0.129    | 0.165  | 7.4                     | 1.89                             | <b>7T12=7.92</b>             | 15      |

• **Vérifications à l'E.L.U**

Avec  $A_{\min} = 0.1\% b \times h$  .....condition exigée par le **RPA**.

✓ **Les espacements**

**Armatures // L<sub>x</sub> :** St ≤ min (3e, 33 cm) = 33 cm

**Armatures // L<sub>y</sub> :** St ≤ min (4e, 45 cm) = 45 cm

**6.5.7 Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que  $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$ , fissuration nuisible.

$$q_u = 147.73 \text{ KN/m}^2 ; L_x = 2.7 \text{ m} ;$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x \times l_y^4}{2(l_x^4 + l_y^4)} \Rightarrow V_x = 132.95 \text{ KN}$$

On a

$$V_y = \frac{q_u \times l_y \times l_x^4}{2(l_x^4 + l_y^4)} \Rightarrow V_y = 241.72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{241.72}{1 \times 0.175} \Rightarrow \tau_u = 1.38 \text{ MPa} < \bar{\tau} \text{ .....condition vérifiée.}$$

➤ **Vérifications à l'E.L.S**

$$\sigma_{\min} = Q + G_2 = 80.76 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{\max} = Q + G_1 \Rightarrow \sigma_{\max} = 118.09 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_s = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 108.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x = 0.0844 ; \mu_y = 0.4892 \quad \text{(Annexe I)}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0844 \times 118.09 \times 2.70^2 = 66.91 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.4892 \times 18.95 = 32.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{0x} = 66.91 \text{ KN.m}; M_{ay} = 32.73 \text{ KN.m}; M_{tx} = 56.87 \text{ KN.m}; M_{ty} = 27.88 \text{ KN.m}; M_{ap} = 33.45 \text{ KN.m}$$

### 6.5.8 Vérification des contraintes

- **Dans l'acier :** La fissuration est considérée nuisible.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \overline{\sigma_s} = \min \left( 2 \times \frac{f_e}{3}, \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right) = 240 \text{ MPa}$$

**Tableau 6. 14** Vérification des contraintes pour le voile périphérique de S1

|               |           | M(KN.m) | Y (cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | Observation  |
|---------------|-----------|---------|--------|----------------------|------------------|------------------|--------------|
| <b>Travée</b> | <b>XX</b> | 56.87   | 6.7    | 34000                | 11.06            | 265              | Non Vérifier |
|               | <b>YY</b> | 27.88   | 4.3    | 14000                | 8.02             | 367.79           | Non Vérifier |
| <b>Appuis</b> |           | 33.45   | 6.07   | 28580                | 7.11             | 200.56           | Vérifier     |

On remarque que la condition  $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$  n'est pas vérifiée dans les deux sens. Donc il faut recalculer la section d'acier tendus  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service  $\overline{\sigma_s}$ .

La méthode de calcul à suivre est celle de **BAEL**.

$$\lambda = 1 + \frac{30 \times M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_s}}; \quad \cos \varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}}; \quad \alpha = 1 + 2 \times \sqrt{\lambda} \times \cos(240^\circ + \frac{\varphi}{3});$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_s}}{n} \times \frac{\alpha}{1 - \alpha} < 0.6 f_{c28}; \quad A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2 \times \overline{\sigma_s}}.$$

**Tableau 6. 15** Résumé des résultats de ferrailage à ELS du voile adossée.

|               | Sens      | A <sub>calc</sub><br>(cm <sup>2</sup> )/ml | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> ) | St (cm) |
|---------------|-----------|--------------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|---------|
| <b>travée</b> | <b>XX</b> | 15.53                                      | 1.89                                | <b>8T16=16.08</b>                   | 14      |
|               | <b>YY</b> | 7.21                                       | 1.6                                 | <b>7T12=7.92</b>                    | 15      |

## 6.6 Schéma de ferrailage du voile adossée

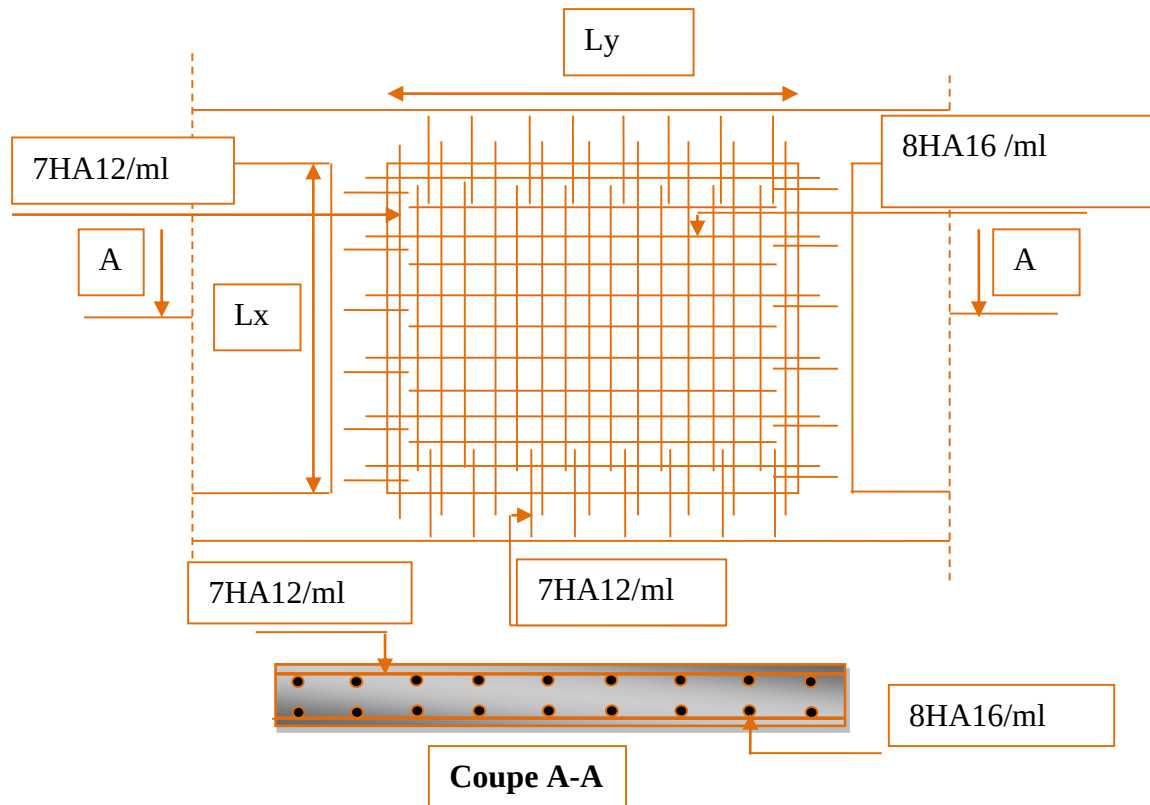


Figure 6. 14 Schéma de ferrailage du voile adossée section 1

### b) Section 2 : $2/3 h$

$$G1 = h \times (\gamma \times \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 \times c \times \tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow G = 6.12 \times (20 \times \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{14^\circ}{2})) \Rightarrow G1 = 74.66 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$G2 = h \times (\gamma \times \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 \times c \times \tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow G = 0 \times (20 \times \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{14^\circ}{2})) \Rightarrow G2 = 0 \text{ KN} / \text{m}^2$$

❖ **Surcharge accidentelle :**  $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$Q = q \times \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow Q = 10 \times \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{14^\circ}{2}) \Rightarrow Q = 6.1 \text{ KN} / \text{m}^2$$

### 6.6.1 Ferrailage du voile

Le voile adossé sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

## ➤ A L'E.L.U

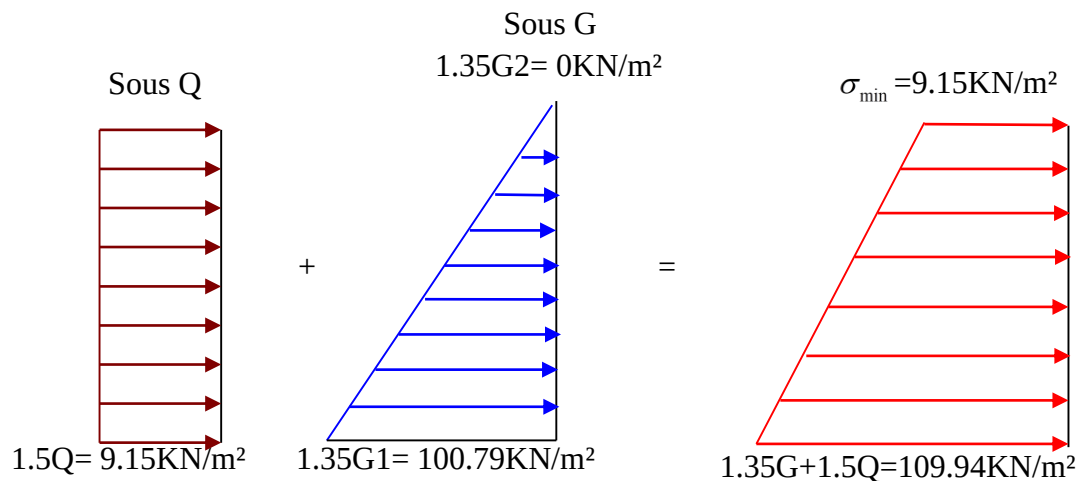


Figure 6. 15 Diagramme des contraintes.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 87.74 \text{ kN} / \text{m}^2 \Rightarrow \sigma_{moy} = 87.74 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6. 16 Section des armatures du voile périphérique.

|        | Sens | M<br>(KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z (m) | A (cm²) | $A_{min}$<br>(cm²) | $A_{adp}$ (cm²) | St (cm) |
|--------|------|-------------|------------|----------|-------|---------|--------------------|-----------------|---------|
| travée | XX   | 43.16       | 0.099      | 0.131    | 0.165 | 7.48    | 1.89               | 7T12=7.92       | 15      |
|        | YY   | 13.83       | 0.031      | 0.04     | 0.172 | 2.32    | 1.6                | 5T10=3.93       | 25      |
| Appui  |      | 25.39       | 0.058      | 0.075    | 0.169 | 4.30    | 1.89               | 7T10=5.50       | 15      |

## ➤ Vérifications à l'E.L.U

Avec  $A_{min} = 0.1\% b \times h$  .....condition exigée par le **RPA**.

## ✓ Les espacements

Armatures //  $L_x$  :  $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures //  $L_y$  :  $St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

## 6.6.2 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que  $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$ , fissuration nuisible.

$$q_u = 87.74 \text{ kN/m}^2 ; L_x = 2.7 \text{ m} ;$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x \times l_y^4}{2(l_x^4 + l_y^4)} \Rightarrow V_x = 178.9 \text{ kN}$$

On a

$$V_y = \frac{q_u \times l_y \times l_x^4}{2(l_x^4 + l_y^4)} \Rightarrow V_y = 241.72 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{143.5}{1 \times 0.175} \Rightarrow \tau_u = 0.82 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérifications à l'E.L.S**

$$\sigma_{\min} = Q + G2 = 6.10 \text{ KN} / \text{m}^2; \quad \sigma_{\max} = Q + G1 \Rightarrow \sigma_{\max} = 80.86 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$.q_s = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 62.17 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\mu_x = 0.0844; \mu_y = 0.4892 \quad \text{(Annexe I)}$$

les résultats de calcul sont résumée dans le tableau suivant :

**Tableau 6. 17** Vérification des contraintes pour le voile périphérique.

|               |           | M(KN.m) | Y (cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | Observation  |
|---------------|-----------|---------|--------|----------------------|------------------|------------------|--------------|
| <b>Travée</b> | <b>XX</b> | 32.51   | 5.30   | 22.642               | 7.70             | 261.13           | Non Vérifier |
|               | <b>YY</b> | 15.90   | 3.99   | 12877                | 4.92             | 250.00           | Non Vérifier |
| <b>Appuis</b> |           | 19.20   | 4.61   | 16973                | 5.19             | 217.84           | Vérifier     |

On remarque que la condition  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  n'est pas vérifiée dans les deux sens. Donc il faut recalculer la section d'acier tendus  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service  $\bar{\sigma}_s$ .

La méthode de calcul à suivre est celle de **BAEL**.

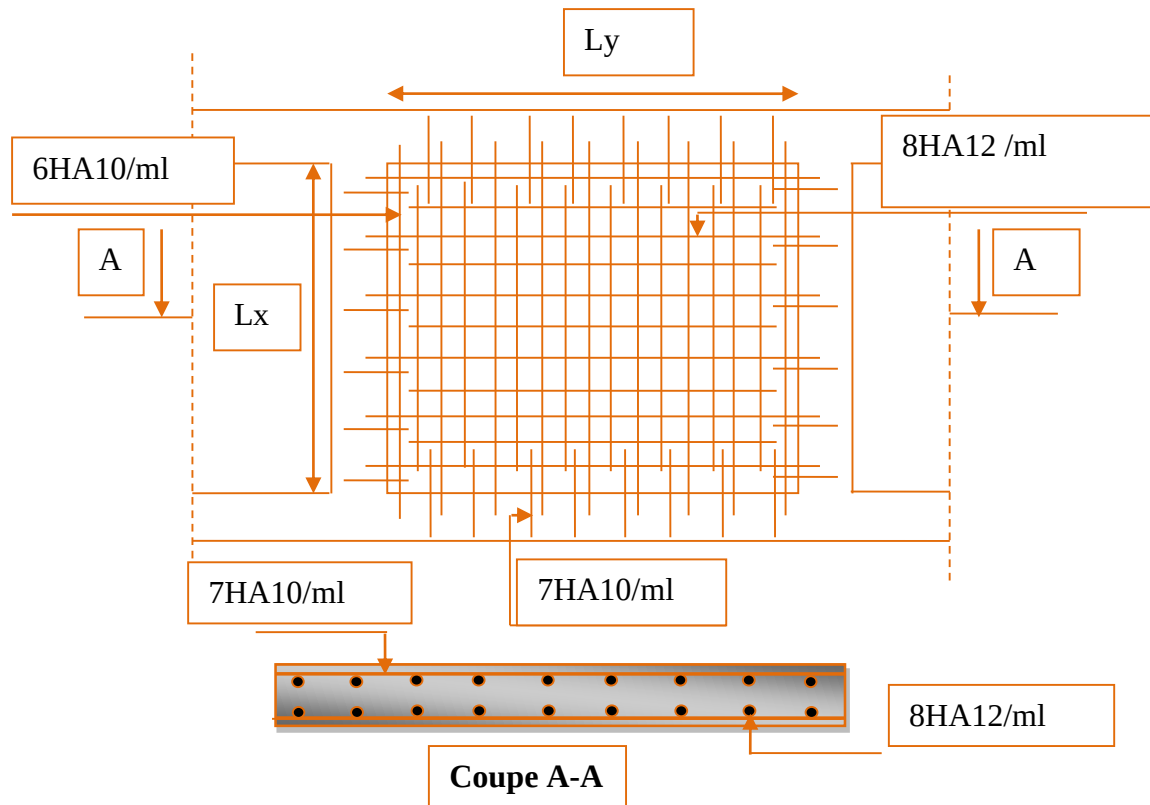
$$\lambda = 1 + \frac{30 \times M_s}{b \times d^2 \times \sigma_s}; \quad \cos \varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}}; \quad \alpha = 1 + 2 \times \sqrt{\lambda} \times \cos(240^\circ + \frac{\varphi}{3});$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \times \frac{\alpha}{1 - \alpha} < 0.6 f_{c28}; \quad A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2 \times \bar{\sigma}_s}.$$

**Tableau 6. 18** Résumé des résultats de ferrailage à ELS du voile adossée.

|        | Sens | A <sub>calc</sub><br>(cm <sup>2</sup> )/ml | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> ) | St (cm) |
|--------|------|--------------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|---------|
| travée | XX   | 8.62                                       | 1.89                                | <b>8T12=9.05</b>                    | 14      |
|        | YY   | 4.09                                       | 1.6                                 | <b>6T10=4.71</b>                    | 20      |

### 6.6.3 Schéma de ferrailage du voile adossée



**Figure 6. 16** Schéma de ferrailage du voile adossée section 2.

### 6.7 Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les charges transmises pour ce dernier.

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée et semelle filante, vu le chevauchement qu'elles engendraient dans la structure, on opte pour un calcul d'un radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé, le ferrailage adopté été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Un mur adossé est prévu pour supporter l'action de la poussée des terres exercées sur le mur niveau du RDC, ce mur sera calculé comme des panneaux de dalles pleines reposant sur quatre appuis, le ferrailage est fait selon le **RPA** qui domine.

## Conclusion générale

L'étude de ce projet (R+8) avec 3 enter sol à usage habitation et parking, nous a permis d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre formation dans le domaine, en s'appuyant sur les règlements de base qui sont : le RPA2003 et le BAEL91 ainsi que les DTR.

Par ailleurs, cette étude nous a permis de tirer certaines conclusions qui sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, Secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- Choisir une bonne disposition des voiles afin d'avoir une bonne répartition des charges entre les éléments de contreventements de la structure (interaction) et limiter les effets de la torsion.
- Le choix des matériaux est très important pour la réalisation d'une structure plus au moins résistante.
- Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la bâtisse, il est Impérativement nécessaire de faire une bonne étude du site, avec des fondations adaptées aux préventions et recommandations.

En fin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique, car cette dernière s'établit sur des critères à savoir la résistance, la durabilité et l'économie. Nous espérons que ce modeste travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

# Bibliographie

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> année Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

# Annexe 1

| $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ | ELU $v = 0$ |         | ELS $v = 0.2$ |         |
|----------------------------|-------------|---------|---------------|---------|
|                            | $\mu_x$     | $\mu_y$ | $\mu_x$       | $\mu_y$ |
| 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  | 0.0465        | 0.9543  |
| 0.98                       | 0.0384      | 0.9545  | 0.0457        | 0.9694  |
| 0.99                       | 0.0376      | 0.9771  | 0.0449        | 0.9847  |
| 1.00                       | 0.0368      | 1.0000  | 0.0441        | 0.1000  |

## Annexe 2

**Table de PIGEAUD**

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u * v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension  $Lx * Ly$

**Avec  $Lx < Ly$ .**

$$\rho = 0.5$$

|                                   | $\frac{u}{Lx} \backslash \frac{v}{Ly}$ | 0.0   | 0.1   | 0.2   | 0.3   | 0.4   | 0.5   | 0.6   | 0.7   | 0.8   | 0.9   | 1.0   |
|-----------------------------------|----------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| <b>Valeur de <math>M_1</math></b> | <b>0.0</b>                             | /     | 0.270 | 0.222 | 0.189 | 0.167 | 0.150 | 0.134 | 0.122 | 0.111 | 0.101 | 0.092 |
|                                   | <b>0.1</b>                             | 0.300 | 0.245 | 0.210 | 0.183 | 0.164 | 0.147 | 0.132 | 0.120 | 0.109 | 0.099 | 0.090 |
|                                   | <b>0.2</b>                             | 0.247 | 0.219 | 0.194 | 0.172 | 0.156 | 0.140 | 0.128 | 0.116 | 0.106 | 0.097 | 0.088 |
|                                   | <b>0.3</b>                             | 0.212 | 0.193 | 0.176 | 0.160 | 0.143 | 0.133 | 0.122 | 0.110 | 0.102 | 0.093 | 0.085 |
|                                   | <b>0.4</b>                             | 0.188 | 0.147 | 0.160 | 0.147 | 0.135 | 0.124 | 0.114 | 0.104 | 0.096 | 0.088 | 0.080 |
|                                   | <b>0.5</b>                             | 0.168 | 0.156 | 0.145 | 0.134 | 0.124 | 0.114 | 0.105 | 0.097 | 0.089 | 0.081 | 0.075 |
|                                   | <b>0.6</b>                             | 0.152 | 0.142 | 0.132 | 0.123 | 0.114 | 0.105 | 0.098 | 0.090 | 0.083 | 0.075 | 0.068 |
|                                   | <b>0.7</b>                             | 0.137 | 0.128 | 0.119 | 0.111 | 0.103 | 0.096 | 0.088 | 0.082 | 0.075 | 0.068 | 0.064 |
|                                   | <b>0.8</b>                             | 0.123 | 0.116 | 0.108 | 0.100 | 0.093 | 0.087 | 0.081 | 0.074 | 0.068 | 0.063 | 0.058 |
|                                   | <b>0.9</b>                             | 0.112 | 0.105 | 0.098 | 0.092 | 0.086 | 0.079 | 0.073 | 0.067 | 0.063 | 0.058 | 0.053 |
|                                   | <b>1.0</b>                             | 0.102 | 0.096 | 0.090 | 0.083 | 0.078 | 0.072 | 0.066 | 0.062 | 0.057 | 0.053 | 0.048 |
| <b>Valeur de <math>M_2</math></b> | <b>0.0</b>                             | /     | 0.270 | 0.222 | 0.194 | 0.172 | 0.154 | 0.141 | 0.126 | 0.113 | 0.103 | 0.093 |
|                                   | <b>0.1</b>                             | 0.153 | 0.150 | 0.140 | 0.131 | 0.121 | 0.121 | 0.104 | 0.097 | 0.089 | 0.080 | 0.073 |
|                                   | <b>0.2</b>                             | 0.088 | 0.097 | 0.094 | 0.090 | 0.087 | 0.082 | 0.077 | 0.072 | 0.066 | 0.060 | 0.055 |
|                                   | <b>0.3</b>                             | 0.068 | 0.068 | 0.067 | 0.065 | 0.062 | 0.059 | 0.057 | 0.053 | 0.048 | 0.045 | 0.040 |
|                                   | <b>0.4</b>                             | 0.050 | 0.049 | 0.048 | 0.047 | 0.046 | 0.044 | 0.042 | 0.039 | 0.037 | 0.034 | 0.031 |
|                                   | <b>0.5</b>                             | 0.038 | 0.038 | 0.037 | 0.036 | 0.035 | 0.034 | 0.033 | 0.030 | 0.028 | 0.027 | 0.024 |
|                                   | <b>0.6</b>                             | 0.029 | 0.029 | 0.028 | 0.028 | 0.027 | 0.027 | 0.026 | 0.024 | 0.023 | 0.020 | 0.019 |
|                                   | <b>0.7</b>                             | 0.024 | 0.024 | 0.023 | 0.023 | 0.023 | 0.022 | 0.020 | 0.019 | 0.018 | 0.017 | 0.015 |
|                                   | <b>0.8</b>                             | 0.020 | 0.019 | 0.019 | 0.018 | 0.018 | 0.017 | 0.016 | 0.015 | 0.014 | 0.013 | 0.013 |
|                                   | <b>0.9</b>                             | 0.017 | 0.017 | 0.016 | 0.016 | 0.015 | 0.014 | 0.014 | 0.013 | 0.012 | 0.011 | 0.010 |
|                                   | <b>1.0</b>                             | 0.014 | 0.014 | 0.013 | 0.013 | 0.012 | 0.012 | 0.011 | 0.011 | 0.010 | 0.010 | 0.009 |

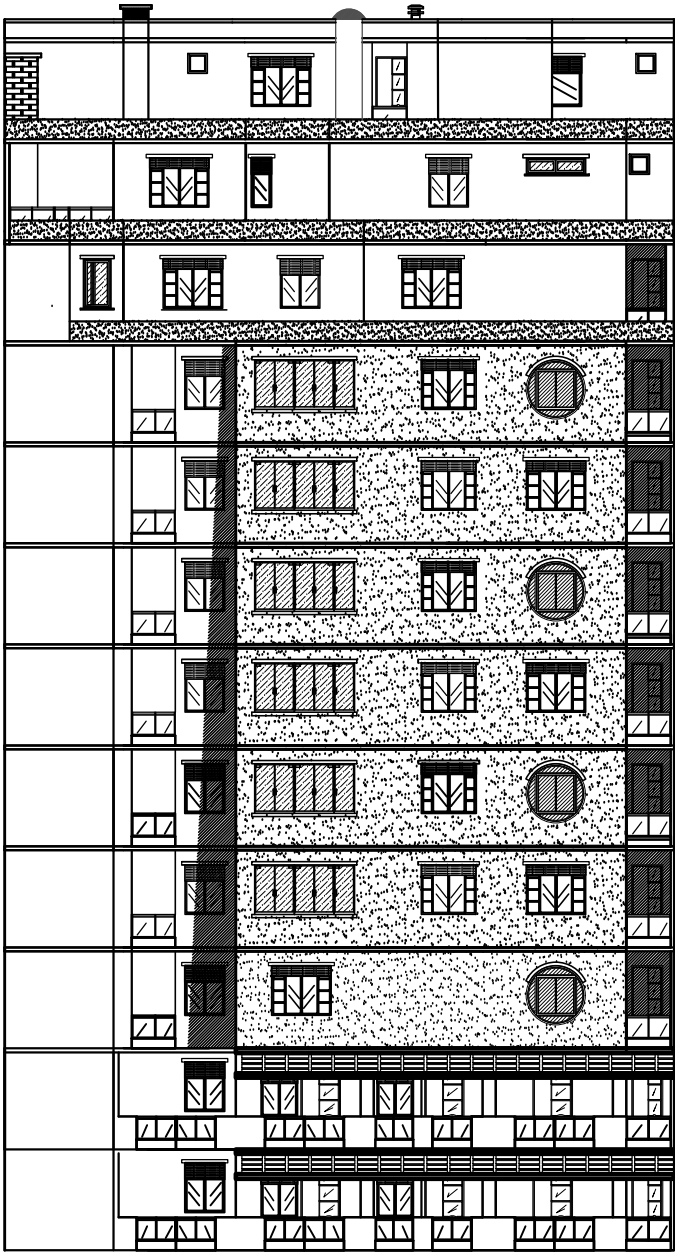
## Annexe 3

**Tableau des Armatures**

**(en cm<sup>2</sup>)**

| <b>Φ</b>  | <b>5</b> | <b>6</b> | <b>8</b> | <b>10</b> | <b>12</b> | <b>14</b> | <b>16</b> | <b>20</b> | <b>25</b> | <b>32</b> | <b>40</b> |
|-----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| <b>1</b>  | 0.20     | 0.28     | 0.50     | 0.79      | 1.13      | 1.54      | 2.01      | 3.14      | 4.91      | 8.04      | 12.57     |
| <b>2</b>  | 0.39     | 0.57     | 1.01     | 1.57      | 2.26      | 3.08      | 4.02      | 6.28      | 9.82      | 16.08     | 25.13     |
| <b>3</b>  | 0.59     | 0.85     | 1.51     | 2.36      | 3.39      | 4.62      | 6.03      | 9.42      | 14.73     | 24.13     | 37.70     |
| <b>4</b>  | 0.79     | 1.13     | 2.01     | 3.14      | 4.52      | 6.16      | 8.04      | 12.57     | 19.64     | 32.17     | 50.27     |
| <b>5</b>  | 0.98     | 1.41     | 2.51     | 3.93      | 5.65      | 7.70      | 10.05     | 15.71     | 24.54     | 40.21     | 62.83     |
| <b>6</b>  | 1.18     | 1.70     | 3.02     | 4.71      | 6.79      | 9.24      | 12.06     | 18.85     | 29.45     | 48.25     | 75.40     |
| <b>7</b>  | 1.37     | 1.98     | 3.52     | 5.50      | 7.92      | 10.78     | 14.07     | 21.99     | 34.36     | 56.30     | 87.96     |
| <b>8</b>  | 1.57     | 2.26     | 4.02     | 6.28      | 9.05      | 12.32     | 16.08     | 25.13     | 39.27     | 64.34     | 100.53    |
| <b>9</b>  | 1.77     | 2.54     | 4.52     | 7.07      | 10.18     | 13.85     | 18.10     | 28.27     | 44.18     | 72.38     | 113.10    |
| <b>10</b> | 1.96     | 2.83     | 5.03     | 7.85      | 11.31     | 15.39     | 20.11     | 31.42     | 49.09     | 80.09     | 125.66    |
| <b>11</b> | 2.16     | 3.11     | 5.53     | 8.64      | 12.44     | 16.93     | 22.12     | 34.56     | 54.00     | 88.47     | 138.23    |
| <b>12</b> | 2.36     | 3.39     | 6.03     | 9.42      | 13.57     | 18.47     | 24.13     | 37.70     | 58.91     | 96.51     | 150.80    |
| <b>13</b> | 2.55     | 3.68     | 6.53     | 10.21     | 14.7      | 20.01     | 26.14     | 40.84     | 63.81     | 104.55    | 163.36    |
| <b>14</b> | 2.75     | 3.96     | 7.04     | 11.00     | 15.83     | 21.55     | 28.15     | 43.98     | 68.72     | 112.59    | 175.93    |
| <b>15</b> | 2.95     | 4.24     | 7.54     | 11.78     | 16.96     | 23.09     | 30.16     | 47.12     | 73.63     | 120.64    | 188.50    |
| <b>16</b> | 3.14     | 4.52     | 8.04     | 12.57     | 18.10     | 24.63     | 32.17     | 50.27     | 78.54     | 128.68    | 201.06    |
| <b>17</b> | 3.34     | 4.81     | 8.55     | 13.35     | 19.23     | 26.17     | 34.18     | 53.41     | 83.45     | 136.72    | 213.63    |
| <b>18</b> | 3.53     | 5.09     | 9.05     | 14.14     | 20.36     | 27.71     | 36.19     | 56.55     | 88.36     | 144.76    | 226.20    |
| <b>19</b> | 3.73     | 5.37     | 9.55     | 14.92     | 21.49     | 29.25     | 38.20     | 59.69     | 93.27     | 152.81    | 238.76    |
| <b>20</b> | 3.93     | 5.65     | 10.05    | 15.71     | 22.62     | 30.79     | 40.21     | 62.83     | 98.17     | 160.85    | 251.33    |

FACADE PRINCIPALE



Etage 11  
2em Niveau Duplex

Etage 10  
1er Niveau Duplex

Etage 09

Etage 08

Etage 07

Etage 06

Etage 05

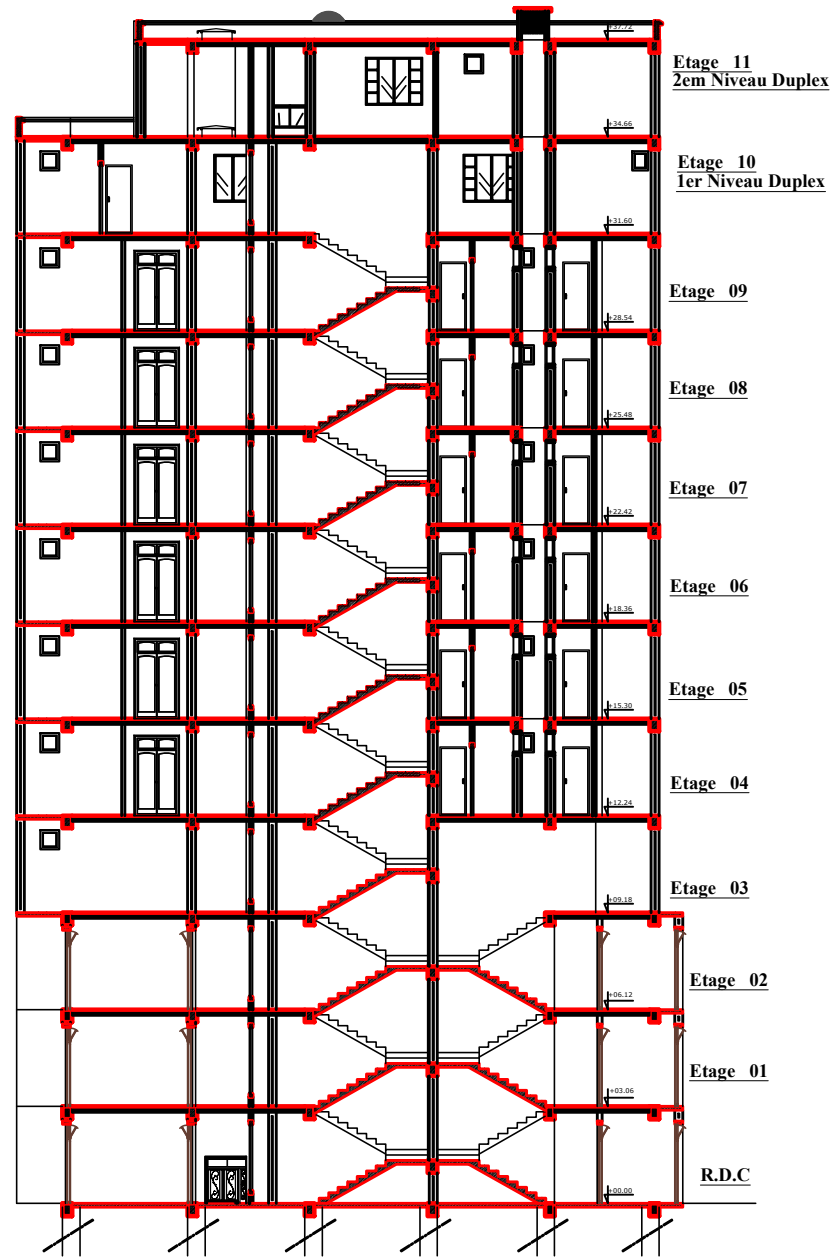
Etage 04

Etage 03  
Niv Placette

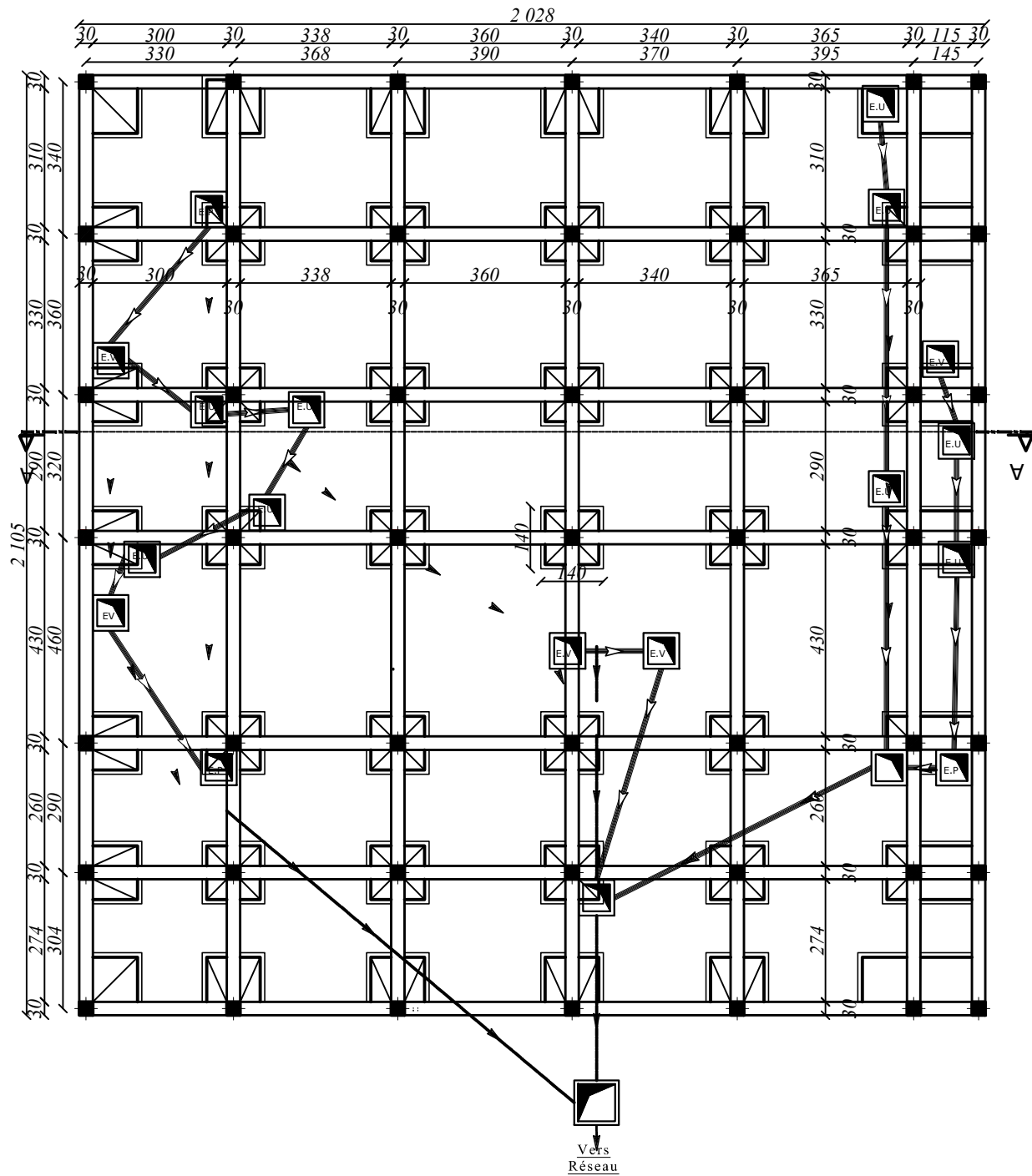
Etage 02  
03eme Niv parking

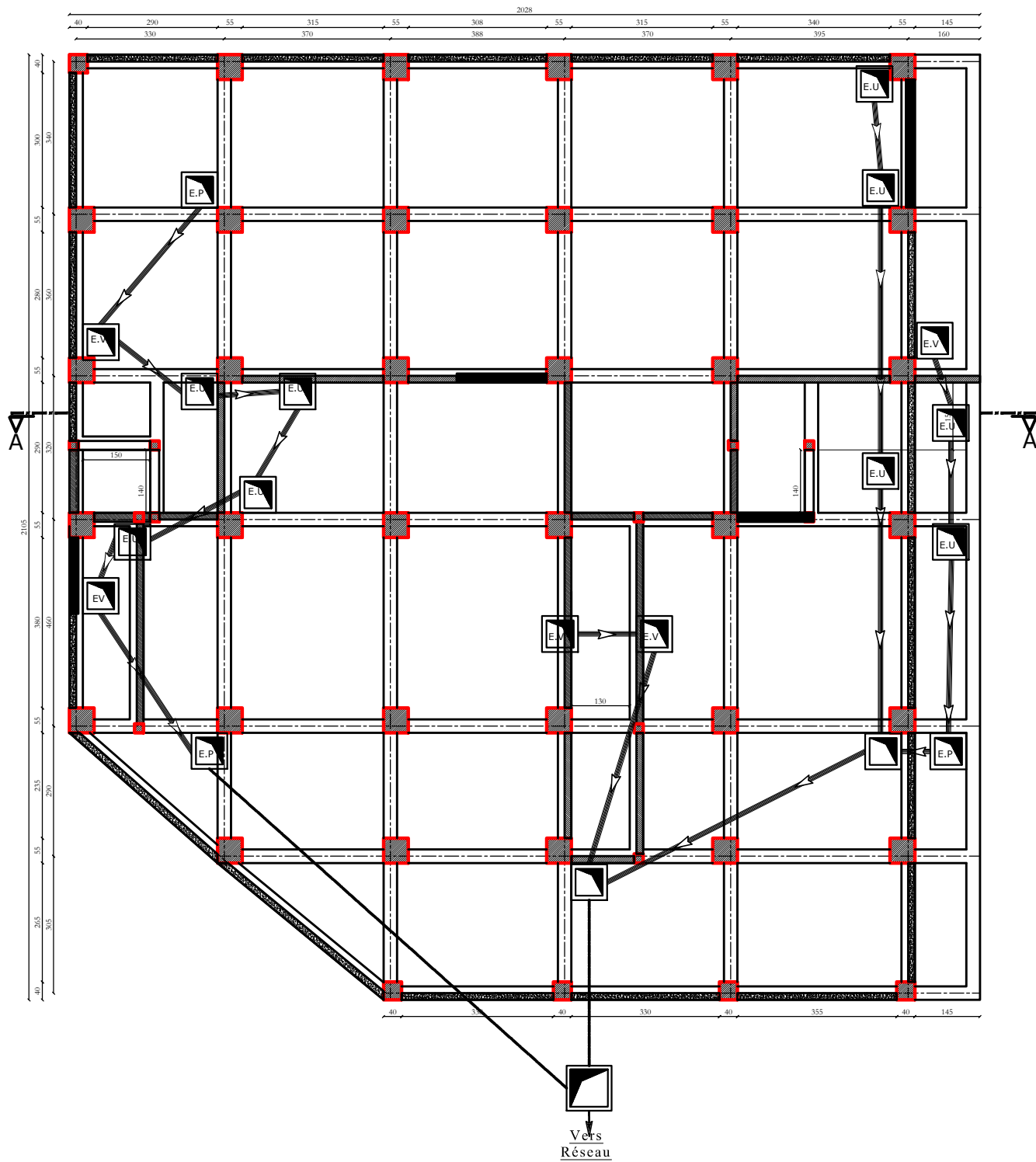
Etage 01  
02eme Niv parking

R.D.C  
01eme Niv parking

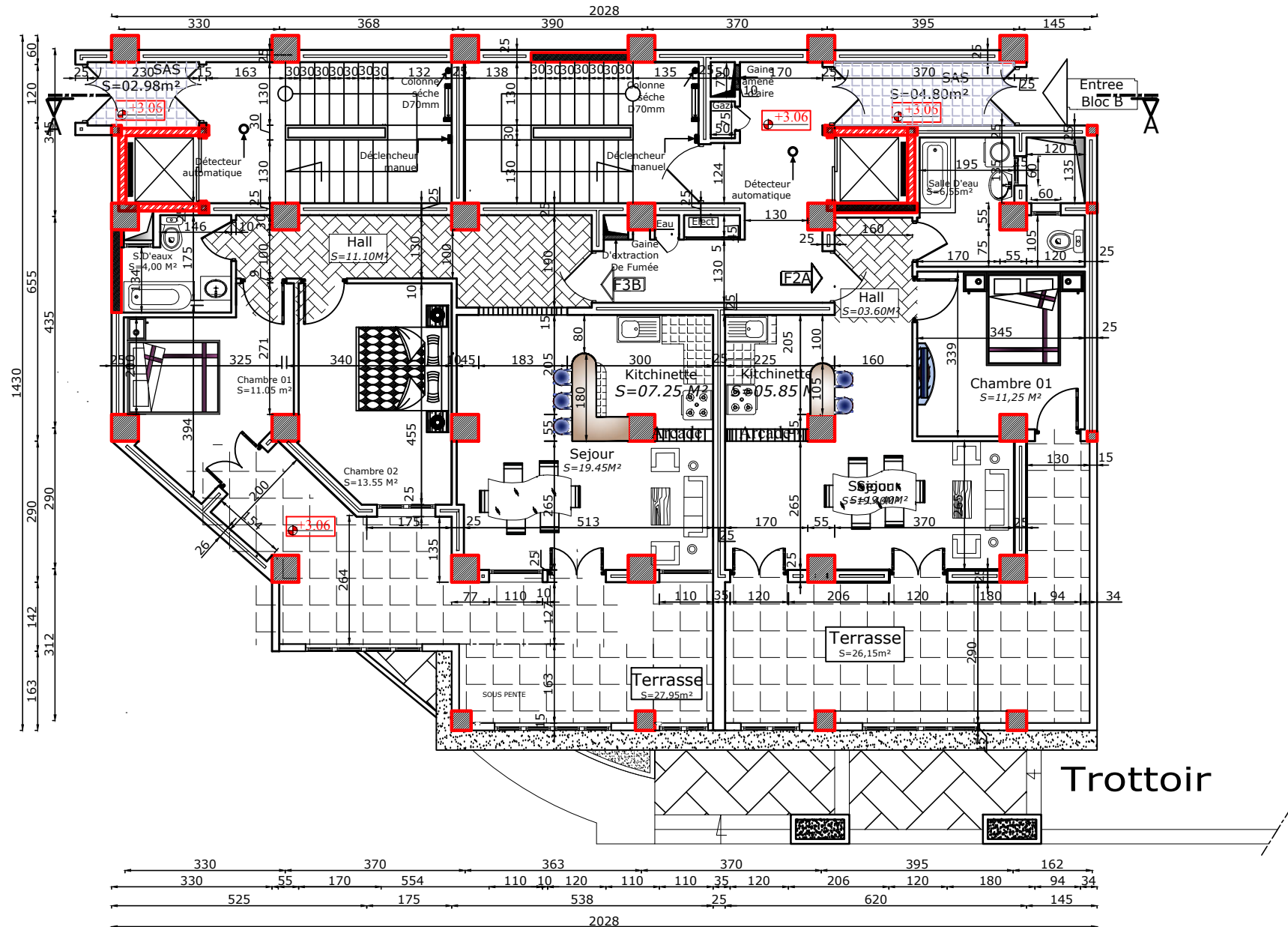


Plan De Fondation

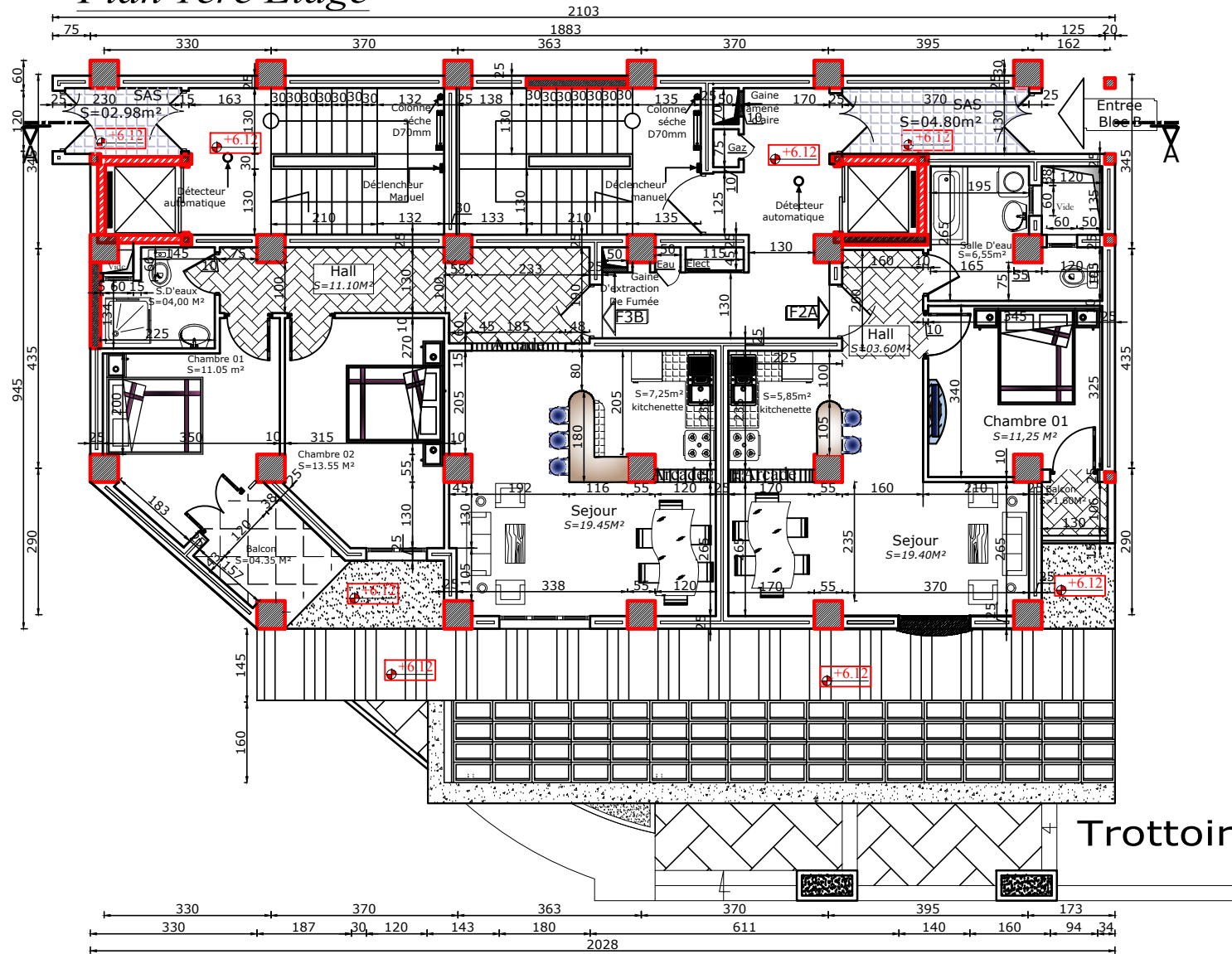




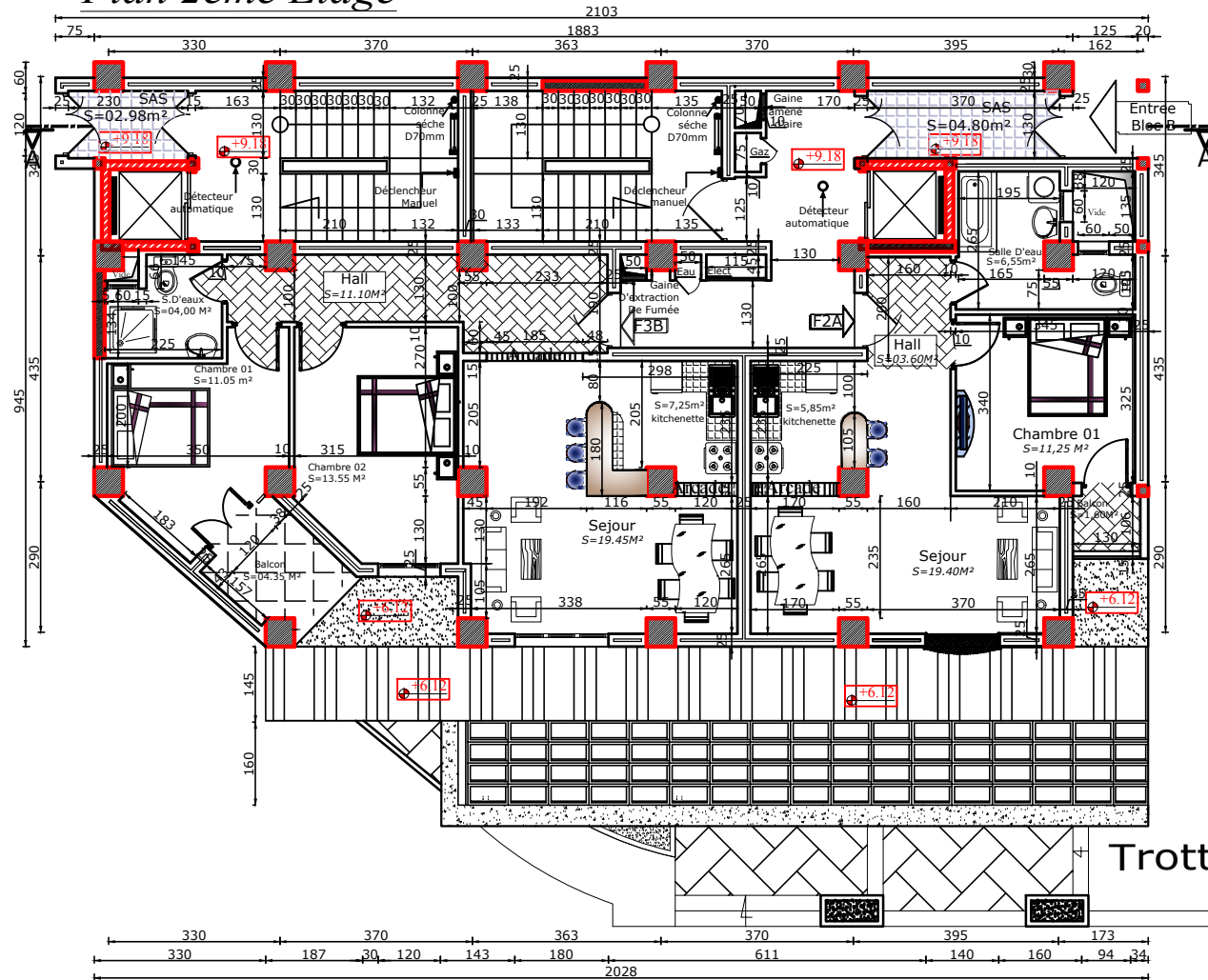
# Plan RDC



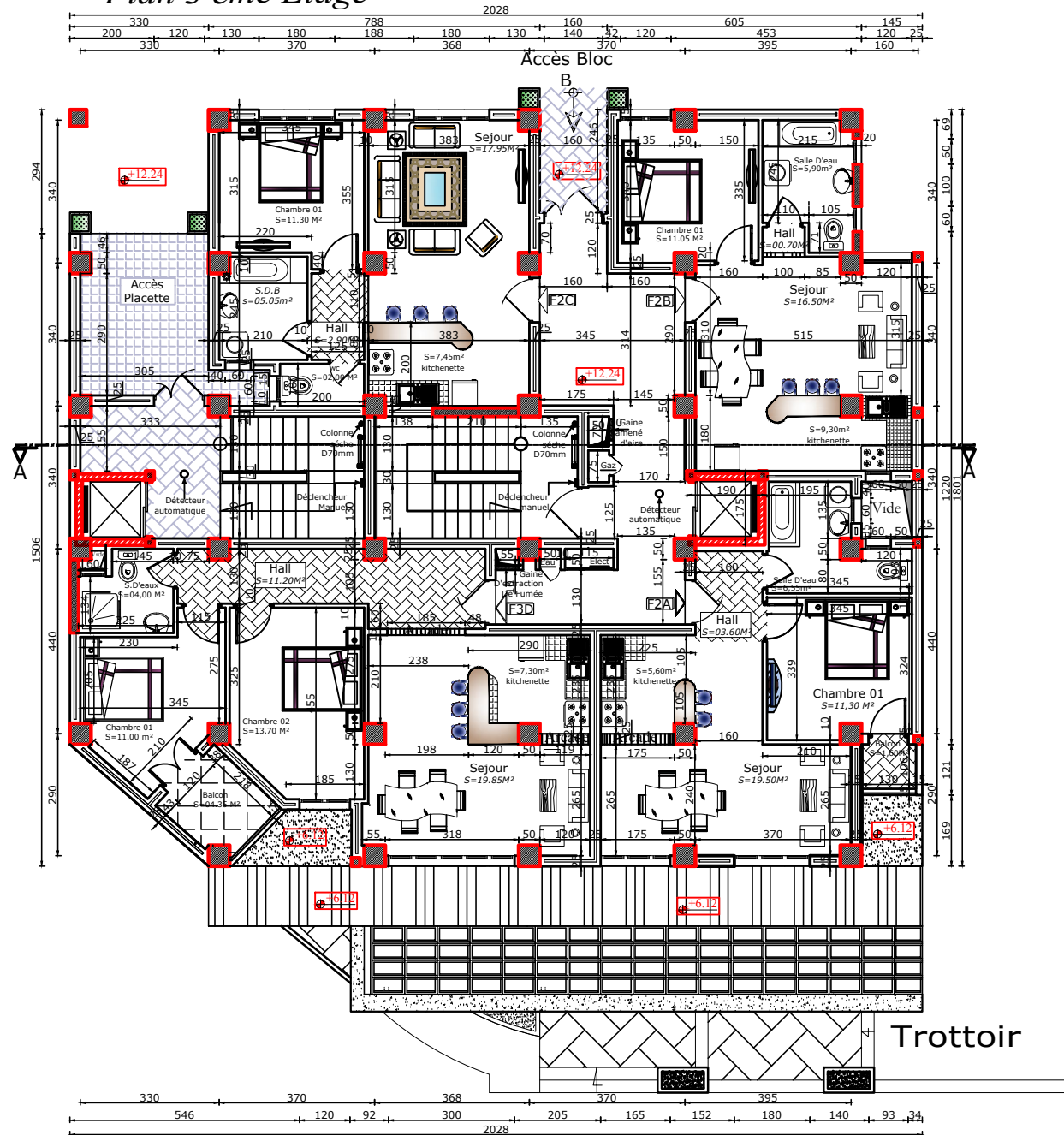
# Plan 1ere Etage



# Plan 2eme Etage



# Plan 3 eme Etage



**Plan 4ème Etage**

Architectural floor plan of a multi-unit residential building, showing various rooms and their dimensions. The plan includes a central staircase and a common area labeled "Local Des Machines".

**Rooms and Dimensions:**

- Chambre 01: S = 17,95 M<sup>2</sup>
- Chambre 02: S = 11,30 M<sup>2</sup>
- Sejour: S = 17,50 M<sup>2</sup>
- Cuisine: S = 11,85 M<sup>2</sup>
- Local Des Machines: S = 04,15 M<sup>2</sup>
- Placard: S = 03,00 M<sup>2</sup>
- Hall: S = 12,05 M<sup>2</sup>
- S.D.B. (Salle de Bain): S = 05,20 M<sup>2</sup>
- S.D.B. (Salle de Bain): S = 04,15 M<sup>2</sup>
- Chambre 01: S = 11,30 M<sup>2</sup>
- Chambre 02: S = 13,70 M<sup>2</sup>
- Sejour: S = 19,85 M<sup>2</sup>
- Sejour: S = 19,50 M<sup>2</sup>
- Chambre 01: S = 11,30 M<sup>2</sup>
- Sejour: S = 19,50 M<sup>2</sup>

**Other Features:**

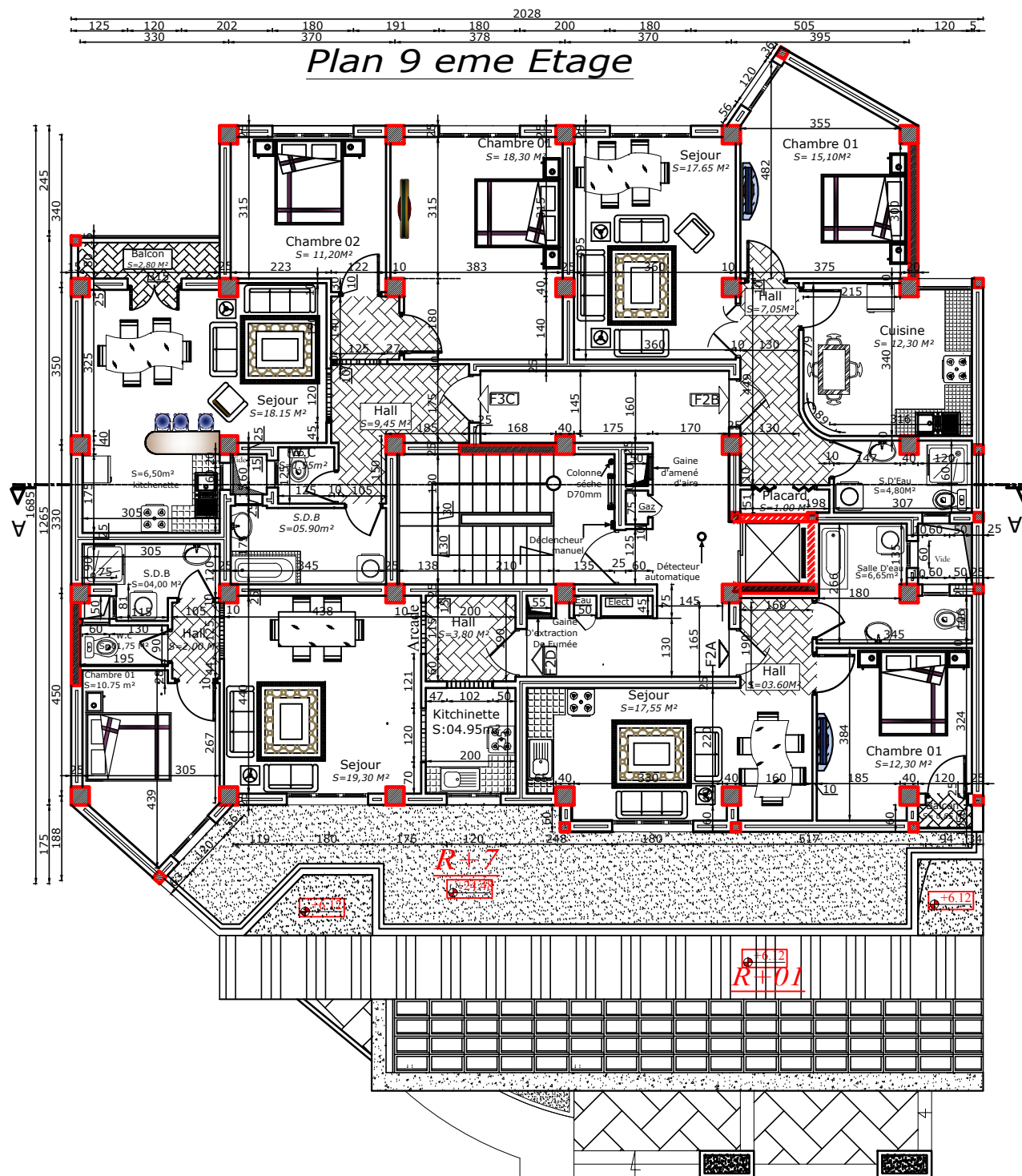
- Staircase: 1128, 1129, 1130, 1131, 1132, 1133, 1134, 1135, 1136, 1137, 1138, 1139, 1140, 1141, 1142, 1143, 1144, 1145, 1146, 1147, 1148, 1149, 1150, 1151, 1152, 1153, 1154, 1155, 1156, 1157, 1158, 1159, 1160, 1161, 1162, 1163, 1164, 1165, 1166, 1167, 1168, 1169, 1170, 1171, 1172, 1173, 1174, 1175, 1176, 1177, 1178, 1179, 1180, 1181, 1182, 1183, 1184, 1185, 1186, 1187, 1188, 1189, 1190, 1191, 1192, 1193, 1194, 1195, 1196, 1197, 1198, 1199, 1200, 1201, 1202, 1203, 1204, 1205, 1206, 1207, 1208, 1209, 1210, 1211, 1212, 1213, 1214, 1215, 1216, 1217, 1218, 1219, 1220, 1221, 1222, 1223, 1224, 1225, 1226, 1227, 1228, 1229, 1230, 1231, 1232, 1233, 1234, 1235, 1236, 1237, 1238, 1239, 1240, 1241, 1242, 1243, 1244, 1245, 1246, 1247, 1248, 1249, 1250, 1251, 1252, 1253, 1254, 1255, 1256, 1257, 1258, 1259, 1260, 1261, 1262, 1263, 1264, 1265, 1266, 1267, 1268, 1269, 1270, 1271, 1272, 1273, 1274, 1275, 1276, 1277, 1278, 1279, 1280, 1281, 1282, 1283, 1284, 1285, 1286, 1287, 1288, 1289, 1290, 1291, 1292, 1293, 1294, 1295, 1296, 1297, 1298, 1299, 1300, 1301, 1302, 1303, 1304, 1305, 1306, 1307, 1308, 1309, 1310, 1311, 1312, 1313, 1314, 1315, 1316, 1317, 1318, 1319, 1320, 1321, 1322, 1323, 1324, 1325, 1326, 1327, 1328, 1329, 1330, 1331, 1332, 1333, 1334, 1335, 1336, 1337, 1338, 1339, 1340, 1341, 1342, 1343, 1344, 1345, 1346, 1347, 1348, 1349, 1350, 1351, 1352, 1353, 1354, 1355, 1356, 1357, 1358, 1359, 1360, 1361, 1362, 1363, 1364, 1365, 1366, 1367, 1368, 1369, 1370, 1371, 1372, 1373, 1374, 1375, 1376, 1377, 1378, 1379, 1380, 1381, 1382, 1383, 1384, 1385, 1386, 1387, 1388, 1389, 1390, 1391, 1392, 1393, 1394, 1395, 1396, 1397, 1398, 1399, 1400, 1401, 1402, 1403, 1404, 1405, 1406, 1407, 1408, 1409, 1410, 1411, 1412, 1413, 1414, 1415, 1416, 1417, 1418, 1419, 1420, 1421, 1422, 1423, 1424, 1425, 1426, 1427, 1428, 1429, 1430, 1431, 1432, 1433, 1434, 1435, 1436, 1437, 1438, 1439, 1440, 1441, 1442, 1443, 1444, 1445, 1446, 1447, 1448, 1449, 1450, 1451, 1452, 1453, 1454, 1455, 1456, 1457, 1458, 1459, 1460, 1461, 1462, 1463, 1464, 1465, 1466, 1467, 1468, 1469, 1470, 1471, 1472, 1473, 1474, 1475, 1476, 1477, 1478, 1479, 1480, 1481, 1482, 1483, 1484, 1485, 1486, 1487, 1488, 1489, 1490, 1491, 1492, 1493, 1494, 1495, 1496, 1497, 1498, 1499, 1500, 1501, 1502, 1503, 1504, 1505, 1506, 1507, 1508, 1509, 1510, 1511, 1512, 1513, 1514, 1515, 1516, 1517, 1518, 1519, 1520, 1521, 1522, 1523, 1524, 1525, 1526, 1527, 1528, 1529, 1530, 1531, 1532, 1533, 1534, 1535, 1536, 1537, 1538, 1539, 1540, 1541, 1542, 1543, 1544, 1545, 1546, 1547, 1548, 1549, 1550, 1551, 1552, 1553, 1554, 1555, 1556, 1557, 1558, 1559, 1560, 1561, 1562, 1563, 1564, 1565, 1566, 1567, 1568, 1569, 1570, 1571, 1572, 1573, 1574, 1575, 1576, 1577, 1578, 1579, 1580, 1581, 1582, 1583, 1584, 1585, 1586, 1587, 1588, 1589, 1590, 1591, 1592, 1593, 1594, 1595, 1596, 1597, 1598, 1599, 1600, 1601, 1602, 1603, 1604, 1605, 1606, 1607, 1608, 1609, 1610, 1611, 1612, 1613, 1614, 1615, 1616, 1617, 1618, 1619, 1620, 1621, 1622, 1623, 1624, 1625, 1626, 1627, 1628, 1629, 1630, 1631, 1632, 1633, 1634, 1635, 1636, 1637, 1638, 1639, 1640, 1641, 1642, 1643, 1644, 1645, 1646, 1647, 1648, 1649, 1650, 1651, 1652, 1653, 1654, 1655, 1656, 1657, 1658, 1659, 1660, 1661, 1662, 1663, 1664, 1665, 1666, 1667, 1668, 1669, 1670, 1671, 1672, 1673, 1674, 1675, 1676, 1677, 1678, 1679, 1680, 1681, 1682, 1683, 1684, 1685, 1686, 1687, 1688, 1689, 1690, 1691, 1692, 1693, 1694, 1695, 1696, 1697, 1698, 1699, 1700, 1701, 1702, 1703, 1704, 1705, 1706, 1707, 1708, 1709, 1710, 1711,

[illegible]

### Plan Etage 08

The floor plan for Etage 08 is a complex layout with multiple rooms and utility areas. The rooms are labeled with their names and areas in square meters (M²). The overall dimensions of the floor are 175m by 340m. The plan includes a central staircase and various utility areas like S.D.B. (Sanitaires) and S.D.Eau (Sanitaires d'Éclairage). The rooms are arranged around a central corridor and staircase area. The plan also shows a kitchen (Cuisine) and a kitchenette (kitchenette). The rooms are labeled with their names and areas in square meters (M²). The overall dimensions of the floor are 175m by 340m.

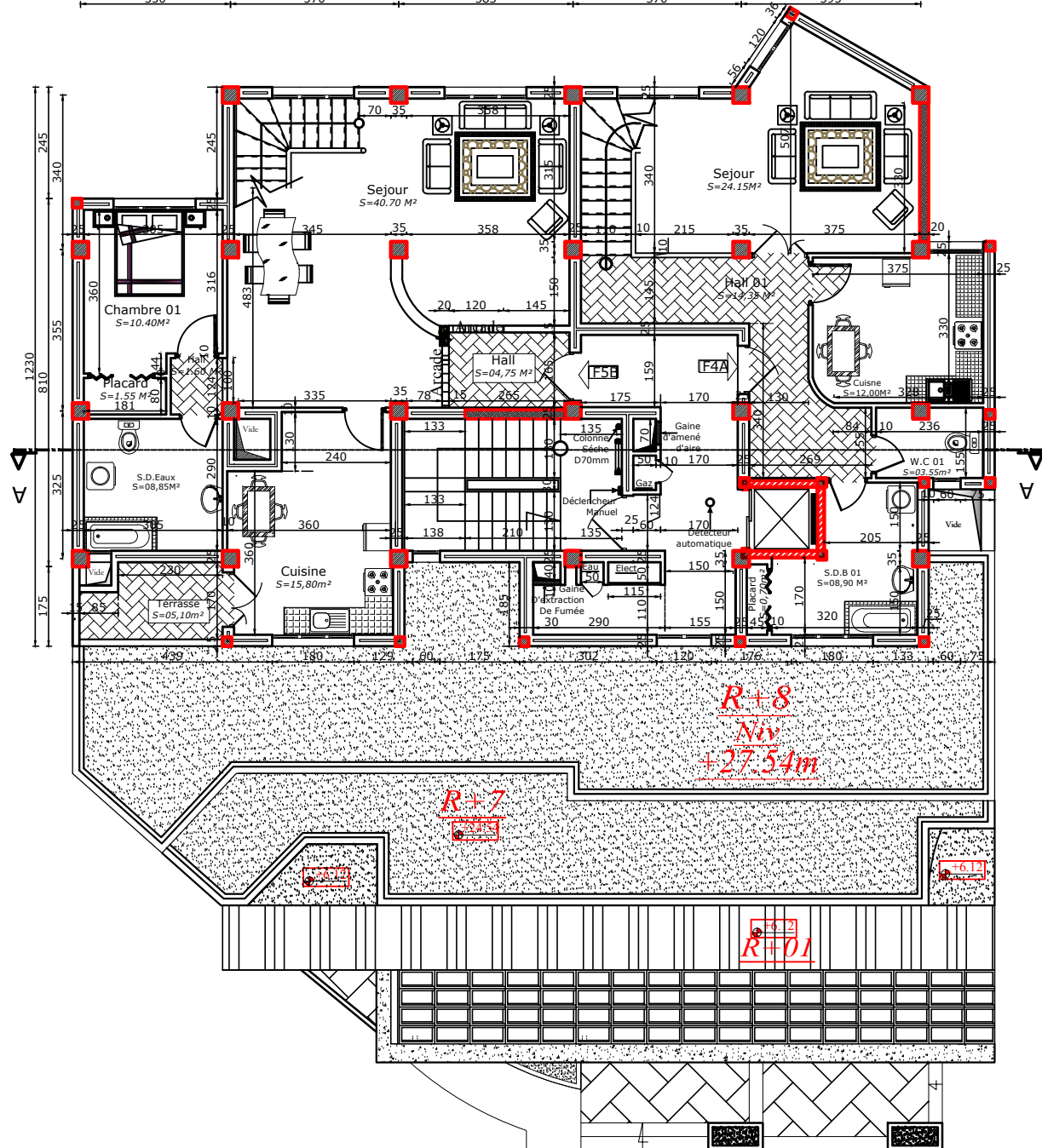
| Room Name  | Area (M²) |
|------------|-----------|
| Chambre 01 | 18,30     |
| Chambre 02 | 11,20     |
| Sejour     | 17,60     |
| Cuisine    | 12,30     |
| Chambre 01 | 15,10     |
| Chambre 02 | 12,25     |
| Sejour     | 20,10     |
| Sejour     | 19,60     |
| Chambre 01 | 11,15     |
| Chambre 02 | 7,40      |
| Sejour     | 13,65     |
| Chambre 01 | 11,40     |
| Chambre 02 | 5,70      |
| Sejour     | 13,65     |
| Chambre 01 | 11,15     |
| Chambre 02 | 7,40      |
| Sejour     | 13,65     |
| Chambre 01 | 11,40     |
| Chambre 02 | 5,70      |
| Sejour     | 13,65     |



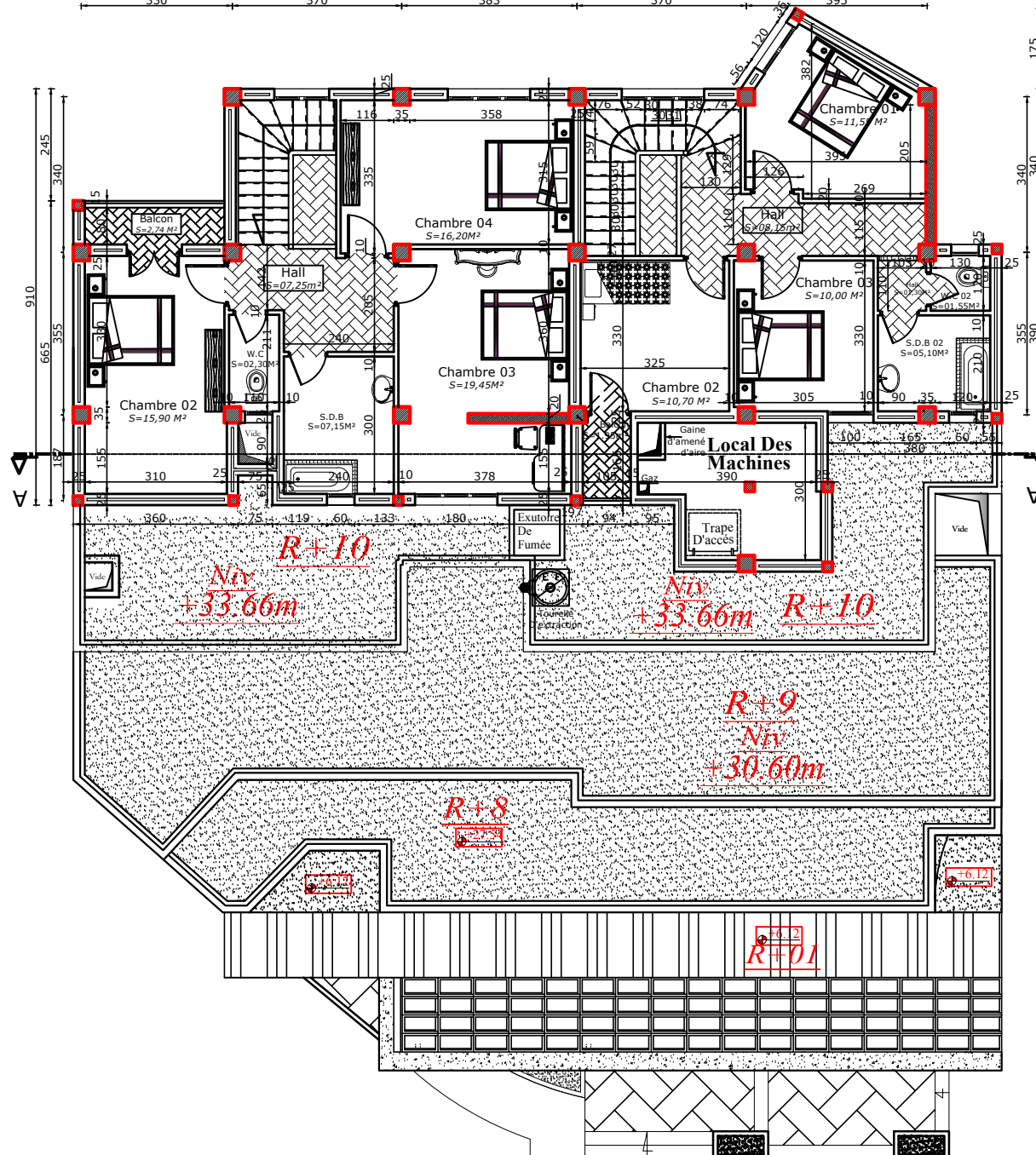
2028

A horizontal timeline for the year 2028. It features a top line with tick marks and a bottom line with tick marks. Above the top line, dates are marked: 90, 180, 169, 180, 199, 180, 200, 180, 80, 425, 120, and 25. Below the bottom line, durations are marked: 330, 370, 383, 370, 395, and 120. Vertical lines connect the top and bottom ticks. A red arrow points from the 80 date to the 425 date.

| Date | Duration |
|------|----------|
| 90   | 330      |
| 180  | 370      |
| 169  | 383      |
| 180  | 370      |
| 199  | 395      |
| 180  | 120      |
| 200  |          |
| 180  |          |
| 80   |          |
| 425  |          |
| 120  |          |
| 25   |          |



117 120 202 120 259 180 200 180 505  
330 370 383 370 395



↳ Niveau : +36.72

