



**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Abderrahmane Mira de Bejaïa  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

## **Mémoire de fin d'étude**

En vue d'obtention du diplôme Master en Génie Civil  
**Option : Matériaux et Structure**

### **Thème**

Etude d'un bâtiment R+7+sous-sol a usage d'habitation contreventé par un système mixte (voiles-portiques)

**Présenté par :**

M<sup>elle</sup> : BORDJAH SASSA

M<sup>elle</sup> : LOUTTANI SAMIRA

**Encadré par :**

Mr. IDDIR

**EXAMINATEURS:**

Mr. CHELOUAH

Mr. BOUKELLOUDA

**Juin 2016**

## **Remerciements**

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre  
profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

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

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

*A M<sup>er</sup> A.IDDIR : notre promoteur, pour avoir accepté de nous  
guider sur le bon chemin du 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 modeste travail*

*A*

*Mes très chers parents à qui le mérite revient,  
que dieu les gardes*

*Mes chers frères Nassim et Lamine*

*Mes très chères sœurs Lila, Salima, Amel et Sihem*

*Mes cousins et cousines*

*Ma binôme et sa famille.*

*Tous mes amis*

*Toute la promotion de génie Civil*

*Sassa*

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail*

*A*

*Mes très chers parents à qui le mérite revient,  
que dieu les gardes*

*Mes chers frères Omar et Mohand*

*Mes beaux frères abd elhafid et mohand el chérif*

*Mes très chères sœurs Karima, Rachida, Lilia et Sarah*

*Mes neveux Islam, abd el raouf, youba et ghilas*

*Mes cousins et cousines*

*Ma binôme et sa famille.*

*Tous mes amis*

*Toute la promotion de génie Civil*

*Samira*

# Sommaire

## Introduction générale

## Chapitre I : généralités

|   |   |
|---|---|
| I.1.presentation de l'ouvrage.....      | 1 |
| I.2.Donnes de site.....                 | 1 |
| I.3.Description de l'ouvrage.....       | 1 |
| I.4.Reglements et normes utilises.....  | 2 |
| I.5.Les états limites.....              | 2 |
| I.6.Les actions .....                   | 3 |
| I.7.Les Matériaux (acier et béton)..... | 5 |
| I.8.Materiaux a utilisés.....           | 9 |

## Chapitres II : pré dimensionnement des éléments

|  |    |
|--|----|
| II. Introduction.....                          | 10 |
| II.1.Les planchers.....                        | 10 |
| II.1.1.Plancher a corps creux.....             | 10 |
| II.1.2.Plancher a dalle pleine.....            | 12 |
| II.3.Les voiles.....                           | 16 |
| II.4.L'acrotère.....                           | 17 |
| II.5.Les escaliers.....                        | 18 |
| II.6.Ascenseur.....                            | 21 |
| II.7.Evaluation des charges et surcharges..... | 22 |
| II.8.Les poteaux.....                          | 26 |
| Conclusion.....                                | 38 |

## Chapitres III : Calcule des éléments secondaires

|                                   |     |
|-----------------------------------|-----|
| III. Introduction.....            | 39  |
| III.1.Plancher a corps creux..... | 39  |
| III.2.Dalle pleines.....          | 70  |
| III.3.Etude des escaliers.....    | 86  |
| III.4.Etude de l'ascenseur.....   | 105 |

|  |     |
|--|-----|
| III.5.étude de l'acrotère.....             | 117 |
| III.6.calcul de la poutre de chaînage..... | 123 |

## **Chapitres IV : Etude au séisme**

|   |     |
|---|-----|
| IV.1.Introduction.....  | 131 |
| IV.2.Objectifs et exigences.....                              | 131 |
| IV.3.Méthode de calcul.....                                   | 131 |
| IV.4.Disposition des voiles de contreventement.....           | 131 |
| IV.5.Interprétation des résultats de l'analyse dynamique..... | 136 |
| Conclusion.....   | 136 |

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

|                                 |     |
|---------------------------------|-----|
| V. Introduction.....            | 146 |
| V.1.Etude des poteaux.....      | 146 |
| V.2.Etude des poutres.....      | 159 |
| V.3.Ferraillage des voiles..... | 171 |

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

|   |     |
|---|-----|
| Introduction.....                             | 189 |
| VI.1.Choix de type des fondations.....        | 189 |
| VI.2.Combinaisons d'actions à considérer..... | 189 |
| VI.3.Calcul de la surface des fondations..... | 189 |
| VI.4.Radier général.....                      | 190 |
| VI.5.Les vérifications nécessaires.....       | 191 |
| VI.6.Etude des nervures.....                  | 199 |
| VI.7.Voile périphérique.....                  | 206 |

## **Conclusion**

## **Bibliographie**

## **Annexes**



## LISTE DES FIGURES

|  |    |
|--|----|
| <b>Figure I.1.</b> Evaluation de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton..... | 5  |
| <b>Figure I.2.</b> Diagramme contrainte déformation à L'ELU.....                           | 7  |
| <b>Figure I.3.</b> Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.....             | 9  |
| <b>Figure II.1.</b> Plancher à corps creux .....   | 10 |
| <b>Figure II.2.</b> schéma de la disposition des poutrelles .....                          | 11 |
| <b>Figure II.3.</b> Schéma d'une poutrelle.....  | 12 |
| <b>Figure II.4.</b> Exemple d'un panneau de dalle.....                                     | 13 |
| <b>Figure II.5.</b> panneau D1.....  | 13 |
| <b>Figure II.6.</b> panneau D2.....  | 13 |
| <b>Figure II .7 :</b> panneau sur 04 appuis .....  | 14 |
| <b>Figure II.8.</b> Coupe verticale d'un voile.....  | 16 |
| <b>Figure II.9.</b> Acrotère.....  | 17 |
| <b>Figure II.10.</b> Coupe verticale de l'escalier.....                                    | 18 |
| <b>Figure II.11.</b> schéma de la volée1.....  | 19 |
| <b>Figure II.12.</b> Schéma de la volée 2.....   | 20 |
| <b>Figure II.13.</b> Cage d'ascenseur.....   | 21 |
| <b>Figure. II.14.</b> Coupe transversale dans le plancher terrasse inaccessible. ....      | 22 |
| <b>Figure II.15.</b> Coupe transversale dans le plancher étage courant .....               | 22 |
| <b>Figure II.16.</b> Murs extérieurs.....  | 24 |
| <b>Figure II.17.</b> Murs intérieurs.....  | 24 |
| <b>Figure II.18.</b> Poteau central.....   | 28 |
| <b>Figure II.19.</b> Poteau de la cage d'escalier.....                                     | 31 |
| <b>Figure III.1.</b> Schéma de 1 <sup>er</sup> type de poutrelle.....                      | 39 |
| <b>Figure III.2.</b> Schéma de 2 <sup>em</sup> type de poutrelle.....                      | 39 |
| <b>Figure III.3.</b> Schéma de 3 <sup>eme</sup> type de poutrelle.....                     | 40 |
| <b>Figure III.4.</b> Schéma de 4 <sup>me</sup> type de poutrelle.....                      | 40 |
| <b>Figure III.5.</b> Schéma de 5 <sup>eme</sup> type de poutrelle.....                     | 40 |
| <b>Figure III.6.</b> Schéma de 6 <sup>eme</sup> type de poutrelle.....                     | 40 |
| <b>Figure III.7.</b> Schéma de 7 <sup>eme</sup> type de poutrelle.....                     | 40 |
| <b>Figure III.8.</b> Schéma de 8 <sup>eme</sup> type de poutrelle.....                     | 40 |
| <b>Figure III.9.</b> Schéma d'une Poutre .....   | 41 |
| <b>Figure III.10.</b> Evaluation des efforts tranchants.....                               | 42 |
| <b>Figure III.11.</b> schéma de poutrelle type 1 .....                                     | 44 |
| <b>Figure III.12.</b> travée AB.....   | 47 |
| <b>Figure III.13.</b> travée BC.....   | 47 |
| <b>Figure III.14.</b> travée CD .....  | 47 |
| <b>Figure III.15.</b> travée DE.....   | 48 |
| <b>Figure III.16.</b> travée EF.....   | 48 |
| <b>Figure III.17.</b> travée FG .....  | 48 |
| <b>Figure III.18.</b> travée AB .....  | 48 |
| <b>Figure III.19.</b> travée BC .....  | 48 |



|   |     |
|---|-----|
| <b>Figure III.20.</b> travée CD.....  | 49  |
| <b>Figure III.21.</b> travée DE.....  | 49  |
| <b>Figure III.22.</b> travée EF.....  | 50  |
| <b>Figure III.23.</b> travée FG.....  | 50  |
| <b>Figure III.24.</b> schéma de poutrelle type 4 .....                        | 51  |
| <b>Figure III.25.</b> schéma d'une poutrelle.....                             | 56  |
| <b>Figure III.26 :</b> Schéma de ferrailage de la dalle de compression .....  | 70  |
| <b>Figure III.27.</b> schéma de la dalle sur 3appuis .....                    | 70  |
| <b>Figure. III.28.</b> Section de la dalle pleine.....                        | 72  |
| <b>Figure III.29.</b> schéma de ferrailage de la dalle pleine type1.....      | 77  |
| <b>Figure III.30.</b> Schéma d'une dalle sur deux appuis.....                 | 78  |
| <b>Figure III.31.</b> schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.....   | 81  |
| <b>Figure III.31.</b> schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis .....  | 81  |
| <b>Figure III.32.</b> dalle sur quatre appuis .....                           | 82  |
| <b>Figure III.33.</b> Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis..... | 85  |
| <b>Figure III.34.</b> Section à ferrailer.....                                | 87  |
| <b>Figure III.35.</b> Vue en plan de la volée 2 .....                         | 94  |
| <b>Figure. III.36.</b> Schéma statique de la volée 1.....                     | 94  |
| <b>Figure III.37.</b> Schéma de ferrailage de la volée 1.....                 | 98  |
| <b>Figure III.38.</b> Schéma statique de la poutre brisée.....                | 99  |
| <b>Figure III.39.</b> les charges appliquées sur la poutre brisée.....        | 99  |
| <b>Figure.III.40.</b> Schéma de ferrailage de la poutre brisée en travée..... | 104 |
| <b>Figure III.41.</b> Cage d'ascenseur.....                                   | 106 |
| <b>Figure III.42.</b> Schéma représentant la surface d'impact. ....           | 111 |
| <b>Figure III.43.</b> vue en coupe du ferrailage de la dalle .....            | 116 |
| <b>Figure III.44.</b> Acrotère.....   | 117 |
| <b>Figure III.45.</b> Section à ferraille .....                               | 120 |
| <b>Figure III.46.</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère. ....                | 123 |
| <b>Figure III.47.</b> Schéma de ferrailage de la poutre de chainage .....     | 127 |
| <b>Figure IV.1 .</b> disposition des voiles.....                              | 136 |
| <b>Figure IV.2.</b> Mode 1, Translation suivant l'axe x-x.....                | 139 |
| <b>Figure IV.3.</b> Mode 2, Translation suivant l'axe Y-Y.....                | 140 |
| <b>Figure IV.4.</b> Mode 3, Rotation suivant l'axe z-z.....                   | 141 |
| <b>Figure V.1.</b> la zone nodale.....  | 147 |
| <b>Figure V.2.</b> Section d'un poteau.....                                   | 154 |
| <b>Figure V.3.</b> disposition des armatures des poteaux.....                 | 157 |
| <b>Figure V.4.</b> Disposition constructif des poutres.....                   | 160 |
| <b>Figure V. 5.</b> Les moments sur la zone nodale zone nodale.....           | 168 |
| <b>Figure V.6.</b> Schéma d'un voile plein.....                               | 172 |
| <b>Figure V.7.</b> Schéma de la disposition des voiles.....                   | 174 |
| <b>Figure V.8.</b> Schéma de ferrailage du voile $V_{y1}$ du s-sol.....       | 188 |

|  |     |
|--|-----|
| <b>Figure .VI. 1</b> Dalle sur quatre appuis .....                                 | 194 |
| <b>Figure .VI. 2.</b> Schéma de ferrailage de radier.....                          | 189 |
| <b>Figure .VI. 2.</b> Répartition des contraintes sur le débord.....               | 189 |
| <b>Figure .VI. 4.</b> Schéma de ferrailage de débord.....                          | 199 |
| <b>Figure .VI. 3.</b> Charges transmises aux nervures transversales du radier..... | 201 |
| <b>Figure .VI. 4.</b> Section à ferrailer.....                                     | 202 |
| <b>Figure .VI. 8.</b> Voile périphérique.....                                      | 206 |
| <b>Figure .VI. 9.</b> Diagramme des contraintes.....                               | 207 |
| <b>Figure .VI. 10.</b> schéma de ferrailage du voile périphérique.....             | 211 |



## LISTE DES TABLEAUX

|   |     |
|---|-----|
| <b>Tableau I.1.</b> $f_e$ en fonction du type d'acier.....  | 8   |
| <b>Tableau II.2.</b> Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser. ....   | 9   |
| <b>Tableau II.1.</b> Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à corps creux<br>.....                                  | 22  |
| <b>Tableau II.2.</b> Evaluation des charge « G » des planchers à dalle pleines. ....  | 23  |
| <b>Tableau II.3.</b> Evaluation des surcharges « Q »des planchers à dalle pleines.....  | 24  |
| <b>Tableau II.5.</b> Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers ....  | 25  |
| <b>Tableau II .6.</b> Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée.....   | 26  |
| <b>Tableau II.7.</b> Descente de charge au droit du Poteau central (P1).....  | 30  |
| <b>Tableau II.8.</b> Descente de charge au droit du Poteau (P2).....  | 32  |
| <b>Tableau II.9.</b> Vérification à la compression.....   | 35  |
| <b>Tableau II.10.</b> Vérification au flambement des poteaux.....   | 37  |
| <b>Tableau III.1.</b> Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....  | 44  |
| <b>Tableau III.2.</b> les sollicitations dans la poutrelle de type 1 de l'étage courant à l'ELU .....                                       | 50  |
| <b>Tableau III.3.</b> les sollicitations dans la poutrelle de type 1 de l'étage courant à l'ELS.....  | 50  |
| <b>Tableau III.4.</b> les sollicitation dans la poutrelle de type 1 de la terrasse inaccessible à l'ELU<br>.....                            | 51  |
| <b>Tableau III.5.</b> les sollicitations dans la poutrelle de type 1 de la terrasse inaccessible à<br>l'ELS.....                            | 51  |
| <b>Tableau III.6.</b> Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour Le<br>plancher étage courant.....         | 53  |
| <b>Tableau III.7.</b> sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le<br>plancher terrasse inaccessible..... | 54  |
| <b>Tableau III.8.</b> Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.....   | 55  |
| <b>Tableau III.9.</b> Ferraillage des poutrelles plancher étage courant .....   | 60  |
| <b>Tableau III.10.</b> Ferraillage des poutrelles plancher terrasse inaccessible .....  | 62  |
| <b>Tableau III.11.</b> Vérification des contraintes dans le béton.....  | 64  |
| <b>Tableau III.12.</b> Schéma de ferraillage des poutrelles.....  | 69  |
| <b>Tableau III.13.</b> Contrainte dans le béton de la dalle sur trois appuis .....  | 74  |
| <b>Tableau III.14.</b> Calcul de ferraillage de la dalle sur deux appuis(D2) .....  | 79  |
| <b>Tableau III.15.</b> Contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis.....   | 80  |
| <b>Tableau III.16.</b> résultat du calcul des différentes flèches.....  | 81  |
| <b>Tableau III.17.</b> Calcul de ferraillage de la dalle sur quatre appuis.....   | 83  |
| <b>Tableau III.18.</b> Contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis .....  | 84  |
| <b>Tableau III.19.</b> Résumé des résultats de ferraillage. ....  | 88  |
| <b>Tableau III.20.</b> Vérification des contraintes de compression dans le béton.....   | 97  |
| <b>Tableau III.21.</b> Calcul des moments et des sections .....   | 100 |
| <b>Tableau III.22.</b> Calcul à l'ELS.....  | 104 |
| <b>Tableau III.23.</b> calcul de ferraillage .....  | 108 |
| <b>Tableau III.24.</b> Résultats de calcul des contraintes .....  | 110 |
| <b>Tableau III.25.</b> Ferraillage de la dalle de l'ascenseur .....   | 113 |
| <b>Tableau.III.26.</b> Combinaison d'action de l'acrotère .....   | 118 |
| <b>Tableau III.27.</b> Armatures longitudinales.....  | 124 |

|  |     |
|--|-----|
| <b>Tableau IV .1.</b> Valeurs des pénalités $Pq$ .....   | 132 |
| <b>Tableau IV.2.</b> Mode de vibration et taux de participation des masses.....                        | 137 |
| <b>Tableau IV.3.</b> Les résultats d'interaction sous charges verticales.....                          | 138 |
| <b>Tableau IV.4.</b> Les résultats d'interaction sous charges horizontales.....                        | 138 |
| <b>Tableau IV.5.</b> Résumé des résultats.....   | 142 |
| <b>Tableau IV.6.</b> Vérification de la résultante des forces sismiques.....                           | 142 |
| <b>Tableau IV.7.</b> Vérification des déplacements.....  | 143 |
| <b>Tableau IV.8.</b> Vérification des effets $P-\Delta$ .....  | 144 |
| <b>Tableau V.1.</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA..... | 147 |
| <b>Tableau V.2.</b> Sollicitations dans les poteaux.....   | 148 |
| <b>Tableau V.3.</b> Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....                        | 151 |
| <b>Tableau V.4.</b> Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....                         | 152 |
| <b>Tableau V.5.</b> Justification de l'effort normal ultime.....                                       | 153 |
| <b>Tableau V.6.</b> Vérification des contraintes dans le béton.....                                    | 155 |
| <b>Tableau V.7.</b> Vérification des contraintes dans le béton.....                                    | 156 |
| <b>Tableau V.8.</b> Ferraillage des poutres principales et secondaires.....                            | 162 |
| <b>Tableau V.9.</b> Vérification des contraintes tangentielles.....                                    | 164 |
| <b>Tableau V.10.</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....                    | 165 |
| <b>Tableau V.11.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton.....                        | 165 |
| <b>Tableau V.12.</b> Vérification de la flèche pour les poutres.....                                   | 166 |
| <b>Tableau V.13.</b> Moments résistants dans les poteaux.....  | 196 |
| <b>Tableau V.15.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x1}$ dans tous les niveaux.....        | 178 |
| <b>Tableau V.16.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x2}$ dans tous les niveaux.....        | 179 |
| <b>Tableau V.17.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x3}$ dans tous les niveaux.....        | 180 |
| <b>Tableau V.18.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x4}$ dans tous les niveaux.....        | 181 |
| <b>Tableau V.19.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x5}$ dans tous les niveaux.....        | 182 |
| <b>Tableau V.20.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x6}$ dans tous les niveaux.....        | 183 |
| <b>Tableau V.21.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y1}$ dans tous les niveaux.....        | 184 |
| <b>Tableau V.22.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y2}$ dans tous les niveaux.....        | 185 |
| <b>Tableau V.23.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y3}$ dans tous les niveaux.....        | 186 |
| <b>Tableau V.24.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y4}$ dans tous les niveaux.....        | 187 |
| <b>Tableau V.25.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y5}$ dans tous les niveaux.....        | 188 |
| <b>Tableau VI. 1.</b> Tableau de ferraillage du radier.....  | 195 |
| <b>Tableau VI.2.</b> Vérification des contraintes.....   | 197 |
| <b>Tableau VI.3.</b> Résumé des résultats de ferraillage à l'ELS du radier.....                        | 197 |
| <b>Tableau VI.4.</b> Vérification des contraintes du radier.....                                       | 198 |
| <b>Tableau VI.5.</b> Sections d'armatures du débord.....   | 199 |
| <b>Tableau VI.6.</b> Sollicitations de la nervure principale.....                                      | 201 |
| <b>Tableau VI.7.</b> Sollicitations de la nervure transversale.....                                    | 202 |
| <b>Tableau VI.8.</b> Résumé des résultats du ferraillage.....  | 202 |
| <b>Tableau VI.9.</b> Vérification de l'effort tranchant.....   | 203 |
| <b>Tableau VI.10.</b> Vérification des contraintes.....  | 204 |
| <b>Tableau VI.11.</b> Résumé des résultats de ferraillage à l'ELS.....                                 | 204 |
| <b>Tableau VI.12.</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....  | 204 |
| <b>Tableau VI.13.</b> Schéma de ferraillage des nervures.....  | 205 |



## **Introduction :**

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices. Il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. C'est pourquoi la plupart des nations n'est pas protégée contre les tremblements de terre et leurs conséquences économiques et humaines.

Le mouvement sismique a pour effets d'induire dans le sol et les ouvrages des forces d'inerties importantes et rapidement variables. Son action s'exerce donc d'une manière fondamentalement dynamique.

A cet effet l'ingénieur en génie civil associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution de problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte de différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

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

Le projet qui nous a été confié par la société civil professionnelle d'architecture (BART), porte sur l'étude d'un bâtiment (R+7+sous sol) à usage d'habitations et il est contreventé par un système mixte (voiles portiques), structuré en six chapitres principaux.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul du BAEL en chapitre I, on a dimensionné les éléments de bâtiment en chapitre II, en chapitre III, on a calculé tous les éléments secondaires tel que les planchers, les escaliers, l'acrotère,...etc. l'étude dynamique dans le IV<sup>ème</sup> chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisi des voiles porteurs. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA99, sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel SAP2000-7. 4. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre V et en fin le calcul de l'infrastructure sera l'objet du chapitre VI.

Tous les calculs ont été menés en utilisant différents codes de calcul et de conception, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

## Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

| $\alpha = L_x/L_y$ | ELU $\nu = 0$ |         | ELS $\nu = 0.2$ |         |
|--------------------|---------------|---------|-----------------|---------|
|                    | $\mu_x$       | $\mu_y$ | $\mu_x$         | $\mu_y$ |
| 0.40               | 0.1101        | 0.2500  | 0.0121          | 0.2854  |
| 0.41               | 0.1088        | 0.2500  | 0.1110          | 0.2924  |
| 0.42               | 0.1075        | 0.2500  | 0.1098          | 0.3000  |
| 0.43               | 0.1062        | 0.2500  | 0.1087          | 0.3077  |
| 0.44               | 0.1049        | 0.2500  | 0.1075          | 0.3155  |
| 0.45               | 0.1036        | 0.2500  | 0.1063          | 0.3234  |
| 0.46               | 0.1022        | 0.2500  | 0.1051          | 0.3319  |
| 0.47               | 0.1008        | 0.2500  | 0.1038          | 0.3402  |
| 0.48               | 0.0994        | 0.2500  | 0.1026          | 0.3491  |
| 0.49               | 0.0980        | 0.2500  | 0.1013          | 0.3580  |
| 0.50               | 0.0966        | 0.2500  | 0.1000          | 0.3671  |
| 0.51               | 0.0951        | 0.2500  | 0.0987          | 0.3758  |
| 0.52               | 0.0937        | 0.2500  | 0.0974          | 0.3853  |
| 0.53               | 0.0922        | 0.2500  | 0.0961          | 0.3949  |
| 0.54               | 0.0908        | 0.2500  | 0.0948          | 0.4050  |
| 0.55               | 0.0894        | 0.2500  | 0.0936          | 0.4150  |
| 0.56               | 0.0880        | 0.2500  | 0.0923          | 0.4254  |
| 0.57               | 0.0865        | 0.2582  | 0.0910          | 0.4357  |
| 0.58               | 0.0851        | 0.2703  | 0.0897          | 0.4456  |
| 0.59               | 0.0836        | 0.2822  | 0.0884          | 0.4565  |
| 0.60               | 0.0822        | 0.2948  | 0.0870          | 0.4672  |
| 0.61               | 0.0808        | 0.3075  | 0.0857          | 0.4781  |
| 0.62               | 0.0794        | 0.3205  | 0.0844          | 0.4892  |
| 0.63               | 0.0779        | 0.3338  | 0.0831          | 0.5004  |
| 0.64               | 0.0765        | 0.3472  | 0.0819          | 0.5117  |
| 0.65               | 0.0751        | 0.3613  | 0.0805          | 0.5235  |
| 0.66               | 0.0737        | 0.3753  | 0.0792          | 0.5351  |
| 0.67               | 0.0723        | 0.3895  | 0.0780          | 0.5469  |
| 0.68               | 0.0710        | 0.4034  | 0.0767          | 0.5584  |
| 0.69               | 0.0697        | 0.4181  | 0.0755          | 0.5704  |
| 0.70               | 0.0684        | 0.4320  | 0.0743          | 0.5817  |
| 0.71               | 0.0671        | 0.4471  | 0.0731          | 0.5940  |
| 0.72               | 0.0658        | 0.4624  | 0.0719          | 0.6063  |
| 0.73               | 0.0646        | 0.4780  | 0.0708          | 0.6188  |
| 0.74               | 0.0633        | 0.4938  | 0.0696          | 0.6315  |
| 0.75               | 0.0621        | 0.5105  | 0.0684          | 0.6447  |
| 0.76               | 0.0608        | 0.5274  | 0.0672          | 0.6580  |
| 0.77               | 0.0596        | 0.5440  | 0.0661          | 0.6710  |
| 0.78               | 0.0584        | 0.5608  | 0.0650          | 0.6841  |
| 0.79               | 0.0573        | 0.5786  | 0.0639          | 0.6978  |
| 0.80               | 0.0561        | 0.5959  | 0.0628          | 0.7111  |
| 0.81               | 0.0550        | 0.6135  | 0.0617          | 0.7246  |
| 0.82               | 0.0539        | 0.6313  | 0.0607          | 0.7381  |
| 0.83               | 0.0528        | 0.6494  | 0.0596          | 0.7518  |
| 0.84               | 0.0517        | 0.6678  | 0.0586          | 0.7655  |
| 0.85               | 0.0506        | 0.6864  | 0.0576          | 0.7794  |
| 0.86               | 0.0496        | 0.7052  | 0.0566          | 0.7932  |
| 0.87               | 0.0486        | 0.7244  | 0.0556          | 0.8074  |
| 0.88               | 0.0476        | 0.7438  | 0.0546          | 0.8216  |
| 0.89               | 0.0466        | 0.7635  | 0.0537          | 0.8358  |
| 0.90               | 0.0456        | 0.7834  | 0.0528          | 0.8502  |
| 0.91               | 0.0447        | 0.8036  | 0.0518          | 0.8646  |
| 0.92               | 0.0437        | 0.8251  | 0.0509          | 0.8799  |
| 0.93               | 0.0428        | 0.8450  | 0.0500          | 0.8939  |
| 0.94               | 0.0419        | 0.8661  | 0.0491          | 0.9087  |
| 0.95               | 0.0410        | 0.8875  | 0.0483          | 0.9236  |
| 0.96               | 0.0401        | 0.9092  | 0.0474          | 0.9385  |
| 0.97               | 0.0392        | 0.9322  | 0.0465          | 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          | 1.0000  |



## Annexe 2

### Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec  $L_x < L_y$ .

$$\rho = 0.9$$

|                 |     | $u/L_x$<br>$v/L_y$ | 0.0   | 0.1   | 0.2   | 0.3   | 0.4   | 0.5   | 0.6   | 0.7   | 0.8   | 0.9   | 1.0 |
|-----------------|-----|--------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-----|
| Valeur de $M_1$ | 0.0 | /                  | 0.254 | 0.187 | 0.154 | 0.131 | 0.115 | 0.102 | 0.090 | 0.081 | 0.073 | 0.067 |     |
|                 | 0.1 | 0.302              | 0.235 | 0.183 | 0.152 | 0.130 | 0.114 | 0.101 | 0.089 | 0.080 | 0.073 | 0.067 |     |
|                 | 0.2 | 0.260              | 0.214 | 0.175 | 0.148 | 0.128 | 0.112 | 0.099 | 0.088 | 0.079 | 0.072 | 0.066 |     |
|                 | 0.3 | 0.227              | 0.196 | 0.164 | 0.142 | 0.124 | 0.109 | 0.097 | 0.086 | 0.078 | 0.070 | 0.065 |     |
|                 | 0.4 | 0.202              | 0.178 | 0.153 | 0.134 | 0.118 | 0.105 | 0.093 | 0.083 | 0.075 | 0.068 | 0.063 |     |
|                 | 0.5 | 0.181              | 0.160 | 0.141 | 0.126 | 0.113 | 0.100 | 0.089 | 0.080 | 0.073 | 0.066 | 0.060 |     |
|                 | 0.6 | 0.161              | 0.146 | 0.130 | 0.118 | 0.106 | 0.095 | 0.085 | 0.077 | 0.069 | 0.063 | 0.057 |     |
|                 | 0.7 | 0.144              | 0.133 | 0.121 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.079 | 0.072 | 0.065 | 0.058 | 0.054 |     |
|                 | 0.8 | 0.132              | 0.123 | 0.113 | 0.102 | 0.092 | 0.083 | 0.074 | 0.067 | 0.061 | 0.055 | 0.049 |     |
|                 | 0.9 | 0.122              | 0.114 | 0.103 | 0.093 | 0.084 | 0.076 | 0.068 | 0.062 | 0.057 | 0.051 | 0.046 |     |
|                 | 1.0 | 0.112              | 0.102 | 0.093 | 0.084 | 0.075 | 0.068 | 0.062 | 0.057 | 0.051 | 0.046 | 0.042 |     |
| Valeur de $M_2$ | 0.0 | /                  | 0.310 | 0.200 | 0.167 | 0.149 | 0.134 | 0.122 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.081 |     |
|                 | 0.1 | 0.253              | 0.208 | 0.173 | 0.151 | 0.136 | 0.123 | 0.110 | 0.099 | 0.089 | 0.081 | 0.074 |     |
|                 | 0.2 | 0.202              | 0.175 | 0.152 | 0.137 | 0.123 | 0.110 | 0.100 | 0.089 | 0.082 | 0.074 | 0.067 |     |
|                 | 0.3 | 0.167              | 0.150 | 0.135 | 0.123 | 0.110 | 0.099 | 0.088 | 0.081 | 0.074 | 0.067 | 0.061 |     |
|                 | 0.4 | 0.143              | 0.132 | 0.122 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.081 | 0.074 | 0.067 | 0.061 | 0.056 |     |
|                 | 0.5 | 0.128              | 0.118 | 0.108 | 0.097 | 0.088 | 0.080 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.056 | 0.051 |     |
|                 | 0.6 | 0.114              | 0.106 | 0.096 | 0.087 | 0.079 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.056 | 0.052 | 0.047 |     |
|                 | 0.7 | 0.102              | 0.094 | 0.086 | 0.078 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.057 | 0.052 | 0.047 | 0.043 |     |
|                 | 0.8 | 0.09               | 0.083 | 0.077 | 0.072 | 0.066 | 0.062 | 0.056 | 0.052 | 0.047 | 0.043 | 0.038 |     |
|                 | 0.9 | 0.081              | 0.076 | 0.071 | 0.066 | 0.061 | 0.056 | 0.052 | 0.047 | 0.043 | 0.038 | 0.035 |     |
|                 | 1.0 | 0.073              | 0.069 | 0.065 | 0.060 | 0.055 | 0.050 | 0.047 | 0.043 | 0.038 | 0.035 | 0.032 |     |

### Annexe 3

*Sections en (cm<sup>2</sup>) de N armatures de diamètre  $\phi$  en (mm)*

| $\phi$ : | 5    | 6    | 8     | 10    | 12    | 14    | 16    | 20    | 25    | 32     | 40     |
|----------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|
| 1        | 0.20 | 0.28 | 0.50  | 0.79  | 1.13  | 1.54  | 2.01  | 3.14  | 4.91  | 8.04   | 12.57  |
| 2        | 0.39 | 0.57 | 1.01  | 1.57  | 2.26  | 3.08  | 4.02  | 6.28  | 9.82  | 16.08  | 25.13  |
| 3        | 0.59 | 0.85 | 1.51  | 2.36  | 3.39  | 4.62  | 6.03  | 9.42  | 14.73 | 24.13  | 37.70  |
| 4        | 0.79 | 1.13 | 2.01  | 3.14  | 4.52  | 6.16  | 8.04  | 12.57 | 19.64 | 32.17  | 50.27  |
| 5        | 0.98 | 1.41 | 2.51  | 3.93  | 5.65  | 7.70  | 10.05 | 15.71 | 24.54 | 40.21  | 62.83  |
| 6        | 1.18 | 1.70 | 3.02  | 4.71  | 6.79  | 9.24  | 12.06 | 18.85 | 29.45 | 48.25  | 75.40  |
| 7        | 1.37 | 1.98 | 3.52  | 5.50  | 7.92  | 10.78 | 14.07 | 21.99 | 34.36 | 56.30  | 87.96  |
| 8        | 1.57 | 2.26 | 4.02  | 6.28  | 9.05  | 12.32 | 16.08 | 25.13 | 39.27 | 64.34  | 100.53 |
| 9        | 1.77 | 2.54 | 4.52  | 7.07  | 10.18 | 13.85 | 18.10 | 28.27 | 44.18 | 72.38  | 113.10 |
| 10       | 1.96 | 2.83 | 5.03  | 7.85  | 11.31 | 15.39 | 20.11 | 31.42 | 49.09 | 80.42  | 125.66 |
| 11       | 2.16 | 3.11 | 5.53  | 8.64  | 12.44 | 16.93 | 22.12 | 34.56 | 54.00 | 88.47  | 138.23 |
| 12       | 2.36 | 3.39 | 6.03  | 9.42  | 13.57 | 18.47 | 24.13 | 37.70 | 58.91 | 96.51  | 150.8  |
| 13       | 2.55 | 3.68 | 6.53  | 10.21 | 14.70 | 20.01 | 26.14 | 40.84 | 63.81 | 104.55 | 163.36 |
| 14       | 2.75 | 3.96 | 7.04  | 11.00 | 15.83 | 21.55 | 28.15 | 43.98 | 68.72 | 112.59 | 175.93 |
| 15       | 2.95 | 4.24 | 7.54  | 11.78 | 16.96 | 23.09 | 30.16 | 47.12 | 73.63 | 120.64 | 188.5  |
| 16       | 3.14 | 4.52 | 8.04  | 12.57 | 18.10 | 24.63 | 32.17 | 50.27 | 78.54 | 128.68 | 201.06 |
| 17       | 3.34 | 4.81 | 8.55  | 13.35 | 19.23 | 26.17 | 34.18 | 53.41 | 83.45 | 136.72 | 213.63 |
| 18       | 3.53 | 5.09 | 9.05  | 14.14 | 20.36 | 27.71 | 36.19 | 56.55 | 88.36 | 144.76 | 226.2  |
| 19       | 3.73 | 5.37 | 9.55  | 14.92 | 21.49 | 29.25 | 38.20 | 59.69 | 93.27 | 152.81 | 238.76 |
| 20       | 3.93 | 5.65 | 10.05 | 15.71 | 22.62 | 30.79 | 40.21 | 62.83 | 98.17 | 160.85 | 251.33 |

# Annexe 4

| ASCENSEURS    |   | DEFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS       |    |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |   |
|---------------|---|--|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|---|
| vitesse (m/s) | ETABLISSEMENT DU PROGRAMME D'ASCENSEURS (SUITE) | Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings |    |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |   |
|               |   | 4  | 5  | 6   | 7   | 8   | 9   | 10  | 11  | 12  | 13  | 14  |     |     |     |   |
| 0,63          | Desserte  | P  | P  | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P |
|               | Tous les niveaux desservis                      | 188  | 64 | 164 | 73  | 143 | 81  | 136 | 88  | 126 | 95  | 117 | 103 | 109 | 110 |   |
| 1,00          | Desserte  | P  | P  | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P |
|               | Tous les niveaux desservis                      | 236  | 71 | 195 | 82  | 176 | 100 | 148 | 108 | 139 | 116 | 129 | 124 |     |     |   |
| 1,60          | Desserte  | P  | P  | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P |
|               | Tous les niveaux desservis                      | 260  | 77 | 225 | 88  | 200 | 103 | 183 | 119 | 168 | 119 | 127 | 147 | 136 |     |   |
| 2,50          | Desserte  | P  | P  | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P |
|               | Tous les niveaux desservis                      | 322  | 87 | 277 | 101 | 246 | 114 | 224 | 123 | 209 | 136 | 192 | 146 | 160 | 156 |   |

| vitesse (m/s) | ETABLISSEMENT DU PROGRAMME D'ASCENSEURS (SUITE) | Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings |    |     |    |     |    |     |     |     |     |     |     |     |     |     |
|---------------|---|--|----|-----|----|-----|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
|               |   | 4  | 5  | 6   | 7  | 8   | 9  | 10  | 11  | 12  | 13  | 14  |     |     |     |     |
| 0,63          | Desserte  | P  | P  | P   | P  | P   | P  | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   |
|               | Tous les niveaux desservis                      | 211  | 57 | 190 | 63 | 176 | 88 | 162 | 74  | 154 | 78  | 145 | 83  | 136 | 88  | 130 |
| 1,00          | Desserte  | P  | P  | P   | P  | P   | P  | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   |
|               | Tous les niveaux desservis                      | 250  | 64 | 222 | 72 | 205 | 78 | 190 | 84  | 178 | 90  | 167 | 96  | 158 | 101 | 151 |
| 1,60          | Desserte  | P  | P  | P   | P  | P   | P  | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   |
|               | Tous les niveaux desservis                      | 286  | 70 | 253 | 79 | 230 | 87 | 213 | 94  | 200 | 100 | 189 | 106 | 179 | 112 | 169 |
| 2,50          | Desserte  | P  | P  | P   | P  | P   | P  | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   |
|               | Tous les niveaux desservis                      | 324  | 75 | 282 | 85 | 255 | 84 | 235 | 102 | 220 | 109 | 207 | 116 | 197 | 122 | 188 |

| vitesse (m/s) | ETABLISSEMENT DU PROGRAMME D'ASCENSEURS (SUITE) | Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings |    |     |    |     |    |     |     |     |     |     |     |     |     |     |
|---------------|---|--|----|-----|----|-----|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
|               |   | 4  | 5  | 6   | 7  | 8   | 9  | 10  | 11  | 12  | 13  | 14  |     |     |     |     |
| 0,63          | Desserte  | P  | P  | P   | P  | P   | P  | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   |
|               | Tous les niveaux desservis                      | 211  | 57 | 190 | 63 | 176 | 88 | 162 | 74  | 154 | 78  | 145 | 83  | 136 | 88  | 130 |
| 1,00          | Desserte  | P  | P  | P   | P  | P   | P  | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   |
|               | Tous les niveaux desservis                      | 250  | 64 | 222 | 72 | 205 | 78 | 190 | 84  | 178 | 90  | 167 | 96  | 158 | 101 | 151 |
| 1,60          | Desserte  | P  | P  | P   | P  | P   | P  | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   |
|               | Tous les niveaux desservis                      | 286  | 70 | 253 | 79 | 230 | 87 | 213 | 94  | 200 | 100 | 189 | 106 | 179 | 112 | 169 |
| 2,50          | Desserte  | P  | P  | P   | P  | P   | P  | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   | P   |
|               | Tous les niveaux desservis                      | 324  | 75 | 282 | 85 | 255 | 84 | 235 | 102 | 220 | 109 | 207 | 116 | 197 | 122 | 188 |

## Annexe 5

### Rapport du sol

#### 1 - INTRODUCTION :

A la demande du groupe de coopératives APC Béjaia , le LTPEst Antenne de Bejaia a procédé à l'étude géotechnique du site destiné pour la construction de six blocs en R+6 projetés à Béjaia.

#### 2 - RECONNAISSANCE DES SOLS

##### **2-1 Situation géographique et topographie.**

Le site destiné pour la construction des six blocs en R+6 ,est situé a proximité de l'université. Il est limité en amont par la route menant vers Boukhiamia et Aamriou en aval par des grands hangars et de coté par l'oued Serir.

##### **2-2 Géologie**

La Géologie de la région de Bejaia est représentée par des terrains alluvionnaires de la vallée Soummam, secondaires et tertiaires des anticlinaux Djebel Gouraya et Adrar Oufarnou.

La coupe géologique établie a partir de la carte géologique de Bougie (échelle1/50.000) , entre le synclinal de la vallée Soummam au SSW jusqu'à l'anticlinal du Djebel Gouraya au NNE, nous a permis de distinguer les différents ensembles géologiques suivants :

- Des dépôts alluvionnaires anciens et récents: basses terrasses, sables argiles et argiles vaseuses de la vallée Soummam.
- Des brèches de pentes recimentées d'âge mio-pliocène rencontrées dans l'ancienne ville passant sous les argiles gris- blanchâtres de l'Oued Seghir, on retrouve ce niveau argileux jusqu'a dans la région de Mellala
- Un faciès marno-schisteux avec de nombreuses lentilles de conglomérats de la bordure sud du djebel Gouraya d'âge Sénonien, cette formation se termine par un faciès flysch.
- Des schistes rouges et verts, des calcaires lenticulaires inter- stratifiés et des alternances régulières de marno-calcaires de 200 à 300 m d'épaisseur d'âge lias jurassique des anticlinaux djebel Gouraya et Adrar Oufarnou.

Le terrain étudié est constitué essentiellement par des brèches de pente recimentées avec passages des alluvions reposant sur des marnes argileuses beiges à grises.

## RECONNAISSANCE IN SITU :

### 3 - 1 Organisation :

Sur site, nous avons réalisé

- trois sondages carottés de 15m de profondeur.
- six essais au pénétromètre dynamique lourd de type borro ,poussées jusqu'aux refus.

### 3 - 2 Interprétation des essais in situ :

#### 3 - 2 - 1 sondage carotté :

Les coupes de sondages carottés, jointes en annexes montrent que le sous sol du site est constitué de :

#### Sondage n°1

- 0.00 - 4.00m : remblais
- 4.00 - 5.15m : argiles limono-graveleuses .
- 5.15 - 6.00m : alluvions d'oued grossières
- 6.00 - 7.70m : argiles graveleuses recimentées beiges
- 7.20 - 7.70m : alluvions d'oued grossières.
- 7.70 - 15.0m : marnes grises fracturées.

#### Sondage n°2

- 0.00 - 2.50m : remblais
- 2.50 - 4.00m : argiles graveleuses recimentés marrons
- 4.00 - 8.80m : argiles graveleuses recimentées beiges
- 8.80 - 15.0m : marnes grises fracturées

#### Sondage n°3

- 0.00 - 2.00m : remblais
- 2.00 - 4.00m : argiles graveleuses recimentées marrons
- 4.00 - 5.15m : argiles graveleuses recimentées beiges
- 5.15 - 6.80m : argiles graveleuses beiges crayeuses consolidées
- 6.80 - 8.80m : argiles graveleuses recimentées beiges
- 8.80 - 15.0m : marnes grises fracturées.

### 3-2-2 Essais pénétrométriques

Les essais pénétrométriques P1, P2, P3, P4, P5 et P6 ont été poussés jusqu'aux refus. Ces derniers ont été obtenus successivement à des profondeurs de 1.6 ; 6 ; 1.8 ; 6.40 ; 3.6 et 2.40m.

Les pénétrographes P2 ; P4 et P5 dénotent une assez bonne ressemblance d'allure  $R_p = f(z)$ . L'analyse des pénétrographes a donné des résistances de pointe faibles à moyennes le long de la profondeur d'investigation.

Les pénétrographes P1 ; P3 et P5 ont donné des résistances de pointe faibles à moyennes avec des pics de résistances dûs à la présence des blocs.

### 4 - Essais de laboratoire :

les échantillons prélevés ont été soumis aux analyses chimiques sommaires seulement : ces sols ne s'adaptent pas aux essais classiques de mécanique des sols

#### 4-1 Analyses chimiques :

| Désignation      | Teneur exprimé en % par rapport au mat . sec |             |         | Teneurs en anions de sulfate         |
|------------------|--|-------------|---------|--------------------------------------|
|                  | % insoluble                                  | % carbonate | % gypse | So <sub>4</sub> <sup>-</sup> mg / kg |
| Des échantillons |  |             |         |                                      |
| SCn°1 (4.30m)    | 48.66  | 43.28       | /       | /                                    |

❖ Ces sols ne sont pas agressifs pour les bétons de fondations .

## 5 - RECOMMANDATIONS :

### 1 - Stabilité du site :

Le site est situé sur un terrain plat présentant des remblais importants.

Selon les recommandations du CGS (2003), la région est classée en zone de sismicité moyenne II a et le site peut être classé en catégorie S2.

Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

### 2 - Force portante des sols :

En se basant sur la nature des sols qui constituent le site, nous vous recommandons des fondations superficielles, qu'il y' a lieu d'ancrer à 1.30 m de profondeur après terrassement des remblais et de prendre comme contrainte admissible  $Q_{adm} = 1,5$  bars.

## 6 - CONCLUSIONS :

Le site destiné pour la construction de six blocs en R+6 projetés à Bejaia, est situé a proximité de l'université Abderrahmane Mira (Targua Ouzzemour) Bejaia

Le site est constitué par des remblais importants, une couche de brèches de pente recimentées avec des passages alluvionnaire reposant sur des marnes fracturées.

En se basant sur la nature des sols qui constituent le site, ainsi que les résultats des essais pénétrométriques , nous vous recommandons des fondations superficielles, qu'il y' a lieu d'ancrer à 1,30 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible  $Q_{adm} = 1.5$  bars.

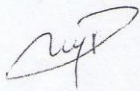
Ces sols ne sont pas agressifs pour les bétons de fondations.

Selon les recommandations du C.G.S ( 2003 ), la région de Bejaia est classée en zone de moyenne sismicité II a et le site peut être classé en catégorie S2.

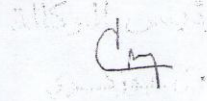
il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

**LE CHARGE D'ETUDE**

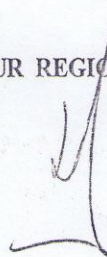
A. DJOUDER



**LE CHEF D'ANTENNE**

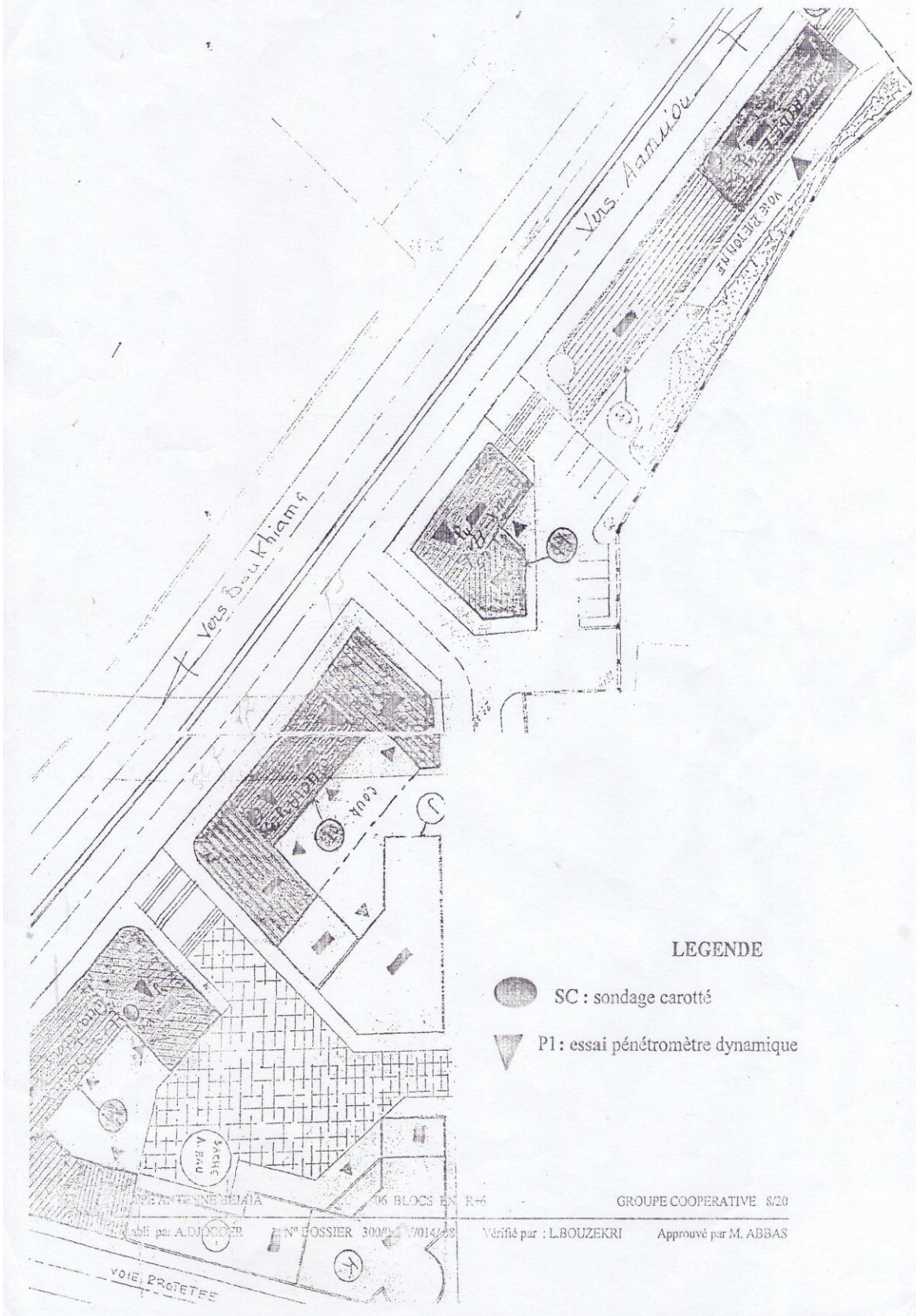


**LE DIRECTEUR REGIONAL**





PLAN D'IMPLANTATION



LEGENDE

- SC : sondage carotté
- ▼ P1 : essai pénétromètre dynamique

GROUPE COOPERATIVE 8/20

Établi par A. DJODDER

N° FOSSIER 300/17/014/99

Vérifié par : L. BOUZEKRI

Approuvé par M. ABBAS

VOIE PROTÉGÉE

### I.1.Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en (R+7+sous-sol), cette structure est destinée à l'usage d'habitation, est classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99/version 2003 » dans le groupe **2**, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé à l'intérieure de la société ALCOST de Bejaia, qui est représenté d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie en **zone IIa** (zone de moyenne sismicité).

### I.2.Donnés de site

- l'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu de RPA99/version 2003.
- Le site est considéré comme meuble (S 3).
- La contrainte admissible de sol  $\bar{\sigma} = 0.9$  bars.
- L'ancrage des fondations D=1m.

### I.3.Description de l'ouvrage

#### Description architecturale

- La longueur du bâtiment : **32.87m.**
- La largeur du bâtiment : **15.40m.**
- Hauteur totale du bâtiment : **33.32m.**
- Hauteur de sous-sol : **3.06m.**
- Hauteur du RDC et des autres étages : **3.40m.**

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige que pour toute structure dépassent une hauteur de 14m en zone IIa, il est indispensable d'introduire des voiles.

#### Description structurales

- **Les planchers** : le plancher est un élément qui joue un rôle porteur car il support les charges et surcharges .il assure aussi un rôle d'isolation thermique et acoustique.
- **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est accessible.
- **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- **Les façades et les cloisons** :
  - les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm  
Séparées par une l'âme d'air de 5cm.
  - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm.

- **L'infrastructure :**

Elle assure les fonctions suivantes :

- transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
- limiter les tassements différentiels.
- L'encastrement de la structure dans le sol.

**I.4.Règlements et normes utilisés :** Les règlements utilisés sont :

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

**I.5. Les états limites : (BAEL91)**

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

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

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

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

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

**Les hypothèses de calcul**

- **E.L.U**

1- conservation des sections planes.

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

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

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

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

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

7- la section d'un groupe de barres est remplacée par une unique située au centre de gravité du groupe.

- **E.L.S**

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

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

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

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

### **I.6. les actions**

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

#### **Les différents types d'action**

- **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :
  - Le poids propre de la structure.
  - Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
  - Le poids 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 qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :
  - Les charges d'exploitations.
  - Les charges climatiques (neige et vent).
  - Les effets thermiques.
- **Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :
  - Les chocs.
  - Les séismes.
  - Les explosions
  - Les feux.

**Valeurs de calcul des actions**

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

**a) Combinaison d'action à l'ELU CBA93 (article : A.3.3.2)**

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

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.5Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{oi} Q_i$$

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

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

➤ **Situations accidentelles :**

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + FA + \psi_{1i} Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

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

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

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

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

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

$\psi_{0i} = 0.6$  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 : RPA99 version 2003**

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

$$\text{Situations durables} \quad \begin{cases} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

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

### I.7. Les matériaux (acier et béton)

- **Béton** : est un mélange du ciment, du sable, du granulat et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

#### Caractéristiques mécanique du béton

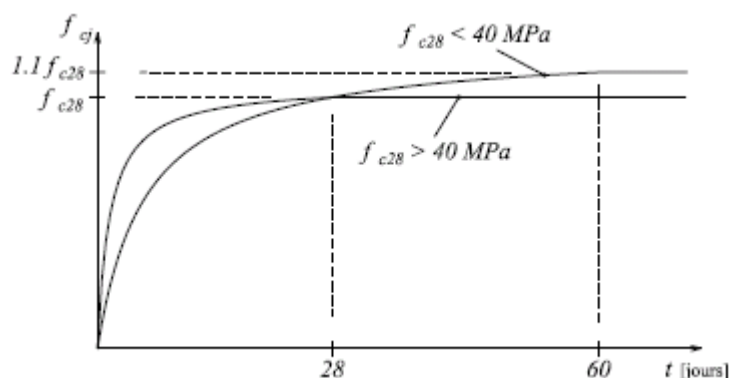
**a) résistance à la compression  $f_{cj}$**  : Cette résistance ( $f_{cj}$  en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindrique en béton normalisée 16cm\*32cm dans le laboratoire. Dans le cas courant le béton est défini du point vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28}$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right. \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right. \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$



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

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

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

**b) Résistance à la traction  $f_{ij}$**  : la résistance à la traction du béton à j jours, notée  $f_{ij}$ , est donnée par :

$$\begin{cases} f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{ij} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.2).}$$

Pour  $j=28$  jours et  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{i28} = 2,1 \text{ MPa}$ .

**c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton)** **BAEL91 (article A.5.1.211)**

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

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

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

**d) Module déformation longitudinale du béton**

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

$$E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3}. \quad \text{BAEL91.}$$

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

$$E_{ij} = 3 * E_{vj} \quad \text{BAEL91.}$$

Pour les vérifications courantes :  $j > 28$  jours on a :

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000 * (f_{c28})^{1/3} \\ E_{vj} = (1/3) * E_{ij} \end{cases}$$

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

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

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

**e) Module déformation transversale du béton**

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

Avec : E : module de Young

et  $\nu$  : Coefficient de poisson

**CBA93 (article A.2.1.3).**

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

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

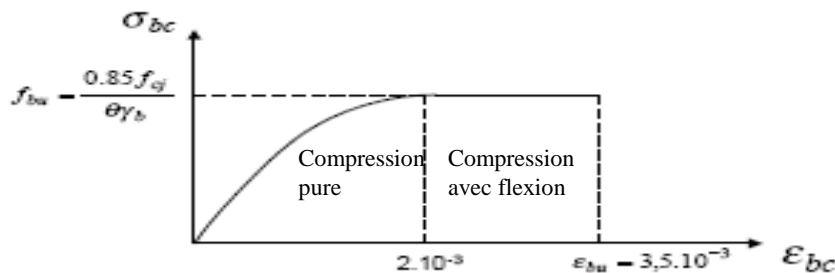
Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS).

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

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

### f) Diagramme contrainte déformation :

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



**Figure I.2.** Diagramme contrainte déformation à l'ELU

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

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

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

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

$\gamma_b$  est le coefficient de sécurité :

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

#### • L'acier

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

#### Résistance caractéristique de l'acier

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

#### • Contraintes limites $\sigma_s$ :

✓ ELU



$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tq} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité

✓ **ELS** : **BAEL91** (article A.4.5.32)

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

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

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

**Cas2** : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

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

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

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

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

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec:

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

### Principales armatures utilisé

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

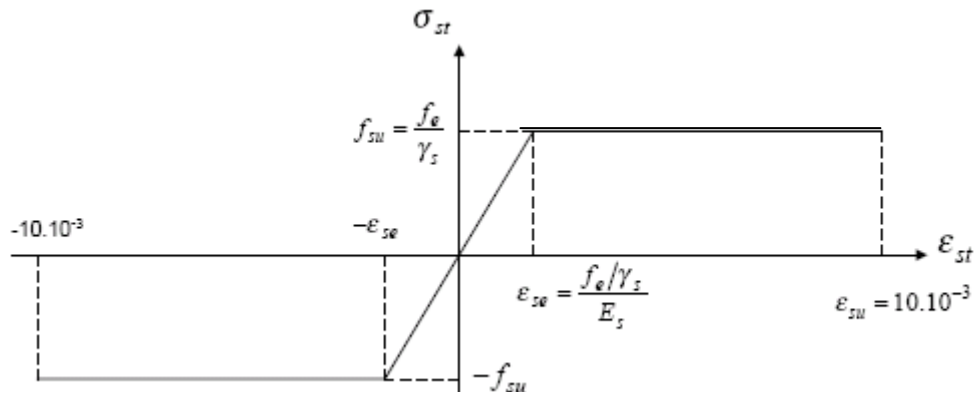
|             | Aciers ronds lisses |        | Aciers à hautes adhérences |        | Treillis soudé à fils lisses | Treillis soudés à haute adhérence |
|-------------|---------------------|--------|----------------------------|--------|------------------------------|-----------------------------------|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

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

### Diagramme des contraintes déformations pour les aciers

Le diagramme se compose de deux parties :

- Droite de Hook ( $\sigma = E_e$ ) de pente  $E = 2 * 10^5 \text{ MPA}$  indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10% (déformation maximale).



**Figure I.3.** Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

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

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

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

-  $\gamma_s$  est le coefficient de sécurité :

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

**I.8. Matériaux a utilisés**

**Tableau II.2.** Caractéristique mécanique des matériaux à utilisé

| Matériaux    | Caractéristique mécanique                              | Valeurs (MPa)  |
|--------------|--|----------------|
| <b>Béton</b> | Résistance caractéristique ( $f_{c28}$ )               | 25             |
|              | Contrainte limite à l'ELU : *situation durable         | 14,2           |
|              | *situation accidentelle                                | 18,45          |
|              | Contrainte limite à l'ELS ( $\sigma_{bc}$ )            | 15             |
|              | Module de déformation longitudinal instantané $E_{ij}$ | 32164,19       |
|              | Module de déformation longitudinal différé $E_{vj}$    | 10721,39       |
| <b>Acier</b> | Limite d'élasticité $f_e$                              | 400            |
|              | Module d'élasticité                                    | $2 \cdot 10^5$ |
|              | Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle | 400            |
|              | *situation courante                                    | 348            |
|              | Contrainte à l'ELS : *FPN                              | /              |
|              | *FN  | 240            |
|              | *FTN   | 176            |

## II. Introduction

Le pré dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet, le pré dimensionnement se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 /version 2003, BAEL 91, CBA 93,...).

### Pré-dimensionnement des éléments

#### II.1. Les planchers

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

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

##### II.1.1. Planchers à corps creux

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

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

(Art B.6.8.4.2 CBA 93). Avec :

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

$h_t$ : Hauteur totale du plancher

$$L_{\max} = (586 - 30) = 556 \text{ cm} \quad h_t = \frac{556}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 24.71 \text{ cm} \quad \Rightarrow h_t = 25 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ( $h_t = h_{cc} + h_0 = 20 + 5$ ) = 25 cm

- $h_{cc} = 20 \text{ cm}$  : Hauteur du corps creux.
- $h_0 = 5 \text{ cm}$  : hauteur de la dalle de compression

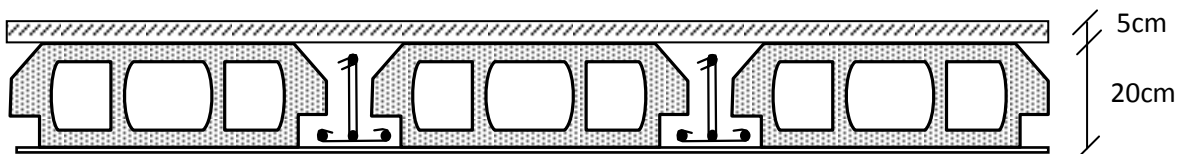
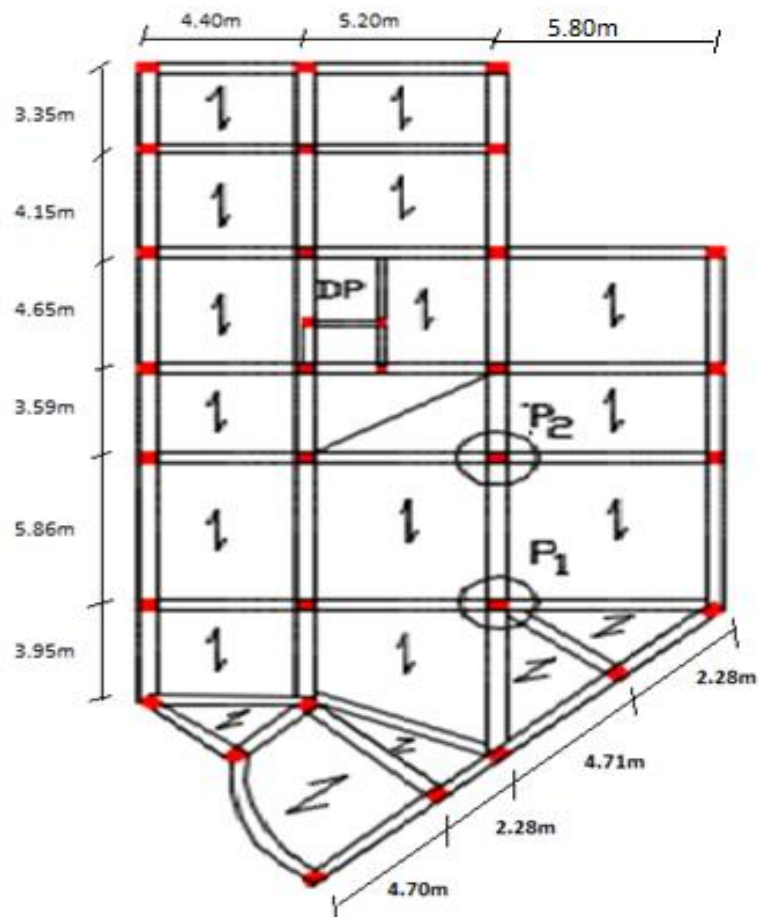


Figure II.1. Plancher à corps creux

**Les Poutrelles**

Ce sont des éléments préfabriqués en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres. Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

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



**Figure II.2.**schéma de la disposition des poutrelles

La table de compression à prendre est définie par :

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

Avec :

$L_x$  : représente la distance entre nus de poutrelles ( $l_x = 55 \text{ cm}$ ).

$L_y$  : représente la distance minimal entre nus d'appuis des poutres secondaires ( $L_y = 305 \text{ cm}$ ).

La valeur de  $b_0$  dépend de la hauteur totale du plancher, elle est prise entre :

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) h_t \Rightarrow 8 \leq b_0 \leq 12$$

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

$$L_x = 65 - b_0 \Rightarrow 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 335 - 30 = 305 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \text{Min} \left[ \frac{55}{2}; \frac{305}{10} \right] \Rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$$

D'où la valeur de la table de compression est prise égale à :

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

### II.1.2. plancher à dalle pleine

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

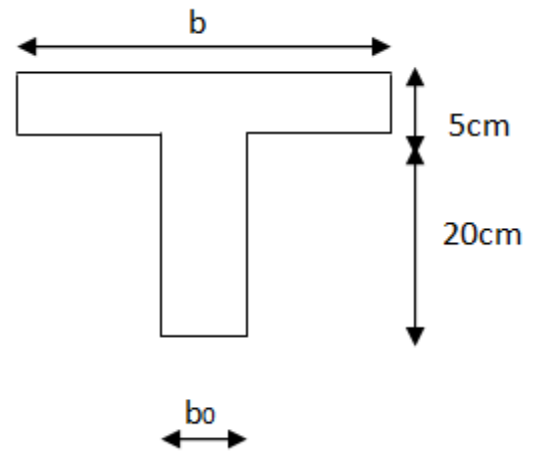


figure II.3. Schéma d'une poutrelle

## a) Critère de résistance

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{Pour une dalle sur un seul appui}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur deux appuis}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis}$$

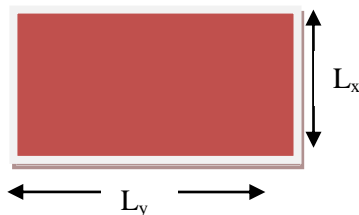


Figure II.4. Exemple d'un panneau de dalle

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

Dans notre cas on a trois types des dalles pleins.  
On distingue juste les cas les plus défavorables

**Panneau sur 03 appuis**

$$\frac{155}{45} \leq e \leq \frac{155}{40} \Rightarrow 3.44cm \leq e \leq 3.87cm$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable :

Pour deux heures de coupe feu :  $e \geq 11cm$

On prend :  $e = 12cm$

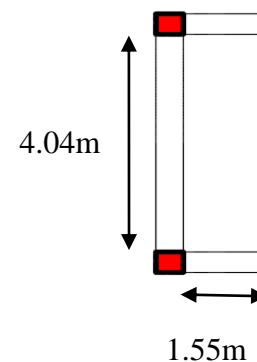


Figure II.5.panneau sur deux appuis

**Panneau sur 02 appuis**

$$\frac{375}{35} \leq e \leq \frac{375}{30} \Rightarrow 10.71cm \leq e \leq 12.5cm$$

Soit :  $e = 12cm$ .

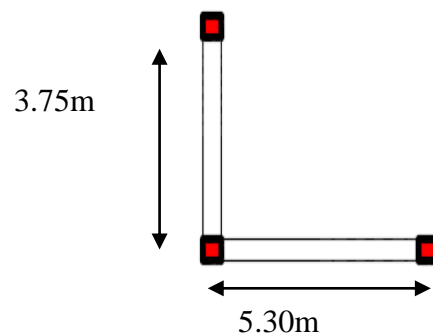
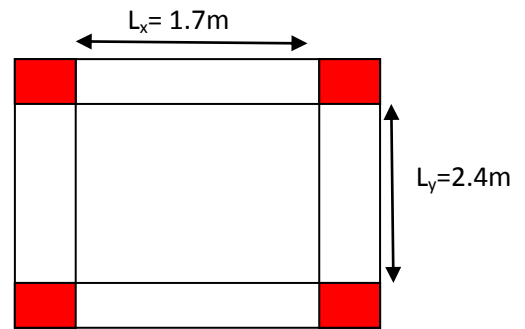


Figure II.6.panneau sur trois appuis

**Panneau sur 04 appuis**

$$\frac{170}{45} \leq e \leq \frac{170}{40} \Rightarrow 3.77\text{cm} \leq e \leq 4.25\text{cm}$$

Soit :  $e=12\text{cm}$



**Figure II.7.** Panneau sur quatre appuis

**b) Critère de coupe feu**

- $e \geq 7\text{cm}$  pour une heure de coupe feu.
  - $e \geq 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe feu.
  - $e \geq 14\text{cm}$  pour quatre heures de coupe de feu
- On admet que :  **$e=12\text{cm}$**

**II.2. Les poutres**

- Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

**a- Les poutres principales**

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

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

$L_{\max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{\max} = 580 - 45 = 535\text{cm}.$$

$$\Rightarrow 35.66\text{cm} \leq h \leq 53.5\text{cm}.$$

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

**• Vérifications**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right. \dots\dots\dots (1)$$

Sachant que  $b$  : largeur de la poutre.

et  $h$  : hauteur de la poutre.

$$(1) \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h/b = 45/30 = 1.5 < 4 \end{cases} \quad \text{vérifiée}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :

$$b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$$

**b- Les poutres secondaires**

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

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

$$L_{\max} = 586 - 35 = 551 \text{ cm} \Rightarrow 36.73 \text{ cm} \leq h \leq 55.1 \text{ cm}.$$

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

• **Vérifications**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4.00 \end{cases} \quad \dots\dots\dots(2)$$

Sachant que  $b$  : largeur de la poutre.

et  $h$  : hauteur de la poutre.

$$(2) \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h/b = 40/30 = 1.33 < 4 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{vérifiée}$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de :



$$b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$$

**II.3. Les voiles**

Les voiles sont des murs en béton armé, ils peuvent être pleins ou comportant des ouvertures, ils sont liés entre eux par des planches.

- Pré dimensionnement :

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 du RPA99 suivantes :

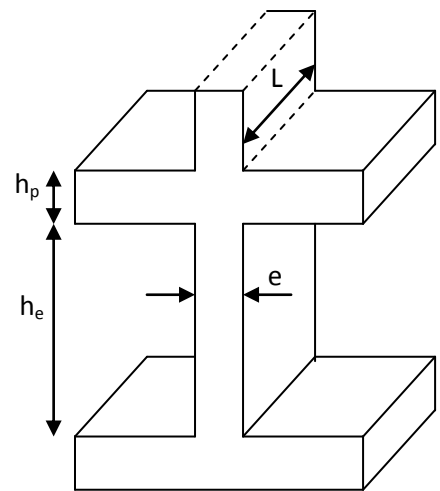
- $e \geq 15 \text{ cm}$ ..... (1).
- $e \geq h_e / 20$ ..... (2). **RPA (article 7.7.1)**
- $L \geq 4 e$ ..... (3).

$h_p$  : Hauteur totale de la poutre.

$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

$e$  : Epaisseur du voile.

$L$  : Longueur du voile.



**Figure II.8.** Coupe verticale d'un voile

- Pour le sous-sol :

$$e \geq \max \left[ \frac{281}{20}; 15 \text{ cm} \right] \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

- Pour le RDC et les autres étages :

$$e \geq \max \left[ \frac{315}{20}; 15 \text{ cm} \right] \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

$e = 15 \text{ cm}$  pour le sous-sol

$e = 20 \text{ cm}$  pour le RDC et les étages courants

- **Voile de la cage d'ascenseur**

Comme ce voile n'intervient pas dans le contreventement, son épaisseur sera égale à 15cm qui est l'épaisseur minimale exigée par le RPA 99/2003.

- **Vérification**

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement sa largeur minimale ( $L_{\min}$ ) doit être :

$$L_{\min} \geq 4.e \Rightarrow L_{\min} \geq 100\text{cm} \longrightarrow \text{Pour le sous-sol}$$

$$L_{\min} \geq 4.e \Rightarrow L_{\min} \geq 80\text{cm} \longrightarrow \text{Pour le RDC et les autres étages}$$

Soit :  $L_{\min}=1\text{m}$  pour chaque voile.

#### II.4 L'acrotère

L'acrotère est l'élément non structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal  $N_G$  et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique  $F_p$ .

$$S=0.55*0.1+(0.1*0.07)+[(0.03*0.1)/2]$$

$$S=0.0635\text{m}^2$$

- Charge permanente :

- ❖ Poids propre :

$$G=\gamma_b*S*1$$

$$G=25*0.0635*1$$

$$G=1.5875\text{KN.}$$

- ❖ Enduit de ciment :

$$G=\gamma_c*e*1*1$$

$$G=20*0.02*0.55*1$$

$$G=0.22\text{KN.}$$

- ❖ Enduit de ciment extérieur :

$$G=\gamma_c*e*1*1$$

$$G=20*0.015*0.55*1$$

$$G=0.165\text{KN.}$$

$$G_t=1.5875+0.22+0.165=1.9725\text{KN.}$$

- La surcharge d'exploitation :

$$Q=1\text{KN/ml.}$$

- **La charge sismique**

La force sismique horizontale  $F_p$  est donnée par la formule suivante :

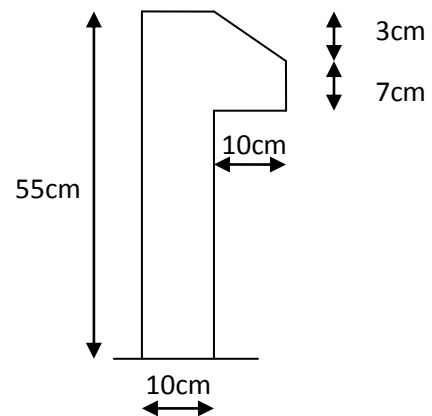


Figure II.9. Acrotère

$$F_p = 4 * A * C_p * w_p \quad \text{RPA99 (Article 6.2.3)}$$

**A** : coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, Zone IIa, A=0.15)

**C<sub>p</sub>** : facteur de force horizontale (C<sub>p</sub>=0.8).

**W<sub>p</sub>** : poids de l'acrotère.

$$F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 1.9725$$

$$F_p = 0.9468 \text{KN}$$

## II.5. Les escaliers

- **Terminologie**

- **la marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.

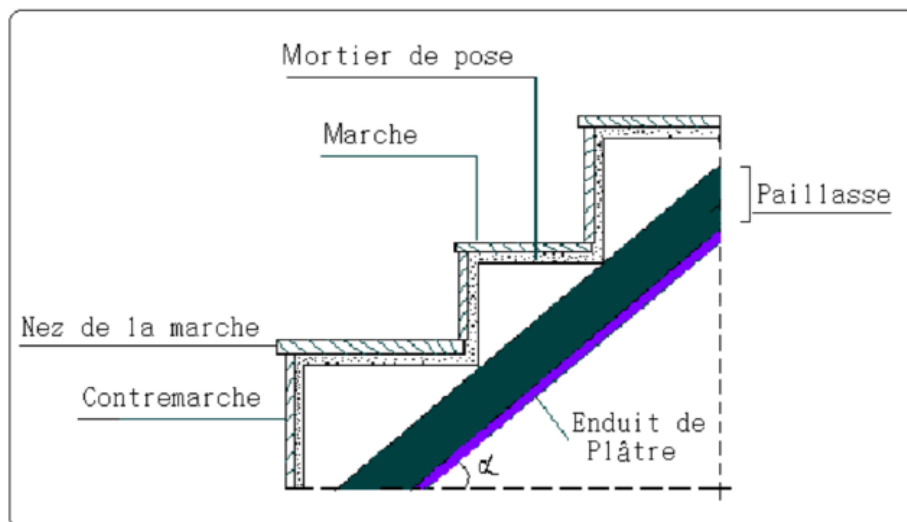
- **la contre marche** est la partie verticale, contre la marche.

- **l'embranchement** est la longueur utile de chaque marche.

- **le giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5 m du linge de jour.

- **la paillasse** supporte les marches.

- **volée** c'est un ensemble de marche d'un palier un autre.



**Figure II.10.** Coupe verticale de l'escalier.

- **Types d'escaliers :**

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier : escalier à deux volées

- **Pré dimensionnement des escaliers :**

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

- La hauteur  $h$  des contres marches entre 14 et 18cm.
- la largeur  $g$  (giron) entre 25 et 32cm.
- la formule empirique de BLODEL :  $59cm \leq 2h + g \leq 64cm$

$$- g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

$H$  : hauteur de la volée

$L_0$  : longueur projetée de la volée.

Avec :

$n-1$  : nombre de marche

$n$  : nombre de contre marche.

**Escalier du RDC et des étages courants**

➤ **Première volée**

**Epaisseur de la paillasse**

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

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

$L_v$  : la longueur de la volée

$L_p$  : la longueur du palier de départ

$L_p'$  : la longueur de palier d'arrivée

$H_1$  : la hauteur de la volée 1

$$L = L_p + \sqrt{H_1^2 + L_0^2} + L_p'$$

$$L = 1.60 + \sqrt{1.26^2 + 1.80^2} + 1.51$$

$$L = 5.47m$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \implies \frac{547}{30} \leq e \leq \frac{547}{20} \implies 18.23 \leq e \leq 27.35$$

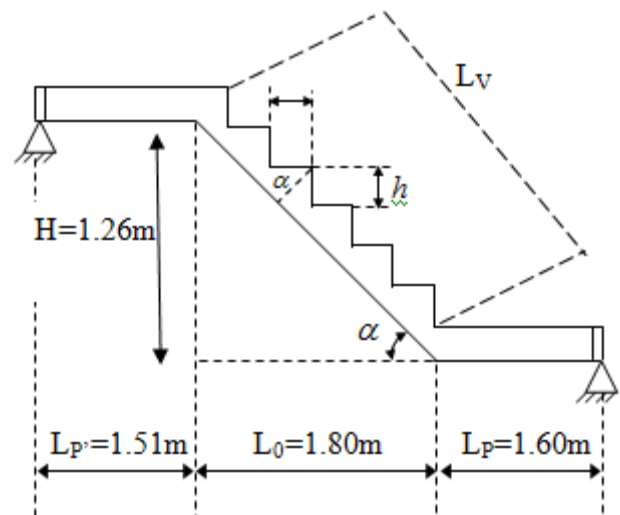
On prend :  **$e=20cm$** .

$$taga = \frac{1.26}{1.8} = 0.7 \implies \alpha = 34.99^\circ$$

**Calcul de nombre de marche et de contre marche**

On a :  $L_0=180cm$ ;  $H_1=126cm$

$$64n^2 - (64 + 2H_1 + L_0)n + 2H_1 = 0$$



**Figure II.11.**schéma de la volée1

$$64n^2 - (64 + 2 \cdot 126 + 180)n + 2 \cdot 126 = 0$$

$$64n^2 - 496n + 252 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est :  $n=7$

Le nombre de marche est :  $n-1=6$ .

**Calcul du giron (g) et la hauteur d'une contre marche(h) :**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{180}{6} = 30cm \Rightarrow g = 30cm$$

$$h = \frac{H_1}{n} \Rightarrow h = \frac{126}{7} = 18cm \Rightarrow h = 18cm$$

Donc

le giron d'une marche est :  $g=30$  cm

la hauteur d'une contre marche est :  $h=18$ cm

### ➤ Deuxième volée

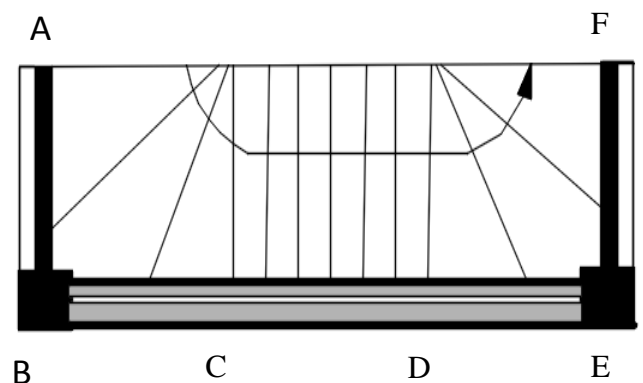
Escalier balancée à deux quarts tournants  
aux extrémités.

On à :

$H_2$  : la hauteur de la volée 2

$$H_2 = H - H_1 \Rightarrow H_2 = 340 - 126 = 214cm$$

$$\Rightarrow H_2 = 214cm$$



**Figure II.12.** Schéma de la volée 2.

- pour la partie CD:

On à la partie CD est la même partie droite de la première volée.

Donc :  $g=30$ cm et  $h=18$ cm.

- Pour les parties ABC et DEF :

$$H_3 = H_2 - H_1 \Rightarrow H_3 = 214 - 126 = 88cm \Rightarrow H_3 = 88cm.$$

$$h = \frac{H_3}{n} = \frac{88}{6} = 15cm \Rightarrow h = 15cm$$

$H_3$ : la hauteur des deux parties (ABC) et(DEF).

$n$  : le nombre de contre marche des deux parties (ABC) et(DEF).

**Escalier du sous-sol**Hauteur de sous –sol : **3.06m**Hauteur de volée 1 :**1.05m**Hauteur de volée 2 :**2.01m**➤ **Première volée**

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contres marches (h) on utilise la formule de **BLONDEL**.

$$\text{On adopte: } \begin{cases} n=7 \\ n-1=6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h=15\text{cm} \\ g=30\text{cm} \end{cases}$$

➤ **Deuxième volée**

Le même principe pour le deuxième volée des étages courantes tel que :

$$H_2 = 2.01\text{m}$$

$$\text{-pour la partie CD : } \begin{cases} h=15\text{cm} \\ g=30\text{cm} \end{cases}$$

- pour les deux parties ABC et DEF :  $h=16\text{cm}$ . (Fig II.11)

**II.6. Ascenseur**

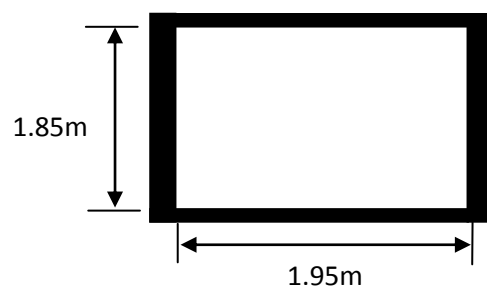
L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.

**-Caractéristiques de l'ascenseur**

- L : longueur de l'ascenseur  $L=1.95\text{ m}$ .
- l: largeur de l'ascenseur  $l=1.85\text{m}$ .
- H : Hauteur de l'ascenseur
- W : Puissance de l'ascenseur= $6,8\text{ KW}$ .
- $F_c$  : Charge due à la cuvette= $145\text{ KN}$ .
- $P_m$  : Charge due à l'ascenseur= $15\text{ KN}$



**Figure II.13.**Cage d'ascenseur

II.7. Evaluation des charges et surcharges

1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers

a. Plancher terrasse et plancher courant

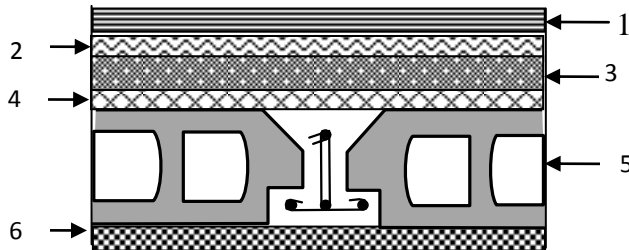


Figure II.14. Coupe transversale dans Le plancher terrasse inaccessible.

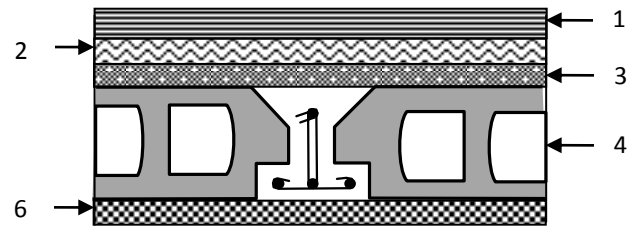


Figure II.15. Coupe transversale dans Le plancher étage courant.

Tableau II.1. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à corps creux

| Plancher              | réfèrent | Désignation                   | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Epaisseurs (m) | Poids G (KN/m <sup>2</sup> ) | Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------------|----------|-------------------------------|--------------------------------------|----------------|------------------------------|-----------------------------------|
| Terrasse inaccessible | 1        | Gravillon de protection       | 20                                   | 0.04           | 0.80                         | 1                                 |
|                       | 2        | Etanchéité multicouches       | 6                                    | 0.02           | 0.12                         |                                   |
|                       | 3        | Forme de pente                | 2.2                                  | 0.065          | 0.143                        |                                   |
|                       | 4        | Isolation thermique           | 18                                   | 0.015          | 0.27                         |                                   |
|                       | 5        | Plancher à corps creux (20+5) | 14.23                                | 0.25           | 3.56                         |                                   |
|                       | 6        | Enduit de plâtre              | 14                                   | 0.02           | 0.28                         |                                   |
| <b>Total</b>          | /        | /                             | /                                    | /              | <b>5.17</b>                  | <b>1</b>                          |
| Plancher Courant à    | 1        | Revêtement en carrelage       | 22                                   | 0.02           | 0.44                         |                                   |
|                       | 2        | Mortier de pose               | 20                                   | 0.02           | 0.40                         |                                   |

|                           |          |                               |       |      |             |            |
|---------------------------|----------|-------------------------------|-------|------|-------------|------------|
| <b>usage d'habitation</b> | <b>3</b> | Lit de sable                  | 18    | 0.02 | 0.36        | 1.5        |
|                           | <b>4</b> | Plancher à corps creux (20+5) | 14.23 | 0.25 | 3.56        |            |
|                           | <b>5</b> | Enduit de plâtre              | 14    | 0.02 | 0.28        |            |
|                           | <b>6</b> | Cloison de distribution       | 10    | 0.1  | 0,9         |            |
| <b>Total</b>              | /        | /                             | /     |      | <b>5.94</b> | <b>1.5</b> |

### b. plancher à dalle pleine

**Tableau II.2.** Evaluation des charge « G » des planchers à dalle pleines

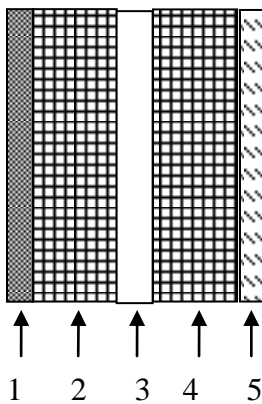
| Plancher            | réfèrent | désignation          | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Epaisseurs (m) | Poids G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---------------------|----------|----------------------|--------------------------------------|----------------|------------------------------|
| <b>Dalle pleine</b> | <b>1</b> | Revêtement carrelage | 22                                   | 0.02           | 0.44                         |
|                     | <b>2</b> | Mortier de pose      | 20                                   | 0.02           | 0.4                          |
|                     | <b>3</b> | Lit de sable         | 18                                   | 0.02           | 0.36                         |
|                     | <b>4</b> | Dalle pleine         | 25                                   | 0,12           | 3                            |
|                     | <b>5</b> | Enduit en plâtre     | 14                                   | 0.02           | 0.28                         |
| <b>Total</b>        | /        | /                    | /                                    | /              | <b>4.48</b>                  |



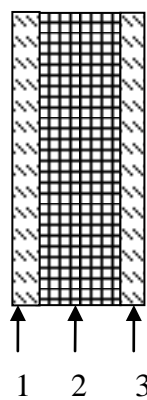
**Tableau II.3.** Evaluation des surcharges « Q » des planchers à dalle pleines

| Surcharge Q [KN/m <sup>2</sup> ] |           |                                |         |
|----------------------------------|-----------|--------------------------------|---------|
| Balcons                          | Escaliers | Planchers à usage d'habitation | Parking |
| 3.5                              | 2.5       | 1.5                            | 2.5     |

**2. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs**



**Figure II.16.** Murs extérieurs.



**Figure II.17.** Murs intérieurs.

**Tableau II.4.** Evaluation de la charges « G » sur les murs intérieurs et extérieurs

| Type de murs    | Référent | Désignation      | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Epaisseurs (m) | Poids G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------|----------|------------------|--------------------------------------|----------------|------------------------------|
| Murs extérieurs | 1        | Enduit de ciment | 20                                   | 0.02           | 0.40                         |
|                 | 2        | Brique creuse    | 9                                    | 0.15           | 1.35                         |
|                 | 3        | Lame d'aire      | /                                    | 0.05           | /                            |
|                 | 4        | Brique creuse    | 9                                    | 0.1            | 0.90                         |
|                 | 5        | Enduit de plâtre | 14                                   | 0.02           | 0.28                         |
| <b>Total</b>    | /        | /                | /                                    | /              | <b>2.93</b>                  |

|                        |   |                  |    |      |             |
|------------------------|---|------------------|----|------|-------------|
| <b>Murs intérieurs</b> | 1 | Enduit de plâtre | 14 | 0.02 | 0.28        |
|                        | 2 | Brique creuse    | 9  | 0.1  | 0.9         |
|                        | 3 | Enduit de plâtre | 14 | 0.02 | 0.28        |
| <b>Total</b>           | / | /                | /  | /    | <b>1.46</b> |

### 3. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers :

#### a. les paliers :

**Tableau II.5.** Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers

| Désignation             | Poids volumique (KN /m <sup>3</sup> ) | Epaisseurs (m) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) | Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> ) |
|-------------------------|---------------------------------------|----------------|----------------------------|-----------------------------------|
| <b>Palier</b>           | 25                                    | 0,2            | 5.00                       | 2.5                               |
| <b>Carrelage</b>        | 22                                    | 0.02           | 0.44                       |                                   |
| <b>Mortier de pose</b>  | 20                                    | 0.02           | 0.40                       |                                   |
| <b>Lit de sable</b>     | 18                                    | 0.02           | 0.36                       |                                   |
| <b>Enduit de plâtre</b> | 14                                    | 0.02           | 0.28                       |                                   |
| <b>Total</b>            | /                                     | /              | <b>6.48</b>                | <b>2.5</b>                        |

#### b. La volée

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit :  $\gamma.e/\cos\alpha$
- Poids d'une marche :  $\gamma.h/2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose :

Horizontal:  $\gamma.e$ .

Vertical:  $\gamma.e.(h/g)$ .

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau II.6.** Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée

| Désignation      |            | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Epaisseur (m) | Poids G (KN/m <sup>2</sup> ) | Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> ) |
|------------------|------------|--------------------------------------|---------------|------------------------------|-----------------------------------|
| Paillasse        |            | 25                                   | 0.244         | 6.10                         | 2,5                               |
| Les marches      |            | 22                                   | 0.09          | 1,98                         |                                   |
| Carrelage        | horizontal | 22                                   | 0.02          | 0,44                         |                                   |
|                  | Vertical   | 22                                   | 0.012         | 0,26                         |                                   |
|                  | Total      | /                                    | /             | 0.70                         |                                   |
| Mortier de pose  | horizontal | 20                                   | 0,02          | 0,40                         |                                   |
|                  | vertical   | 20                                   | 0.012         | 0,24                         |                                   |
|                  | total      | /                                    | /             | 0,64                         |                                   |
| Enduit de plâtre |            | 14                                   | 0.018         | 0,256                        |                                   |
| Total            |            | /                                    | /             | <b>9.67</b>                  |                                   |

## II.8. Les Poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en satisfaisant les recommandations du RPA99.

Les sections des poteaux prises sont :

- Sous- sol :  $(h*b) = (60*50) \text{ cm}^2$
- RDC, 1<sup>er</sup> étage :  $(h*b) = (55*45) \text{ cm}^2$
- 2<sup>eme</sup> étage, 3<sup>eme</sup> étage :  $(h*b) = (50*40) \text{ cm}^2$

- 4<sup>ème</sup> étage ,5<sup>ème</sup> étage :  $(h*b) = (45*35) \text{ cm}^2$
- 6<sup>ème</sup> étage :  $(h*b) = (40*30) \text{ cm}^2$
- 7<sup>ème</sup> étage et salle machine :  $(h*b) = (35*25) \text{ cm}^2$ .

- **La descente de charge**

Du fait que nous avons plus de 5 niveaux, ainsi que tous nos planchers sont à usage d'habitation nous procédons à la dégression des charges d'exploitations.

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

- **La loi de dégression**

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

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

Sous toit ou terrasse :  $Q_0$

Sous dernier étage :  $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :  $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :  $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque :  $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient  $\frac{(3+n)}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

Sous toit ou terrasse :  $Q_0$

Sous dernier étage :  $Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :  $0.9Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :  $0.8Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à  $0.5Q$ , valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

La descente de charge va se faire pour les poteaux (P1) et (P2) car se sont ceux qui présentent les configurations les plus défavorables (voir Fig II.1) en se référant à la surface afférente.

**Calcul des charges revenantes au poteau central (P1)**

❖ **Plancher terrasse inaccessible**

La surface afférente:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5 = 24.37 \text{ m}^2$$

$$G_{ti} = 5.17 \text{ KN/m}^2; Q_{ti} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{ti} = 5.17 * 24.37 = 126 \text{ KN}$$

$$Q_{ti} = 1 * 24.37 = 24.37 \text{ KN}$$

❖ **Plancher étage courant**

$$S = 24.37 \text{ m}^2; G_{pc} = 5.94 \text{ KN/m}^2; Q_{pc} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

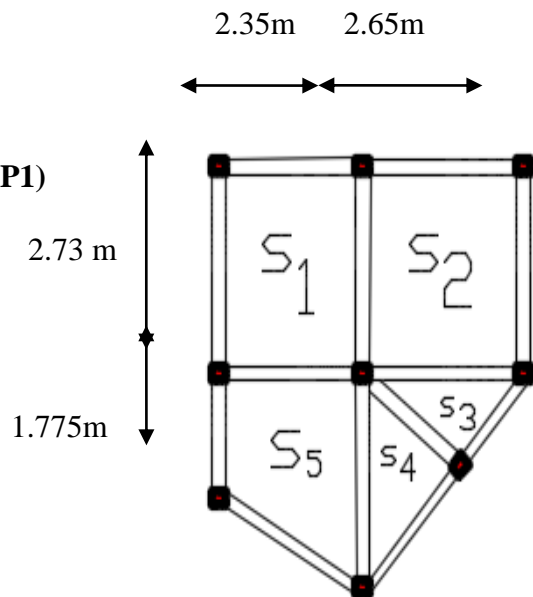
$$G_{pc} = 5.94 * 24.27 = 144.75 \text{ KN}$$

$$Q_{pc} = 1.5 * 24.37 = 36.56 \text{ KN}$$

❖ **Poids des poutres**

$$P_{pp} = 0.30 * 0.45 * 9.96 * 25 = 33.61 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = 0.3 * 0.40 * 2.73 * 25 = 8.19 \text{ KN}$$



**Figure II.18.** Poteau central

❖ **Poids des poteaux**

-Sous-sol : section des poteaux (60×50) cm<sup>2</sup>

$$P=0.6*0.5*3.06*25=22.95 \text{ KN}$$

- RDC, 1<sup>er</sup> étage : section des poteaux (55×45) cm<sup>2</sup>

$$P=0.55*0.45*3.40*25=21.03 \text{ KN}$$

-2<sup>eme</sup> étage, 3<sup>eme</sup> étage : section des poteaux (50\*40) cm<sup>2</sup>

$$P=0.50*0.40*3.40*25=17.00 \text{ KN}$$

- 4<sup>eme</sup> étage, 5<sup>eme</sup> étage : section des poteaux (45×35) cm<sup>2</sup>

$$P=0.45*0.35*3.40*25=13.39\text{KN.}$$

-6<sup>eme</sup> étage : section des poteaux (40\*30) cm<sup>2</sup>

$$P=0.40*0.30*3.40*25=10.20\text{KN}$$

-7<sup>eme</sup> étage, salle machine : section des poteaux (35\*25) cm<sup>2</sup>

$$P=0.35*0.25*3.40*25=7.44\text{KN.}$$

**Tableau II.7.** Descente de charge au droit du Poteau central (P1)

| Niveau | éléments                 | Charges permanentes<br>(KN) | Surcharges<br>(KN) |
|--------|--------------------------|-----------------------------|--------------------|
| N9     | Plancher T- inaccessible | 126                         | 23.23              |
|        | Poutre principale        | 33.61                       |                    |
|        | Poutre secondaire        | 8.19                        |                    |
|        | poteau                   | 7.44                        |                    |
| N8     | G venant de N9           | 175.24                      | 58.07              |
|        | Poteau                   | 7.44                        |                    |
|        | Plancher T- inaccessible | 126                         |                    |
|        | Poutres                  | 41.8                        |                    |
| N7     | G venant de N8           | 350.48                      | 93.86              |
|        | Poteau                   | 10.20                       |                    |
|        | Plancher courant         | 144.75                      |                    |
|        | Poutres                  | 41.8                        |                    |
| N6     | G venant de N7           | 547.23                      | 117.29             |
|        | Poteau                   | 13.39                       |                    |
|        | Plancher courant         | 144.75                      |                    |
|        | Poutres                  | 41.8                        |                    |
| N5     | G venant de N6           | 747.17                      | 141.68             |
|        | Poteau                   | 13.39                       |                    |
|        | Plancher courant         | 144.75                      |                    |
|        | Poutres                  | 41.8                        |                    |
| N4     | G venant de N5           | 947.11                      | 162.59             |
|        | Poteau                   | 17.00                       |                    |
|        | Plancher courant         | 144.75                      |                    |
|        | Poutres                  | 41.8                        |                    |

|        |                  |         |        |
|--------|------------------|---------|--------|
| N3     | G venant de N4   | 1150.66 | 180.01 |
|        | Poteau           | 17.00   |        |
|        | Plancher courant | 144.75  |        |
|        | Poutres          | 41.8    |        |
| N2     | G venant de N3   | 1354.21 | 193.94 |
|        | Poteau           | 21.03   |        |
|        | Plancher courant | 144.75  |        |
|        | Poutres          | 41.8    |        |
| N1     | G venant de N2   | 1561.79 | 204.39 |
|        | Poteau           | 21.03   |        |
|        | Plancher courant | 144.75  |        |
|        | Poutres          | 41.8    |        |
| N0     | G venant de N1   | 1769.37 | 211.36 |
|        | Poteau           | 22.95   |        |
|        | Plancher courant | 144.75  |        |
|        | Poutres          | 41.8    |        |
| Totale |                  | 1978.87 | 211.36 |

- **Calcul des charges revenant au poteau de la d'escalier (P2)**

❖ **Plancher étage courant**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 = 17.88 \text{ m}^2$$

$$G_{pc} = 5.94 \text{ KN/m}^2; Q_{pc} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{ti} = 5.94 * 17.88 = 106.21 \text{ KN}$$

$$Q_{ti} = 1.5 * 17.88 = 26.82 \text{ KN}$$

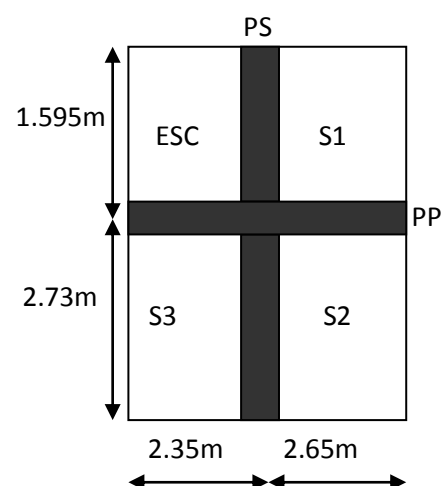


Figure II.19. Poteau de la cage d'escalier



❖ **Plancher terrasse inaccessible**

$$S=S_1+ S_2+ S_3+ S_{esc}=21.62 \text{ m}^2$$

$$G_{ti}=5.17\text{KN/ m}^2; Q_{ti}=1 \text{ KN/ m}^2$$

$$G_{ti}=5.17*21.62=111.77 \text{ KN}$$

$$Q_{ti}=1*21.62=21.62 \text{ KN}$$

❖ **Escalier**

$$Q_{esc}=2.5\text{KN/m}^2$$

-Poids du palier :  $G = 6.48 \text{ KN/m}^2$

$$S=2.35*1.595=3.75\text{m}^2$$

$$G =6.48*3.75=24.30\text{KN}$$

-Poids de la volée :  $G = 9.67\text{KN/m}^2$

$$G=9.67*3.75=36.26\text{KN}$$

$$G_t=24.30+36.26=60.56\text{KN}$$

$$Q=2.5*3.75=9.37\text{KN}.$$

❖ **Poids des poutres**

$$P_{pp}=0.30*0.45*5*25=16.87\text{KN}$$

$$P_{ps}=0.30*0.40*4.325*25=12.97 \text{ KN}$$

❖ **Poids des poteaux** (sont les mêmes poids que le poteau P1)

❖ **Poids de l'acrotère**

$$G=1.97*3.94=7.76\text{KN}$$

$$Q=1*3.94=3.94\text{KN}$$

**Tableau II.8.** Descente de charge au droit du Poteau (P2)

| Niveau | éléments                 | Charges permanentes<br>(KN) | Surcharges<br>(KN) |
|--------|--------------------------|-----------------------------|--------------------|
| N9     | Plancher T- inaccessible | 111.77                      | 25.56              |
|        | Poteau                   | 7.44                        |                    |
|        | Poutre principale        | 16.87                       |                    |
|        | Poutre secondaire        | 12.97                       |                    |
|        | Acrotère                 | 7.76                        |                    |

|    |                         |         |        |
|----|-------------------------|---------|--------|
| N8 | G venant de N9          | 156.81  | 61.75  |
|    | Poteau                  | 7.44    |        |
|    | Plancher T-inaccessible | 111.77  |        |
|    | Poutres                 | 29.84   |        |
|    | escalier                | 60.56   |        |
| N7 | G venant de N8          | 366.42  | 94.32  |
|    | Poteau                  | 10.20   |        |
|    | Plancher courant        | 106.21  |        |
|    | Poutres                 | 29.84   |        |
|    | escalier                | 60.56   |        |
| N6 | G venant de N7          | 573.23  | 123.27 |
|    | Poteau                  | 13.39   |        |
|    | Plancher courant        | 106.21  |        |
|    | Poutres                 | 29.84   |        |
|    | escalier                | 60.56   |        |
| N5 | G venant de N6          | 783.23  | 148.61 |
|    | Poteau                  | 13.39   |        |
|    | Plancher courant        | 106.21  |        |
|    | Poutres                 | 29.84   |        |
|    | escalier                | 60.56   |        |
| N4 | G venant de N5          | 993.23  | 170.32 |
|    | Poteau                  | 17.00   |        |
|    | Plancher courant        | 106.24  |        |
|    | Poutres                 | 29.84   |        |
|    | escalier                | 60.56   |        |
| N3 | G venant de N4          | 1206.87 | 188.41 |
|    | Poteau                  | 17.00   |        |
|    | Plancher courant        | 106.21  |        |
|    | Poutres                 | 29.84   |        |
|    | escalier                | 60.56   |        |

|        |                  |         |        |
|--------|------------------|---------|--------|
| N2     | G venant de N3   | 1420.48 | 202.89 |
|        | Poteau           | 21.03   |        |
|        | Plancher courant | 106.21  |        |
|        | Poutres          | 29.84   |        |
|        | escalier         | 60.56   |        |
| N1     | G venant de N2   | 1638.12 | 213.75 |
|        | Poteau           | 21.03   |        |
|        | Plancher courant | 106.21  |        |
|        | Poutres          | 29.84   |        |
|        | escalier         | 60.56   |        |
| N0     | G venant de N1   | 1855.76 | 220.98 |
|        | Poteau           | 22.95   |        |
|        | Plancher courant | 106.21  |        |
|        | Poutres          | 29.84   |        |
|        | escalier         | 60.56   |        |
| Totale |                  | 2075.32 | 220.98 |

D'après les deux tableaux on remarque que le poteau (P2) est le plus sollicité, donc les vérifications à faire concernent ce dernier.

- **Vérification**

Selon le BAEL (art B.8.1, 1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10%.

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 2075.32 + 1.5 * 220.98 = 3133.15 \text{ KN}$$

Après majoration on trouve à la base  $N_u = 3446.46 \text{ KN}$

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99/2003.

**a. Critère de résistance**

$$\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que} \quad : \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_c 28}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{3446.46}{14.2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.24 m^2$$

A la base  $B=0.6*0.5=0.30 m^2 \rightarrow c'$  est vérifiée.

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

**Tableau II.9.** Vérification à la compression

| Niveau                                     | $N_U$ (MN)               | $B$ ( $m^2$ )         | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ |
|--|--------------------------|-----------------------|---------------------|--------------------------------------|
| Sous-sol                                   | $3446.46 \times 10^{-3}$ | $3000 \times 10^{-4}$ | 11.48               | Vérifiée                             |
| RDC et 1 <sup>er</sup> étage               | $3120.42 \times 10^{-3}$ | $2475 \times 10^{-4}$ | 12.60               | Vérifiée                             |
| 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage | $2444.18 \times 10^{-3}$ | $2000 \times 10^{-4}$ | 12.22               | Vérifiée                             |
| 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage | $1755.97 \times 10^{-3}$ | $1575 \times 10^{-4}$ | 11.15               | Vérifiée                             |
| 6 <sup>ème</sup> étage                     | $1054.64 \times 10^{-3}$ | $1200 \times 10^{-4}$ | 8.78                | Vérifiée                             |
| 7 <sup>ème</sup> et salle machine          | $699.76 \times 10^{-3}$  | $875 \times 10^{-4}$  | 7.99                | Vérifiée                             |

### B. Critère de stabilité de forme

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement).

$$Nu \leq \bar{N}u = \alpha * \left[ \frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots \text{(BAEL91 art B.8.4, 1)}$$

Avec :

$B_r$  : section réduite du béton ( $B_r = (a-2)*(b-2)$ ).

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

$\gamma_s = 1.15$  coefficient de sécurité de l'acier.

$\alpha$  : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement  $\lambda$  .

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ si : } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ si : } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  avec  $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$  (rayon de giration)

Cas d'une section rectangulaire :  $I = \frac{b \times h^3}{12}$  (section rectangulaire)

$l_f$ : longueur de flambement

$$l_f = 0.7 l_0 \text{ (BAEL91 art B.8.3, 31)}$$

On prend comme exemple les poteaux de RDC.

$$l_f = 0.7 * 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{h} = 2.142 * \frac{\sqrt{12}}{0.6} \Rightarrow \lambda = 12.36$$

$$\lambda = 12.36 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0.829$$

D'après le BAEL91 :  $A_s = 1\% B_r$

L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%.

D'après l'expression donnée dans le BAEL91 art B.8.4.1 ;

$$\Rightarrow B_r \geq \frac{1.1 * Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{fe}{100 * \gamma_s} \right]}$$

$$\text{A.N: } B_r \geq \frac{3446.46.10^{-3}}{0.829 \left[ \frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{400}{100 * 1.15} \right]} = 0.188 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a-0.02)(b-0.02) = (0.6-0.02)(0.5-0.02) \Rightarrow B_r = 0.2784\text{m}^2 > 0.188\text{m}^2$$

Donc pas de risqué de flambement du poteau.

Pour les autres types des poteaux les résultats sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau II.10.** Vérification au flambement des poteaux.

| niveaux   | Section<br>(m <sup>2</sup> ) | B <sub>r</sub><br>(m <sup>2</sup> ) | l <sub>0</sub><br>(m) | l <sub>f</sub><br>(m) | i     | λ     | α     | B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )<br>calculé | condition |
|---|------------------------------|-------------------------------------|-----------------------|-----------------------|-------|-------|-------|---|-----------|
| RDC   |                              |                                     |                       |                       |       |       |       |   |           |
| 1 <sup>er</sup> étage                             | 0.55*0.45                    | 0.2280                              | 2.95                  | 2.065                 | 0.158 | 13.07 | 0.827 | 0.171                                       | vérifiée  |
| 2 <sup>ème</sup> et<br>3 <sup>ème</sup><br>étages | 0.50*0.40                    | 0.1824                              | 2.95                  | 2.065                 | 0.144 | 14.34 | 0.822 | 0.135                                       | vérifiée  |
| 4 <sup>ème</sup> et<br>5 <sup>ème</sup><br>étages | 0.45*0.35                    | 0.1420                              | 2.95                  | 2.065                 | 0.129 | 16.01 | 0.816 | 0.098                                       | vérifiée  |
| 6 <sup>ème</sup><br>étage                         | 0.40*0.30                    | 0.1060                              | 2.95                  | 2.065                 | 0.115 | 17.95 | 0.807 | 0.059                                       | vérifiée  |
| 7 <sup>ème</sup><br>étage et<br>salle<br>machine  | 0.35*0.25                    | 0.0760                              | 2.95                  | 2.065                 | 0.101 | 10.44 | 0.795 | 0.040                                       | vérifiée  |

**C. Vérification des conditions du RPA 99 (art 7.4.1)**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire en zone (IIa) les conditions suivantes :

- $\min (h, b) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min (h, b) \geq h_e/20$
- $1/4 \leq b/h \leq 4$ .

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

- **Conclusion :**

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

**-Poutres principales :**  $(30 \times 45) \text{ cm}^2$ .

**-Poutres secondaires :**  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

**-Poteaux de sous-sol :**  $(60 \times 50) \text{ cm}^2$ .

**-Poteaux de RDC et 1<sup>er</sup> étage :**  $(55 \times 45) \text{ cm}^2$ .

**-Poteaux de 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> étage :**  $(50 \times 40) \text{ cm}^2$ .

**-Poteaux de 4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> étage :**  $(45 \times 35) \text{ cm}^2$ .

**-Poteaux de 6<sup>eme</sup> étage :**  $(40 \times 30) \text{ cm}^2$ .

**- Poteaux de 7<sup>eme</sup> étage et salle machine :**  $35 \times 25 \text{ cm}^2$ .

**-les voiles :**

$\left\{ \begin{array}{l} e=15 \text{ cm pour les voiles de sous-sol.} \\ e=20 \text{ cm pour les voiles de RDC et les étages courants.} \end{array} \right.$





### III. Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (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 de acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91/99, CBA93, RPA99 addenda 2003...).

### Etude des planchers

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

- plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

#### III.1. Plancher à corps creux

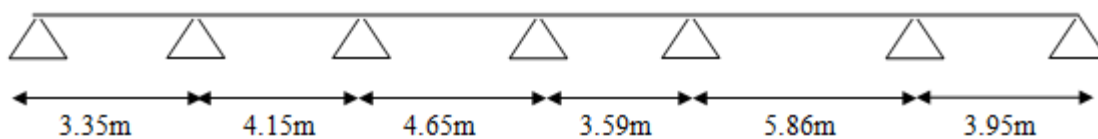
##### Les poutrelles

Le sens de disposition des poutrelles adopté est montré sur la figure II.2 au chapitre II, les différents types de poutrelles que nous avons alors sont les suivantes :

##### Différents types de poutrelles :

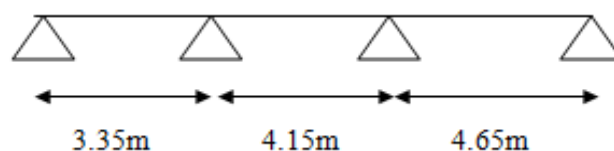
Dans le cas de notre projet on a huit types de poutrelles a étudiées :

Type 1 :



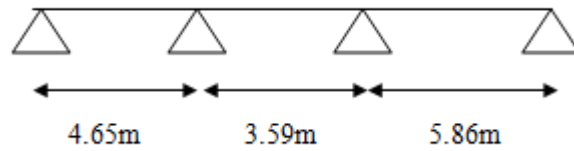
**Figure III.1.** Schéma de 1<sup>er</sup> type de poutrelle

Type 2 :

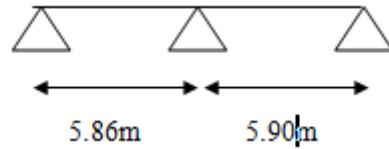


**Figure III.2.** Schéma de 2<sup>em</sup> type de poutrelle

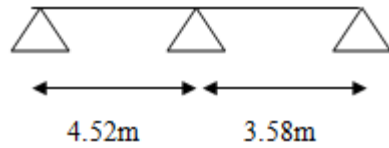
Type 3 :

**Figure III.3.** Schéma de 3<sup>ème</sup> type de poutrelle

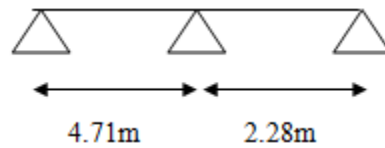
Type 4 :

**Figure III.4.** Schéma de 4<sup>ème</sup> type de poutrelle

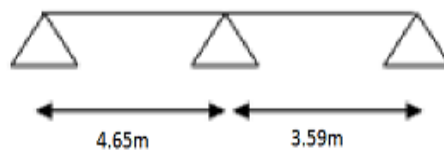
Type 5 :

**Figure III.5.** Schéma de 5<sup>ème</sup> type de poutrelle

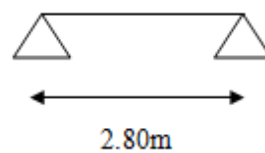
Type 6 :

**Figure III.6.** Schéma de 6<sup>ème</sup> type de poutrelle

Type 7 :

**Figure III.7.** Schéma de 7<sup>ème</sup> type de poutrelle

Type 8 :

**Figure III.8.** Schéma de 8<sup>ème</sup> type de poutrelle

### 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.

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

##### Domaine d'application (BAEL91art B.6.2, 210)

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

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

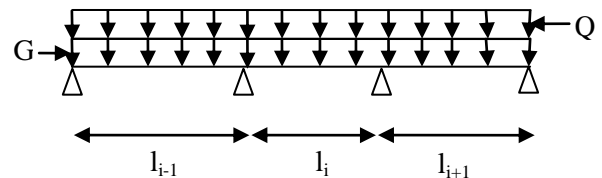


Figure III.9. Schéma d'une Poutre

##### Exposée de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie  $Q$  (Fig. III.9.),

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

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

##### Evaluation des moments

###### a. 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 ( $M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$ )

###### b. Moment en appuis intermédiaires

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

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

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

### c. Moment en travée

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

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

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(T.R) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(T.I) \end{cases}$$

(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 :

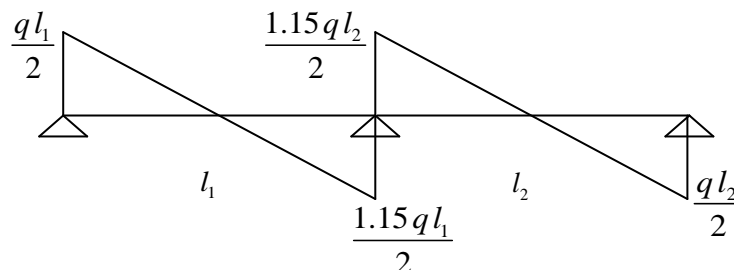
-Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive.

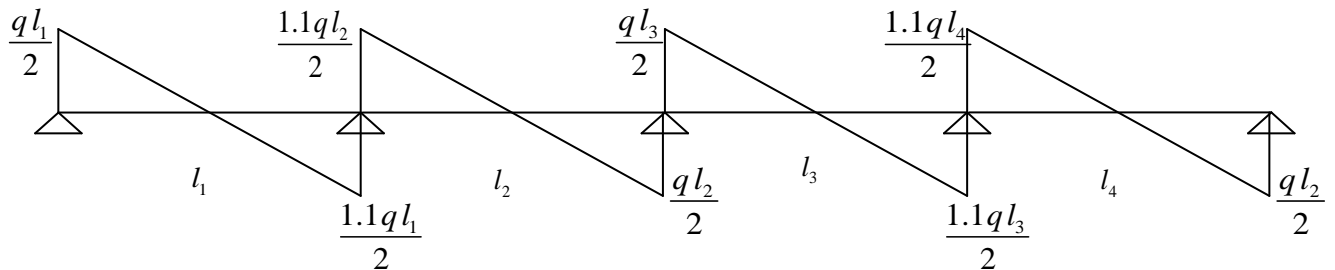
L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

-Soit par la méthode RDM :

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





**Figure III.10.** Evaluation des efforts tranchants

## 2. Méthode de CAQUOT (Annexe E.2 du BAEL 91)

### 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 :  $\begin{cases} L'_g \text{ et } L'_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

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

### Moment en travée

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

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

$$\Rightarrow \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{ql}$$

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

### L'effort tranchant

$$V = \frac{dM}{dX} = \pm \frac{ql}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

**Note :** après la vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire sur les différents types de poutrelles on remarque que les types 2 et 4 seront calculés par la méthode forfaitaire les autres par la méthode de Caquot minorée.

### Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

$$\text{À l'ELU : } q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times b$$

$$\text{À l'ELS : } q_s = (G + Q) \times b$$

La poutrelle reprend la charge sur une distance  $b=0.65\text{m}$ .

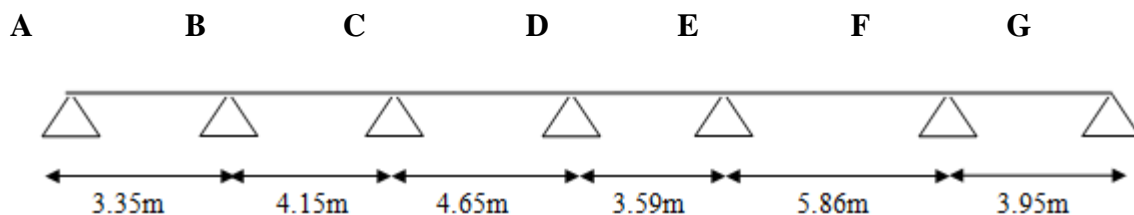
**Tableau III.1.** Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

| Désignation            | G (KN/m <sup>2</sup> ) | Q (KN/m <sup>2</sup> ) | ELU                   | ELS                   |
|------------------------|------------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|
|                        |                        |                        | q <sub>u</sub> (KN/m) | q <sub>s</sub> (KN/m) |
| Plancher étage courant | 5.94                   | 1.5                    | 6.67                  | 4.84                  |
| Terrasse inaccessible  | 5.17                   | 1                      | 5.51                  | 3.36                  |

### Calcul des sollicitations

Pour illustrer les deux méthodes de calcul on présente deux exemples. On prendra comme exemple les poutrelles types 1 et 4 du plancher étage courant, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur des tableaux.

### Calcul de la poutrelle type 1 du plancher étage courant



**Figure III.11.** schéma de poutrelle type 1

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites car :

( $l_i/l_{i+1} = 4.65/3.59 = 1.29 > 1.25$ ) on applique donc la méthode de **Caquot minorée**.

### Moments aux appuis

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante

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

Avec :

$q_g, q_d$  : étant le chargement à gauche (resp à droite) de l'appui.

$L_g', L_d'$  : Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

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

### Calcul des longueurs fictives

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3.35m$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 4.15 = 3.32m$$

$$L'_{CD} = 0.8 \times L_{CD} \Rightarrow L'_{CD} = 0.8 \times 4.65 = 3.72m$$

$$L'_{DE} = 0.8 \times L_{DE} \Rightarrow L'_{DE} = 0.8 \times 3.59 = 2.87m$$

$$L'_{EF} = 0.8 \times L_{EF} \Rightarrow L'_{EF} = 0.8 \times 5.86 = 4.68m$$

$$L'_{FG} = L_{FG} = 3.95m$$

### Les moments aux appuis

Au niveau des appuis on minore G par un coefficient de  $\frac{2}{3}$ .

$$G' = \frac{2}{3} G = \frac{2}{3} * 5.94 = 3.96 \text{KN/m}^2.$$

$$q_u' = 4.93 \text{KN/m}.$$

$$q_s' = 3.55 \text{KN/m}$$

### A ELU

$$q_u' = 4.93 \text{KN/m}$$

$M_A = M_G = 0$ . Mais il faut mettre des aciers de fissuration.

$$M_A = M_G = -0.15m_0. \quad \text{Avec : } m_0 = \max(m_0^1, m_0^6) \quad \text{Et } m_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_A = M_G = -0.15 \times \left( \frac{4.93 \times 3.95^2}{8} \right) = -1.44 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\frac{4.93 \times (3.35^3 + 3.32^3)}{8.5 \times (3.35 + 3.32)} \Rightarrow M_B = -6.30 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{4.93 \times (3.32^3 + 3.72^3)}{8.5 \times (3.32 + 3.72)} \Rightarrow M_C = -7.25 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{4.93 \times (3.72^3 + 2.87^3)}{8.5 \times (3.72 + 2.87)} \Rightarrow M_D = -6.61 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{4.93 \times (2.87^3 + 4.68^3)}{8.5 \times (2.87 + 4.68)} \Rightarrow M_E = -9.69 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -\frac{4.93 \times (4.68^3 + 3.95^3)}{8.5 \times (4.68 + 3.95)} \Rightarrow M_F = -11.03 \text{ KN / m}$$

### A PELS

$$q_s' = 3.55 \text{ KNm}$$

$$M_A = M_G = -0.15 \times \left( \frac{3.55 \times 3.95^2}{8} \right) = -1.03 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\frac{3.55 \times (3.35^3 + 3.32^3)}{8.5 \times (3.35 + 3.32)} \Rightarrow M_B = -4.64 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{3.55 \times (3.32^3 + 3.72^3)}{8.5 \times (3.32 + 3.72)} \Rightarrow M_C = -5.22 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{3.55 \times (3.72^3 + 2.87^3)}{8.5 \times (3.72 + 2.87)} \Rightarrow M_D = -4.76 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{3.55 \times (2.87^3 + 4.68^3)}{8.5 \times (2.87 + 4.68)} \Rightarrow M_E = -6.97 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -\frac{3.55 \times (4.68^3 + 3.95^3)}{8.5 \times (4.68 + 3.95)} \Rightarrow M_F = -7.94 \text{ KN / m}$$

### Moments aux travées

Les moments aux travées sont donnés par l'expression suivante :

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



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

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

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

➤ Travée AB

A ELU

$$x = \frac{L_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{q \times L_{AB}}$$

$$x = \frac{3.35}{2} - \frac{6.30}{6.67 \times 3.35} = 1.39m$$

$$M = \frac{6.67 \times 1.39 \times (3.35 - 1.39)}{2} - 6.30 \times \frac{1.39}{3.35}$$

$$M_{iAB}^{\max} = 6.47 KNm$$

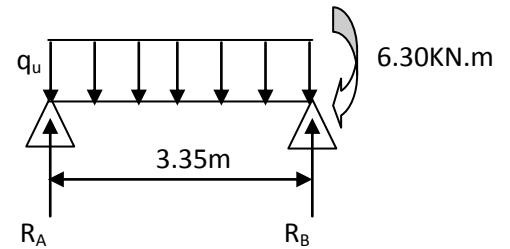


Figure III.12.travée AB

A ELS

$$x = \frac{3.35}{2} - \frac{4.64}{4.84 \times 3.35} = 1.39m$$

$$M(1.93) = \frac{4.84 \times 1.39 \times (3.35 - 1.39)}{2} - 4.64 \times \frac{1.39}{3.35}$$

$$M_{iAB}^{\max} = 4.66 KNm$$

➤ Travée BC

A ELU

$$x = \frac{4.15}{2} - \frac{((-6.30) - (-7.25))}{6.67 \times 4.15} = 2.04m$$

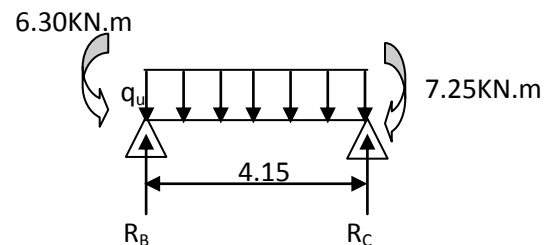


Figure III.13.travée BC

$$M(x) = \frac{6.67 \times 2.04 \times (4.15 - 2.04)}{2} + (-6.30) \times (1 - \frac{2.04}{4.15}) + (-7.25) \times \frac{2.04}{4.15}$$

$$M_{BC}^{\max} = 7.58 KNm$$

**A ELS**

$$x = 2.04m$$

$$M_{BC} = 5.49KNm$$

➤ **Travée CD**

**A ELU**

$$x = 2.34m$$

$$M_{CD}^{Max} = 11.09KN.m$$

**A P'ELS**

$$x = 2.34m$$

$$M_{CD}^{Max} = 8.09KN.m$$

➤ **Travée DE**

**A ELU**

$$x = 1.66m$$

$$M_{DE}^{Max} = 2.65KN.m$$

**A ELS**

$$x = 1.66m$$

$$M_{DE}^{Max} = 1.97KN.m$$

➤ **Travée EF**

**A ELE**

$$x = 2.89m$$

$$M_{EF}^{Max} = 18.27KN.m$$

**A ELS**

$$x = 2.89m$$

$$M_{EF}^{Max} = 13.32KN.m$$

➤ **Travée FG**

**A ELE**

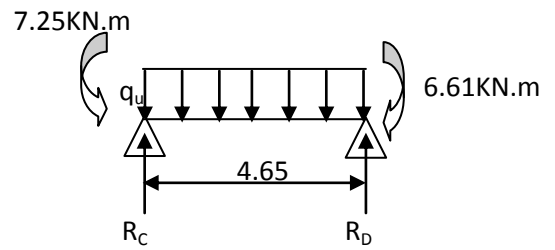
$$x = 2.39m$$

$$M_{FG}^{Max} = 8.07KN.m$$

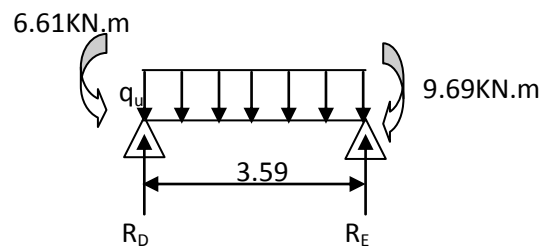
**A ELS**

$$x = 2.39m$$

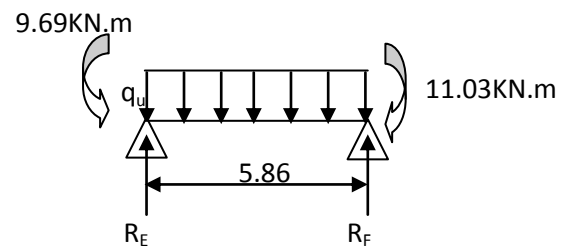
$$M_{FG}^{Max} = 5.88KN.m$$



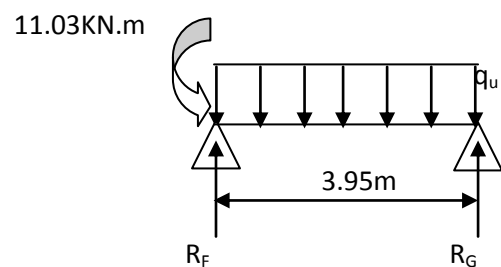
**Figure III.14.**travée CD



**Figure III.15.**travée DE



**Figure III.16.**travée EF



**Figure III.17.**travée FG

**Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchant sont calculés par les deux expressions suivantes ;

$$V_{i-1} = qL/2 - (M_i - M_{i-1})/L_i$$

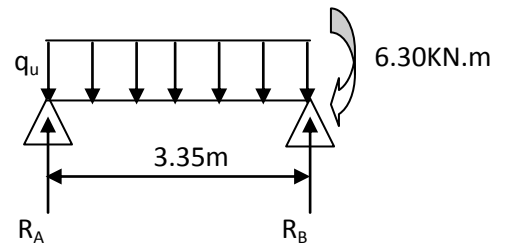
$$V_i = -qL/2 - (M_i - M_{i-1})/L_i$$

**Travée AB**

**A l'ELU**

$$V_A = \frac{6.67 \times 3.35}{2} - \frac{6.30}{3.35} = 9.29 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.67 \times 3.35}{2} - \frac{6.30}{3.35} = -13.05 \text{ KN}$$

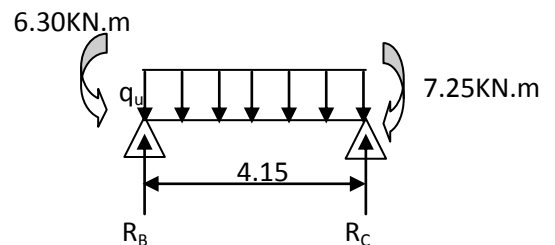


**Figure III.18.**travée AB

**Travée BC**

$$V_B = \frac{6.67 \times 4.15}{2} - \frac{(-6.30) - (-7.25)}{4.15} = 13.61 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.67 \times 4.15}{2} - \frac{(-6.30) - (-7.25)}{4.15} = -14.07 \text{ KN}$$

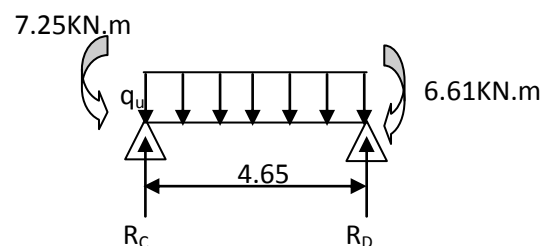


**Figure III.19.**travée BC

**Travée CD**

$$V_C = \frac{6.67 \times 4.65}{2} - \frac{(-7.25) - (-6.61)}{4.65} = 15.64 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{6.67 \times 4.65}{2} - \frac{(-7.25) - (-6.61)}{4.65} = -15.37 \text{ KN}$$

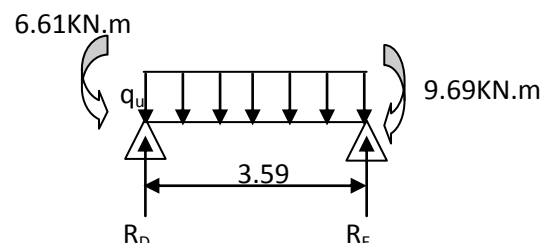


**Figure III.20.**travée CD

**Travée DE**

$$V_D = \frac{6.67 \times 3.59}{2} - \frac{(-6.61) - (-9.69)}{3.59} = 11.11 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{6.67 \times 3.59}{2} - \frac{(-6.61) - (-9.69)}{3.59} = -12.83 \text{ KN}$$

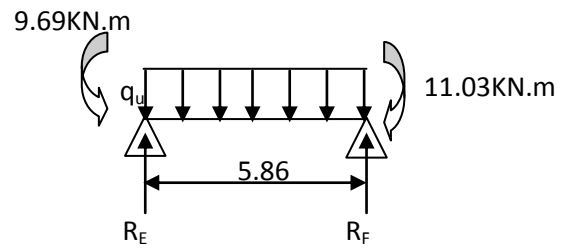


**Figure III.21.**travée DE

**Travée EF**

$$V_E = \frac{6.67 \times 5.86}{2} - \frac{(-9.69) - (-11.03)}{5.86} = 19.31 \text{ KN}$$

$$V_F = -\frac{6.67 \times 5.86}{2} - \frac{(-9.69) - (-11.03)}{5.86} = -19.77 \text{ KN}$$

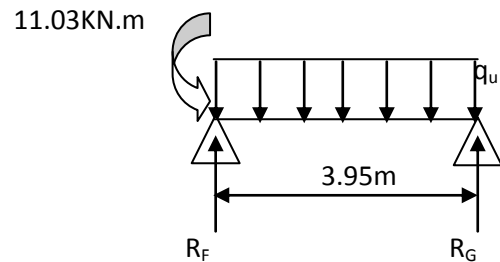


**Figure III.22.**travée EF

**Travée FG**

$$V_F = \frac{6.67 \times 3.95}{2} + \frac{11.03}{3.95} = 15.96 \text{ KN}$$

$$V_G = -\frac{6.67 \times 3.95}{2} + \frac{11.03}{3.95} = -10.38 \text{ KN}$$



**Figure III.23.**travée FG

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

**Tableau III.2.**les sollicitations dans la poutrelle de type 1 de l'étage courant à l'ELU

| Travée | L(m) | \$q_u\$(KN/m) | \$M_g\$(KNm) | \$M_d\$(KNm) | \$M_t\$(KNm) | \$V_g\$(KN) | \$V_d\$(KN) |
|--------|------|---------------|--------------|--------------|--------------|-------------|-------------|
| A-B    | 3.35 | 6.67          | -1.44        | -6.30        | 6.47         | 9.29        | -13.05      |
| B-C    | 4.15 | 6.67          | -6.30        | -7.25        | 7.58         | 13.61       | -14.07      |
| C-D    | 4.65 | 6.67          | -7.25        | -6.61        | 11.09        | 15.64       | -15.37      |
| D-E    | 3.59 | 6.67          | -6.61        | -9.69        | 2.65         | 11.11       | -12.83      |
| E-F    | 5.86 | 6.67          | -9.69        | -11.03       | 18.27        | 19.31       | -19.77      |
| F-G    | 3.95 | 6.67          | -11.03       | -1.44        | 8.07         | 15.96       | -10.38      |

**Tableau III.3.**les sollicitations dans la poutrelle de type 1 de l'étage courant à l'ELS

| Travée | L(m) | \$q_u\$(KN/m) | \$M_g\$(KNm) | \$M_d\$(KNm) | \$M_t\$(KNm) |
|--------|------|---------------|--------------|--------------|--------------|
| A-B    | 3.35 | 4.84          | -1.03        | -4.64        | 4.66         |
| B-C    | 4.15 | 4.84          | -4.64        | -5.22        | 5.49         |
| C-D    | 4.65 | 4.84          | -5.22        | -4.76        | 8.09         |
| D-E    | 3.59 | 4.84          | -4.76        | -6.97        | 1.97         |
| E-F    | 5.86 | 4.84          | -6.97        | -7.94        | 13.32        |
| F-G    | 3.95 | 4.84          | -7.94        | -1.03        | 5.88         |

**Poutrelle type1 terrasse inaccessible**

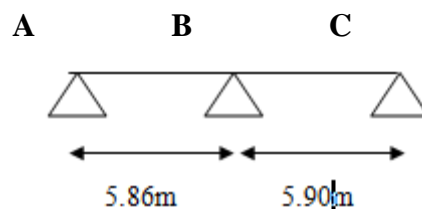
C'est la même que la poutrelle type1 d'étage courant avec des chargements différents. Pour cela on suit les mêmes étapes de calcul (méthode de Caquot), les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants.

**Tableau III.4.**les sollicitation dans la poutrelle de type 1 de la terrasse inaccessible à l'ELU

| Travée | L(m) | q <sub>u</sub> (KN/m) | M <sub>g</sub> (KNm) | M <sub>d</sub> (KNm) | M <sub>t</sub> (KNm) | V <sub>g</sub> (KN) | V <sub>d</sub> (KN) |
|--------|------|-----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|---------------------|---------------------|
| A-B    | 3.35 | 5.51                  | -1.18                | -5.22                | 5.34                 | 7.67                | -10.78              |
| B-C    | 4.15 | 5.51                  | -5.22                | -5.87                | 6.31                 | 11.27               | -11.58              |
| C-D    | 4.65 | 5.51                  | -5.87                | -5.35                | 9.27                 | 12.92               | -12.69              |
| D-E    | 3.59 | 5.51                  | -5.35                | -7.84                | 2.30                 | 9.19                | -10.58              |
| E-F    | 5.86 | 5.51                  | -7.84                | -8.92                | 15.27                | 15.96               | -16.32              |
| F-G    | 3.95 | 5.51                  | -8.92                | -1.18                | 6.74                 | 13.14               | -8.62               |

**Tableau III.5.**les sollicitations dans la poutrelle de type 1 de la terrasse inaccessible à l'ELS.

| Travée | L(m) | q <sub>s</sub> (KN/m) | M <sub>g</sub> (KNm) | M <sub>d</sub> (KNm) | M <sub>t</sub> (KNm) |
|--------|------|-----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| A-B    | 3.35 | 4.01                  | -0.84                | -3.78                | 3.89                 |
| B-C    | 4.15 | 4.01                  | -3.78                | -4.25                | 4.62                 |
| C-D    | 4.65 | 4.01                  | -4.25                | -3.87                | 6.78                 |
| D-E    | 3.59 | 4.01                  | -3.87                | -5.68                | 1.72                 |
| E-F    | 5.86 | 4.01                  | -5.68                | -6.46                | 11.14                |
| F-G    | 3.95 | 4.01                  | -6.46                | -0.84                | 4.92                 |

➤ **Calcul de la poutrelle type 4 du plancher étage courant****Figure III.24.**schéma de poutrelle type 4

Les quatre conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées, on utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations.

**Calcul des moments isostatiques****A l'ELU**

$$\text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{q_U \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 28.63 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{q_U \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 29.02 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS**

$$\text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{q_s \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 20.77 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{q_s \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 21.06 \text{ KN.m}$$

**Moments aux appuis****Appuis de rive**

$$\text{A l'ELU } M_A = M_C = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_A = M_C = -4.35 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS } M_A = M_C = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_A = M_C = -3.16 \text{ KN.m}$$

**Appuis intermédiaires**

$$\text{A l'ELU } M_B = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -17.41 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS } M_B = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -12.63 \text{ KN.m}$$

**Moment en travée**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.94} = 0.201$$

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

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.R \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.I \end{cases}$$

**A l'ELU****Travée AB**

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 21.64 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} \geq 18.03 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 21.64 \text{ KN.m}$$

**Travée BC**

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq 22.05 \text{ KN.m} \\ M_t^{BC} \geq 18.28 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 22.05 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS****Travée AB**

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 15.69 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} \geq 13.08 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 15.69 \text{ KN.m}$$

**Travée BC**

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq 16. \text{ KN.m} \\ M_t^{BC} \geq 13.26 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 16 \text{ KN.m}$$

**Les efforts tranchants****A l'ELU****Travée AB**

$$V_A = \frac{6.67 \times 5.86}{2} = 19.54 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times V_A = -22.47 \text{ KN}$$

**Travée BC**

$$V_B = 1.15 \times \frac{6.67 \times 5.90}{2} = 22.62 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.67 \times 5.90}{2} = -19.67 \text{ KN}$$

Pour les autres types de poutrelles les résultats sont représentés dans les tableaux suivant :

**Tableau III.6.** Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour Le plancher étage courant.

|   | type | travée | longueur<br>L (m) | M <sub>0</sub><br>(KN.m) | Moment<br>en appui<br>(KN.m) |                | Moment<br>en<br>travée<br>(KN.m) | Effort tranchant<br>(KN) |                |
|---|------|--------|-------------------|--------------------------|------------------------------|----------------|----------------------------------|--------------------------|----------------|
|   |      |        |                   |                          | M <sub>g</sub>               | M <sub>d</sub> |                                  | V <sub>g</sub>           | V <sub>d</sub> |
| 1 | A-B  | 3.35   | /                 | /                        | -1.44                        | -6.30          | 6.47                             | 9.29                     | -13.05         |
|   | B-C  | 4.15   | /                 | /                        | -6.30                        | -7.25          | 7.58                             | 13.61                    | -14.07         |
|   | C-D  | 4.65   | /                 | /                        | -7.25                        | -6.61          | 11.09                            | 15.64                    | -15.37         |
|   | D-E  | 3.59   | /                 | /                        | -6.61                        | -9.69          | 2.65                             | 11.11                    | -12.83         |
|   | E-F  | 5.86   | /                 | /                        | -9.69                        | -11.03         | 18.83                            | 19.5                     | -19.58         |
|   | F-G  | 3.95   | /                 | /                        | -11.03                       | -1.44          | 8.52                             | 15.68                    | -10.66         |
| 2 | A-B  | 3.35   | 9.36              | 9.36                     | -2.71                        | -7.18          | 6.34                             | 11.18                    | -12.30         |
|   | B-C  | 4.15   | 14.37             | 14.37                    | -7.18                        | -9.02          | 7.62                             | 15.24                    | -15.24         |
|   | C-D  | 4.65   | 18.04             | 18.04                    | -9.02                        | -2.71          | 14.62                            | 17.07                    | -17.57         |
| 3 | A-B  | 4.65   | /                 | /                        | -3.17                        | -9.59          | 13.55                            | 13.44                    | -13.46         |
|   | B-C  | 3.59   | /                 | /                        | -9.59                        | -14.94         | -1.35                            | 10.48                    | -16.99         |

|            |     |      |      |       |        |        |       |       |        |
|------------|-----|------|------|-------|--------|--------|-------|-------|--------|
| A<br>l'ELU | 4   | C-D  | 5.86 | /     | -14.94 | -3.17  | 21.66 | 22.09 | -19.56 |
|            |     | A-B  | 5.86 | 28.65 | -4.36  | -17.43 | 21.67 | 19.56 | -22.49 |
|            |     | B-C  | 5.90 | 29.04 | -17.43 | -4.36  | 22.09 | 22.64 | -19.69 |
|            | 5   | A-B  | 4.52 | /     | -1.89  | -9.90  | 12.45 | 12.88 | -17.26 |
|            |     | B-C  | 3.58 | /     | -9.90  | -1.89  | 6.30  | 14.70 | -9.17  |
|            | 6   | A-B  | 4.71 | /     | -2.05  | -9.66  | 13.98 | 13.67 | -17.76 |
|            |     | B-C  | 2.28 | /     | -9.66  | -2.05  | 0.85  | 11.84 | -3.37  |
| 7          | A-B | 2.80 | 6.54 | -0.98 | -0.98  | 6.54   | 9.34  | -9.34 |        |
| A<br>l'ELS | 1   | A-B  | 3.35 | /     | -1.03  | -4.64  | 4.66  | /     | /      |
|            |     | B-C  | 4.15 | /     | -4.64  | -5.22  | 5.49  | /     | /      |
|            |     | C-D  | 4.65 | /     | -5.22  | -4.76  | 8.09  | /     | /      |
|            |     | D-E  | 3.59 | /     | -4.76  | -6.97  | 1.97  | /     | /      |
|            |     | E-F  | 5.86 | /     | -6.97  | -7.94  | 13.72 | /     | /      |
|            |     | F-G  | 3.95 | /     | -7.94  | -1.03  | 6.20  | /     | /      |
|            | 2   | A-B  | 3.35 | 6.78  | -1.96  | -5.21  | 4.59  | /     | /      |
|            |     | B-C  | 4.15 | 10.41 | -5.21  | -6.53  | 5.52  |       |        |
|            |     | C-D  | 4.65 | 13.07 | -6.53  | -1.96  | 10.59 |       |        |
|            | 3   | A-B  | 4.65 | /     | -2.28  | -6.89  | 9.85  | /     | /      |
|            |     | B-C  | 3.59 | /     | -6.89  | -10.75 | -0.92 | /     | /      |
|            |     | C-D  | 5.86 | /     | -10.75 | -2.28  | 15.72 |       |        |
|            | 4   | A-B  | 5.86 | 20.77 | -3.16  | -12.63 | 15.69 | /     | /      |
|            |     | B-C  | 5.90 | 21.06 | -12.63 | -3.16  | 16    | /     | /      |
|            | 5   | A-B  | 4.52 | /     | -1.36  | -7.11  | 9.05  | /     | /      |
|            |     | B-C  | 3.58 | /     | -7.11  | -1.36  | 4.58  | /     | /      |
|            | 6   | A-B  | 4.71 | /     | -1.47  | -6.95  | 10.16 | /     | /      |
|            |     | B-C  | 2.28 | /     | -6.95  | -1.47  | 0.93  | /     | /      |
|            | 7   | A-B  | 2.80 | 4.74  | -0.71  | -0.71  | 4.74  | /     | /      |

**Tableau III.7.** sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible.

|            | Type | travée | longueur<br>L (m) | M <sub>0</sub><br>(KN.m) | Moment<br>en appui<br>(KN.m) |                | Moment<br>en<br>travée<br>(KN.m) | Effort tranchant<br>(KN) |                |
|------------|------|--------|-------------------|--------------------------|------------------------------|----------------|----------------------------------|--------------------------|----------------|
|            |      |        |                   |                          | M <sub>g</sub>               | M <sub>d</sub> |                                  | V <sub>g</sub>           | V <sub>d</sub> |
| A<br>l'ELU | 1    | A-B    | 3.35              | /                        | -1.18                        | -5.22          | 5.34                             | 7.67                     | -10.78         |
|            |      | B-C    | 4.15              | /                        | -5.22                        | -5.87          | 6.31                             | 11.27                    | -11.58         |
|            |      | C-D    | 4.65              | /                        | -5.87                        | -5.35          | 9.27                             | 12.92                    | -12.69         |
|            |      | D-E    | 3.59              | /                        | -5.35                        | -7.84          | 2.30                             | 9.19                     | -10.58         |
|            |      | E-F    | 5.86              | /                        | -7.84                        | -8.92          | 15.27                            | 15.96                    | -16.32         |
|            |      | F-G    | 3.95              | /                        | -8.92                        | -1.18          | 6.74                             | 13.14                    | -8.62          |
|            | 2    | A-B    | 3.35              | 7.73                     | -2.23                        | -5.93          | 5.15                             | 9.23                     | -10.16         |
|            |      | B-C    | 4.15              | 11.87                    | -5.93                        | -7.45          | 6.22                             | 12.58                    | -12.58         |
|            |      | C-D    | 4.65              | 14.90                    | -7.45                        | -2.23          | 11.92                            | 14.10                    | -12.81         |
|            | 3    | A-B    | 4.65              | /                        | -2.57                        | -7.77          | 11.26                            | 11.14                    | -14.69         |
| B-C        |      | 3.59   | /                 | -7.77                    | -12.12                       | -0.93          | 8.68                             | -11.10                   |                |
| C-D        |      | 5.86   | /                 | -12.12                   | -2.57                        | 17.99          | 18.21                            | -14.08                   |                |



|            |     |      |      |       |        |        |       |       |        |
|------------|-----|------|------|-------|--------|--------|-------|-------|--------|
|            | 4   | A-B  | 5.86 | 23.66 | -3.59  | -14.39 | 17.64 | 16.15 | -18.57 |
|            |     | B-C  | 5.90 | 23.98 | -14.39 | -3.59  | 17.98 | 18.70 | -16.26 |
|            | 5   | A-B  | 4.52 | /     | -2.11  | -8.03  | 10.35 | 10.67 | -14.23 |
|            |     | B-C  | 3.58 | /     | -8.03  | -2.11  | 5.27  | 12.10 | -7.62  |
|            | 6   | A-B  | 4.71 | /     | -2.29  | -7.83  | 11.62 | 11.32 | -14.64 |
|            |     | B-C  | 2.28 | /     | -7.83  | -2.29  | 0.74  | 9.71  | -2.85  |
|            | 7   | A-B  | 4.65 | /     | -1.62  | -8.38  | 11.00 | 11.01 | -14.61 |
|            |     | B-C  | 3.59 | /     | -8.38  | -1.62  | 5.18  | 12.22 | -7.55  |
| 8          | A-B | 2.80 | 5.39 | -0.81 | -0.81  | 5.39   | 7.72  | -7.72 |        |
| A<br>l'ELS | 1   | A-B  | 3.35 | /     | -0.84  | -3.78  | 3.89  | /     | /      |
|            |     | B-C  | 4.15 | /     | -3.78  | -4.25  | 4.62  | /     | /      |
|            |     | C-D  | 4.65 | /     | -4.25  | -3.87  | 6.78  | /     | /      |
|            |     | D-E  | 3.59 | /     | -3.87  | -5.68  | 1.72  | /     | /      |
|            |     | E-F  | 5.86 | /     | -5.68  | -6.46  | 11.14 | /     | /      |
|            |     | F-G  | 3.95 | /     | -6.46  | -0.84  | 4.92  | /     | /      |
|            | 2   | A-B  | 3.35 | 5.63  | -1.62  | -4.32  | 3.75  | /     | /      |
|            |     | B-C  | 4.15 | 8.63  | -4.32  | -5.42  | 4.52  | /     | /      |
|            |     | C-D  | 4.65 | 10.84 | -5.42  | -1.62  | 8.76  | /     | /      |
|            | 3   | A-B  | 4.65 | /     | -1.86  | -5.62  | 8.21  | /     | /      |
|            |     | B-C  | 3.59 | /     | -5.62  | -8.76  | -0.63 | /     | /      |
|            |     | C-D  | 5.86 | /     | -8.76  | -1.86  | 13.17 | /     | /      |
|            | 4   | A-B  | 5.86 | 17.21 | -2.62  | -10.47 | 12.84 | /     | /      |
|            |     | B-C  | 5.90 | 17.45 | -10.47 | -2.62  | 13.09 | /     | /      |
|            | 5   | A-B  | 4.52 | /     | -1.53  | -5.80  | 7.55  | /     | /      |
|            |     | B-C  | 3.58 | /     | -5.80  | -1.53  | 3.85  | /     | /      |
|            | 6   | A-B  | 4.71 | /     | -1.66  | -5.65  | 8.47  | /     | /      |
|            |     | B-C  | 2.28 | /     | -5.65  | -1.66  | 0.54  | /     | /      |
|            | 7   | A-B  | 4.65 | /     | -1.17  | -6.06  | 8.02  | /     | /      |
|            |     | B-C  | 3.59 | /     | -6.06  | -1.17  | 3.78  | /     | /      |
|            | 8   | A-B  | 2.80 | 3.93  | -0.59  | -0.59  | 3.93  | /     | /      |

Le ferrailage des poutrelles se fait suivant les sollicitations maximales. Ces dernières sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau III.8.** Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.

| Etage         | Type de poutrelle | Etats limites            |         |                           |                |                          |         |                           |
|---------------|-------------------|--------------------------|---------|---------------------------|----------------|--------------------------|---------|---------------------------|
|               |                   | ELU                      |         |                           |                | ELS                      |         |                           |
|               |                   | $M_{MAX}^{Appui}$ (KN.m) |         | $M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m) | $V_{MAX}$ (KN) | $M_{MAX}^{Appui}$ (KN.m) |         | $M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m) |
|               |                   | Rive                     | Interne |                           |                | Rive                     | Interne |                           |
| Etage courant | 1                 | -1.44                    | -11.03  | 18.83                     | 19.58          | -1.03                    | -7.94   | 13.72                     |
|               | 2                 | -2.71                    | -9.02   | 14.62                     | 17.57          | -1.96                    | -6.53   | 10.59                     |
|               | 3                 | -3.17                    | -14.94  | 21.66                     | 22.09          | -2.28                    | -10.75  | 15.72                     |
|               | 4                 | -4.36                    | -17.43  | 22.09                     | 22.64          | -3.16                    | -12.63  | 16.00                     |
|               | 5                 | -1.89                    | -9.90   | 12.45                     | 17.26          | -1.36                    | -7.11   | 9.05                      |
|               | 6                 | -2.05                    | -9.66   | 13.98                     | 17.76          | -1.47                    | -6.95   | 10.16                     |
|               | 7                 | -0.98                    | /       | 6.54                      | 9.34           | -0.71                    | /       | 4.74                      |

|                              |   |       |        |       |       |       |        |       |
|------------------------------|---|-------|--------|-------|-------|-------|--------|-------|
| <b>Terrasse inaccessible</b> | 1 | -1.18 | -8.92  | 15.27 | 16.32 | -0.84 | -6.46  | 11.14 |
|                              | 2 | -2.23 | -7.45  | 11.92 | 14.10 | -1.62 | -5.42  | 8.76  |
|                              | 3 | -2.57 | -12.12 | 17.99 | 18.21 | -1.86 | -8.76  | 13.17 |
|                              | 4 | -3.59 | -14.39 | 17.98 | 18.70 | -2.62 | -10.47 | 13.09 |
|                              | 5 | -2.11 | -8.03  | 10.35 | 14.23 | -1.53 | -5.80  | 7.55  |
|                              | 6 | -2.29 | -7.83  | 11.62 | 14.64 | -1.66 | -5.65  | 8.47  |
|                              | 7 | -1.62 | -8.38  | 11.00 | 14.61 | -1.17 | -6.06  | 8.02  |
|                              | 8 | -0.81 | /      | 5.39  | 7.72  | -0.59 | /      | 3.93  |

**Ferraillage des poutrelles**

On prend comme exemple pour le ferraillage la poutrelle type 1 du plancher étage courant qui est sollicité par les efforts suivants :

$$M_{Travée}^{Max} = 18.83KN.m$$

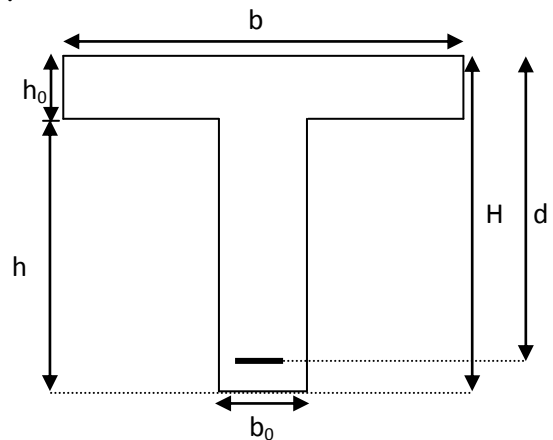
$$M_{Travée}^{Max} = 13.72KN.m$$

A l'ELU :  $M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.44KN.m(rive) \\ -11.03KN.m(int\erne) \end{cases}$       A l'ELS :  $M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.03KN.m(Rive) \\ -7.94KN.m(int\erne) \end{cases}$

$$V^{Max} = 19.58KN$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

- $b = 65cm$
- $h_0 = 5cm$
- $h = 20cm$
- $H = 25cm$
- $b_0 = 10cm$
- $d = 23cm$



**Figure III.25.**schéma d'une poutrelle

**Calcul à l'ELU**

Le calcul du ferraillage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple

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

$M_{TU}$  : Le moment équilibré par la table de compression.

**Armatures longitudinales****Ferraillage en travée**

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.23 - \frac{0.05}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 94.60 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 18.83 \text{ KN.m} \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18.83 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.23)^2 \times 14.2} = 0.038$$

$$\mu_{bu} = 0.038 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

→ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas

nécessaires ( $A'_s = 0$ ) et  $\varepsilon_s = 10\%$ ;  $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.048$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.225 \text{ m}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{M^{\text{travée}}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{\text{travée}} = 2.40 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_s = 2\phi 10 + 1\phi 12 = 2.70 \text{ cm}^2$

**Vérification de la condition de non fragilité**

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.23 \times 2.1}{400} = 1.80 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.70 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$  La condition de non fragilité est vérifiée.

**Ferraillage en appuis****Appuis intermédiaire**

$$M_{Interne}^a = -11.03 \text{ KN.m}$$

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

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.25)m^2$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.147$$

$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow$  Le diagramme passe par le pivot « A »

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

nécessaires ( $A' = 0$ ).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.199$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.211 \text{m}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Interne} = 1.49 \text{cm}^2$$

### Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.23 \times 2.1}{400} = 0.28 \text{cm}^2$$

$$A_s = 1.57 \text{cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

$$\text{On prend } A_s = 2\phi 10 = 1.57 \text{cm}^2$$

### Appuis de rive

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

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.25)m^2$ .

$$M_{Rive}^a = -1.44 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.019$$

$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow$  Le diagramme passe par le pivot « A »

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

nécessaires ( $A' = 0$ ).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.024$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.227 \text{m}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Rive} = 0.18 \text{cm}^2$$

On prend  $A_s = 1\phi 10 = 0.79 \text{cm}^2$

### Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.23 \times 2.1}{400} = 0.28 \text{cm}^2$$

$A_s = 0.79 \text{cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$  La condition de non fragilité est vérifiée

### Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} = \frac{19.58 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.23} = 0.85 \text{MPa}$$

La fissuration est peu nuisible e

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{MPa}\right) = \min(3.33; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_U = 0.85 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis

#### Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 0.5 + 2.70 = 3.20 \text{cm}^2$$

$$A_l = 3.20 \text{cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 19.58 \times 10^{-3}}{400} = 0.56 \text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### Appui intermédiaire

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

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[ 19.58 - \frac{11.03}{0.9 \times 0.23} \right] \times 10^{-3} = -0.97 \text{cm}^2 \Rightarrow A_l \geq -0.97 \text{cm}^2 \quad \text{aucune vérification à}$$

faire au niveau de l'appui intermédiaire car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

**Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure**

$$\tau_u = \frac{v_u(b-b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{19.58 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.10)}{1.8 \times 0.23 \times 0.65 \times 0.05} = 0.80 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{MPa}$$

**Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t = 6 \text{mm.}$$

On choisit un étrier de  $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{cm}^2$

**Calcul de l'espacement**

$$St \leq \min \begin{cases} (0.9d, 40 \text{cm}) = 20.70 \text{cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57 \text{cm} \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = 158.89 \end{cases}$$

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

On adopte:  $St = 15 \text{ cm.}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.9.** Ferrailage des poutrelles plancher étage courant.

| Ferrailage longitudinal |          |            |          |       |                      |                  |                                     | Ferrailage transversal |                    |
|-------------------------|----------|------------|----------|-------|----------------------|------------------|-------------------------------------|------------------------|--------------------|
| Type                    | Position | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z (m) | A (cm <sup>2</sup> ) | Choix de Section | A <sup>Min</sup> (cm <sup>2</sup> ) | A (cm <sup>2</sup> )   | Choix des sections |
| 01                      | Travée   | 0.038      | 0.048    | 0.225 | 2.40                 | 2HA10+1HA12=2.70 | 1.80                                |                        |                    |
|                         | App rive | 0.019      | 0.024    | 0.227 | 0.18                 | 1HA10=0.79       | 0.28                                |                        |                    |
|                         | App int  | 0.147      | 0.199    | 0.211 | 1.49                 | 2HA10=1.57       | 0.28                                |                        |                    |
|                         | Travée   | 0.029      | 0.038    | 0.226 | 1.85                 | 2HA10+1HA8=2.07  | 1.80                                |                        |                    |

|    |          |       |       |       |      |                  |      |      |              |
|----|----------|-------|-------|-------|------|------------------|------|------|--------------|
| 02 | App rive | 0.036 | 0.046 | 0.225 | 0.34 | 1HA10=0.79       | 0.28 | 0.57 | Etrier<br>Φ6 |
|    | App int  | 0.120 | 0.160 | 0.215 | 1.20 | 2HA10=1.57       | 0.28 |      |              |
| 03 | Travée   | 0.044 | 0.056 | 0.224 | 2.77 | 2HA12+1HA10=3.05 | 1.80 |      |              |
|    | App rive | 0.042 | 0.054 | 0.225 | 0.40 | 1HA10=0.79       | 0.28 |      |              |
|    | App int  | 0.198 | 0.279 | 0.204 | 2.1  | 2HA12=2.26       | 0.28 |      |              |
| 04 | Travée   | 0.045 | 0.057 | 0.224 | 2.82 | 2HA12+1HA10=3.05 | 1.80 |      |              |
|    | App rive | 0.058 | 0.074 | 0.223 | 0.56 | 1HA10=0.79       | 0.28 |      |              |
|    | App int  | 0.232 | 0.335 | 0.199 | 2.50 | 1HA12+1HA14=2.67 | 0.28 |      |              |
| 05 | travée   | 0.025 | 0.032 | 0.227 | 1.58 | 2HA10+1HA8=2.07  | 1.80 |      |              |
|    | App rive | 0.025 | 0.032 | 0.227 | 0.24 | 1HA10=0.79       | 0.28 |      |              |
|    | App int  | 0.132 | 0.177 | 0.213 | 1.33 | 2HA10=1.57       | 0.28 |      |              |
| 06 | travée   | 0.028 | 0.036 | 0.226 | 1.77 | 2HA8+1HA10=1.80  | 1.80 |      |              |
|    | App rive | 0.027 | 0.034 | 0.226 | 0.26 | 1HA10=0.79       | 0.28 |      |              |
|    | App int  | 0.128 | 0.172 | 0.214 | 1.29 | 2HA10=1.57       | 0.28 |      |              |
| 07 | travée   | 0.013 | 0.016 | 0.228 | 0.82 | 2HA8+1HA10=1.80  | 1.80 |      |              |
|    | App rive | 0.013 | 0.016 | 0.228 | 0.12 | 1HA10=0.79       | 0.28 |      |              |

Tableau III.10. Ferrailage des poutrelles plancher terrasse inaccessible

|      |          | Ferrailage longitudinal |          |          |                         |                     |  | Ferrailage transversal  |                          |
|------|----------|-------------------------|----------|----------|-------------------------|---------------------|--|-------------------------|--------------------------|
| Type | Position | $\mu_{bu}$              | $\alpha$ | Z<br>(m) | A<br>(cm <sup>2</sup> ) | Choix de<br>Section | A <sup>Min</sup><br>(cm <sup>2</sup> ) | A<br>(cm <sup>2</sup> ) | Choix<br>des<br>sections |
| 01   | Travée   | 0.031                   | 0.039    | 0.226    | 1.94                    | 2HA10+1HA8=2.07     | 1.80                                   | 0.57                    | Etrier<br>Φ6             |
|      | App rive | 0.015                   | 0.019    | 0.228    | 0.15                    | 1HA10=0.79          | 0.28                                   |                         |                          |
|      | App int  | 0.118                   | 0.158    | 0.215    | 1.18                    | 2HA10=1.57          | 0.28                                   |                         |                          |
| 02   | Travée   | 0.024                   | 0.031    | 0.227    | 1.50                    | 2HA8+1HA10=1.80     | 1.80                                   |                         |                          |
|      | App rive | 0.029                   | 0.037    | 0.226    | 0.28                    | 1HA10=0.79          | 0.28                                   |                         |                          |
|      | App int  | 0.099                   | 0.131    | 0.218    | 0.98                    | 2HA8=1.01           | 0.28                                   |                         |                          |
| 03   | Travée   | 0.036                   | 0.047    | 0.225    | 2.29                    | 3HA10=2.36          | 1.80                                   |                         |                          |
|      | App rive | 0.034                   | 0.043    | 0.226    | 0.33                    | 1HA10=0.79          | 0.28                                   |                         |                          |
|      | App int  | 0.161                   | 0.221    | 0.209    | 1.66                    | 1HA12+1HA10=1.92    | 0.28                                   |                         |                          |
| 04   | Travée   | 0.036                   | 0.047    | 0.225    | 2.29                    | 3HA10=2.36          | 1.80                                   |                         |                          |
|      | App rive | 0.047                   | 0.061    | 0.224    | 0.46                    | 1HA10=0.79          | 0.28                                   |                         |                          |
|      | App int  | 0.191                   | 0.268    | 0.205    | 2.01                    | 2HA12=2.26          | 0.28                                   |                         |                          |
| 05   | travée   | 0.021                   | 0.026    | 0.227    | 1.30                    | 2HA8+1HA10=1.80     | 1.80                                   |                         |                          |
|      | App rive | 0.028                   | 0.035    | 0.226    | 0.27                    | 1HA8=0.50           | 0.28                                   |                         |                          |
|      | App int  | 0.106                   | 0.141    | 0.217    | 1.06                    | 1HA12=1.13          | 0.28                                   |                         |                          |
| 06   | travée   | 0.023                   | 0.030    | 0.227    | 1.47                    | 2HA8+1HA10=1.80     | 1.80                                   |                         |                          |
|      | App rive | 0.030                   | 0.038    | 0.226    | 0.29                    | 1HA10=0.79          | 0.28                                   |                         |                          |
|      | App int  | 0.104                   | 0.138    | 0.217    | 1.03                    | 1HA12=1.13          | 0.28                                   |                         |                          |
| 07   | travée   | 0.022                   | 0.028    | 0.227    | 1.39                    | 2HA8+1HA10=1.80     | 1.80                                   |                         |                          |
|      | App rive | 0.021                   | 0.027    | 0.227    | 0.20                    | 1HA10=0.79          | 0.28                                   |                         |                          |
|      | App int  | 0.111                   | 0.148    | 0.216    | 1.11                    | 1HA12=1.13          | 0.28                                   |                         |                          |
| 08   | travée   | 0.011                   | 0.013    | 0.228    | 0.68                    | 2HA8+1HA10=1.80     | 1.80                                   |                         |                          |
|      | App rive | 0.011                   | 0.013    | 0.228    | 0.10                    | 1HA10=0.79          | 0.28                                   |                         |                          |



**Vérification à l'ELS****a) Etat limite d'ouverture des fissures**

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

**b) Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

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

**En travée**

$$M_{ser} = 13.72 \text{ KN.m ; } A = 2.70 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.05^2}{2} - 15 \times 2.70 \times 10^{-4} \times (0.23 - 0.05)$$

$$\Rightarrow H = 83.5 \text{ cm}^3 > 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section rectangulaire.}$$

Calcul de  $y$  :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad \Rightarrow y = 4.76 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie  $I$  :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 15811 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{13.72 \times 4.76 \times 10^3}{15811} = 4.13 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**En appuis****Appuis intermédiaires**

$$M_{ser} = 7.94 \text{ KN.m ; } A = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 8.31 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie  $I$  :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 6994.85 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{7.94 \times 8.31 \times 10^3}{6994.85} = 9.43 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

## Appuis de rive

$$M_{ser}=1.03\text{KN.m}; A=0.5 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 5.17 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 2844.94 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1.03 \times 5.17 \times 10^3}{2844.94} = 1.87 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Les vérifications à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau III.11.** Vérification des contraintes dans le béton

| Étage          | type      | position  | M <sub>ser</sub><br>Kn.m | As<br>Cm <sup>2</sup> | Y(cm)    | I ( Cm <sup>4</sup> ) | σ <sub>b</sub><br>(Mpa) | σ̄ <sub>b</sub><br>(Mpa) | vérification |
|----------------|-----------|-----------|--------------------------|-----------------------|----------|-----------------------|-------------------------|--------------------------|--------------|
| étage courants | 01        | travée    | 13.72                    | 2.70                  | 3.22     | 16672.32              | 2.65                    | 15                       | vérifiée     |
|                |           | App inter | -7.94                    | 1.57                  | 8.31     | 6994.85               | 9.43                    | 15                       | vérifiée     |
|                |           | App rive  | -1.03                    | 0.50                  | 5.17     | 2844.94               | 1.87                    | 15                       | vérifiée     |
|                | 02        | travée    | 10.59                    | 2.07                  | 2.67     | 13477.55              | 2.09                    | 15                       | vérifiée     |
|                |           | App int   | -6.53                    | 1.57                  | 8.31     | 6994.85               | 7.75                    | 15                       | vérifiée     |
|                |           | App rive  | -1.96                    | 0.50                  | 5.17     | 2844.94               | 3.56                    | 15                       | vérifiée     |
|                | 03        | travée    | 15.72                    | 3.05                  | 3.51     | 18376.19              | 3.00                    | 15                       | vérifiée     |
|                |           | App inter | -10.75                   | 2.26                  | 9.55     | 9035.87               | 11.36                   | 15                       | vérifiée     |
|                |           | App rive  | -2.28                    | 0.50                  | 5.17     | 2844.94               | 4.14                    | 15                       | vérifiée     |
|                | 04        | travée    | 16.00                    | 3.05                  | 3.51     | 18376.19              | 3.05                    | 15                       | vérifiée     |
|                |           | App int   | -12.63                   | 2.67                  | 10.11    | 10098.94              | 12.64                   | 15                       | vérifiée     |
|                |           | App rive  | -3.16                    | 0.79                  | 6.29     | 4138.33               | 4.80                    | 15                       | vérifiée     |
|                | 05        | Travée    | 9.05                     | 2.07                  | 2.67     | 13477.55              | 1.79                    | 15                       | vérifiée     |
|                |           | App int   | -7.11                    | 1.51                  | 8.19     | 6799.14               | 8.56                    | 15                       | vérifiée     |
|                |           | App rive  | -1.36                    | 0.50                  | 5.17     | 2844.94               | 2.47                    | 15                       | vérifiée     |
|                | 06        | travée    | 10.16                    | 1.80                  | 2.41     | 15947.52              | 1.53                    | 15                       | vérifiée     |
|                |           | App int   | -6.95                    | 1.51                  | 8.19     | 6799.14               | 8.37                    | 15                       | vérifiée     |
|                |           | App rive  | -1.47                    | 0.50                  | 5.17     | 2844.94               | 2.67                    | 15                       | vérifiée     |
| 07             | travée    | 4.74      | 1.80                     | 2.41                  | 15947.52 | 0.72                  | 15                      | vérifiée                 |              |
|                | App rive  | -0.71     | 0.50                     | 5.17                  | 2844.94  | 1.29                  | 15                      | vérifiée                 |              |
| 01             | travée    | 11.14     | 2.07                     | 2.67                  | 13477.55 | 2.20                  | 15                      | vérifiée                 |              |
|                | App inter | -6.46     | 1.51                     | 8.19                  | 6799.14  | 7.78                  | 15                      | vérifiée                 |              |

|                           |           |           |        |      |         |          |       |          |          |
|---------------------------|-----------|-----------|--------|------|---------|----------|-------|----------|----------|
| <b>étage<br/>terrasse</b> | <b>02</b> | App rive  | -0.84  | 0.50 | 5.17    | 2844.94  | 1.52  | 15       | vérifiée |
|                           |           | travée    | 8.76   | 1.80 | 2.41    | 15947.52 | 1.32  | 15       | vérifiée |
|                           |           | App int   | -5.42  | 1.01 | 6.97    | 5021.65  | 7.52  | 15       | vérifiée |
|                           |           | App rive  | -1.62  | 0.50 | 5.17    | 2844.94  | 2.94  | 15       | vérifiée |
|                           | <b>03</b> | travée    | 13.17  | 2.36 | 2.92    | 14977.92 | 2.56  | 15       | vérifiée |
|                           |           | App inter | -8.76  | 1.92 | 8.98    | 8074.77  | 9.74  | 15       | vérifiée |
|                           |           | App rive  | -1.86  | 0.50 | 5.17    | 2844.94  | 3.38  | 15       | vérifiée |
|                           | <b>04</b> | Travée    | 13.09  | 3.36 | 3.76    | 19843.65 | 2.48  | 15       | vérifiée |
|                           |           | App int   | -10.47 | 2.26 | 9.55    | 9035.87  | 11.06 | 15       | vérifiée |
|                           |           | App rive  | -2.62  | 0.50 | 5.17    | 2844.94  | 4.76  | 15       | vérifiée |
|                           | <b>05</b> | travée    | 7.55   | 1.80 | 2.41    | 15947.52 | 1.14  | 15       | vérifiée |
|                           |           | App int   | -5.80  | 1.13 | 7.29    | 5474.73  | 7.72  | 15       | vérifiée |
|                           |           | App rive  | -1.53  | 0.50 | 5.17    | 2844.94  | 2.78  | 15       | Vérifiée |
|                           | <b>06</b> | Travée    | 8.47   | 1.80 | 2.41    | 15947.52 | 1.28  | 15       | Vérifiée |
|                           |           | App int   | -5.65  | 1.13 | 7.29    | 5474.73  | 7.52  | 15       | Vérifiée |
|                           |           | App rive  | -1.66  | 0.50 | 5.17    | 2844.94  | 3.01  | 15       | Vérifiée |
|                           | <b>07</b> | Travée    | 8.02   | 1.80 | 3.97    | 11139.19 | 2.86  | 15       | Vérifiée |
|                           |           | App int   | -6.02  | 1.13 | 7.29    | 5474.73  | 8.01  | 15       | Vérifiée |
|                           |           | App rive  | -1.17  | 0.50 | 5.17    | 2844.94  | 2.12  | 15       | Vérifiée |
|                           | <b>08</b> | Travée    | 3.93   | 1.80 | 2.41    | 15947.52 | 0.59  | 15       | Vérifiée |
| App rive                  |           | -0.59     | 0.50   | 5.17 | 2844.94 | 1.07     | 15    | Vérifiée |          |

**c) Vérification de la flèche**

D’après le CBA93 La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \dots\dots\dots 2$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \dots\dots\dots 3$$

Dans notre cas on va vérifier la flèche de la poutrelle type ‘4’ de la terrasse car c’est elle qui a la travée la plus grande (L=5.90 m).

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{590} = 0.042$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.042 \Rightarrow$$

La première condition n’est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 (art B.6.5, 2) comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec :  $f_{ig}$  et  $f_{vg}$  : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

$f_{ij}$  : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

$f_{ip}$  : La flèche instantanée de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Valeur limite de la flèche BAEL91 (art B.6.5, 2) ;

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

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible  $f_{adm} = \frac{l_{max}}{500}$

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible  $f_{adm} = 0.5cm + \frac{l_{max}}{1000}$

Dans notre cas :  $f_{adm} = 0.5cm + \frac{590}{1000} = 1.09cm$

Les propriétés de la section :

$$y = 3.76cm; I = 19843.65 \text{ cm}^4; A_s = 3.36 \text{ cm}^2$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}; E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa}$$

**Calcul de  $I_0$**

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 25 + 15 \times 3.36 = 1675.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1675.4} \times \left( \frac{65 \times 25^2}{2} + 15 \times 3.36 \times 23 \right) \Rightarrow V_1 = 12.81 \text{ cm}$$

$$V_2 = 25 - 12.81 \Rightarrow V_2 = 12.19 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (12.81^3 + 12.19^3) + 15 \times 3.36 \times (12.19 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 94939.92 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3.36}{10 \times 23} = 0.014$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.014 \times (2 + 3 \times \frac{10}{65})} \Rightarrow \lambda_i = 3.05$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.22$$

### Evaluation des moments en travée

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

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

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 3.56 = 2.31 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.17 = 3.36 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.17 + 1) = 4.01 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = 0.76 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.76 \times \frac{3.36 \times 5.9^2}{8} = 11.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.76 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.76 \times \frac{2.31 \times 5.9^2}{8} = 7.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.76 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.76 \times \frac{4.01 \times 5.9^2}{8} = 13.26 \text{ KN.m}$$

### Contraintes ( $\sigma_s$ )

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{7.64 \times (0.23 - 0.0376) \times 10^5}{19843.65} \Rightarrow \sigma_{js} = 111.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{11.11 \times (0.23 - 0.0376) \times 10^5}{19843.65} \Rightarrow \sigma_{gs} = 161.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{13.26 \times (0.23 - 0.0376) \times 10^5}{19843.65} \Rightarrow \sigma_{ps} = 192.85 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } \mu : \mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.014 \times 161.58 + 2.1} = 0.33$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.014 \times 111.11 + 2.1} = 0.44$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.014 \times 192.85 + 2.1} = 0.28$$

### Calcul des inerties fictives ( $I_f$ )

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 94939.92}{1 + 3.05 \times 0.44} = 44591.76 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 94939.92}{1 + 3.05 \times 0.33} = 52047.8 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 94939.92}{1 + 3.05 \times 0.28} = 56328.97 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 94939.92}{1 + 1.22 \times 0.33} = 74457.37 \text{ cm}^4$$

### Evaluation des flèches

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{7.64 \times 5.9^2}{10 \times 32164.2 \times 44591.76} \times 10^7 = 0.18 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{11.11 \times 5.9^2}{10 \times 32164.2 \times 52047.8} \times 10^7 = 0.23 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{11.11 \times 5.9^2}{10 \times 10721.4 \times 74457.37} \times 10^7 = 0.48 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{13.26 \times 5.9^2}{10 \times 32164.2 \times 56328.97} \times 10^7 = 0.25 \text{ cm}$$

La flèche totale  $\Delta f$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.48 + 0.25 - 0.23 - 0.18 = 0.32 \text{ cm} < f_{adm} = 1.09 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

**Schéma de ferrailage des poutrelles**

**Tableau III.12.** Schéma de ferrailage des poutrelles

| plancher             | Schéma de ferrailage des poutrelles |                      |        |
|----------------------|-------------------------------------|----------------------|--------|
|                      | Appuis de rive                      | Appuis intermédiaire | travée |
| <b>terrasse</b>      |                                     |                      |        |
| <b>Etage courant</b> |                                     |                      |        |

**Etude de la dalle de compression**

**Armatures perpendiculaires aux nervures**

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) :

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

**Armatures parallèles aux nervures**

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

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

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

Pour faciliter la mise en œuvre ; on prend un treillis soudé  $TS\phi 5(150 \times 150)$

### Schéma de ferrailage de la dalle de compression



**Figure III.26** : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

### III.2. Dalles pleines

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles.

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

$l_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$l_y$  : la plus grande dimension du panneau.

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

Si :  $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant  $l_x$ ).

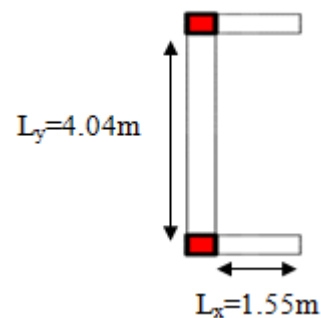
Si :  $\rho > 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille suivant les deux sens

- **Dalle pleine sur 3 appuis**

$$G = 4.48 \text{KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{KN/m}^2.$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 8.298 \text{KN/m}^2.$$

$$P_s = G + Q = 5.98 \text{KN/m}^2.$$



**Figure III.27.**schéma de la dalle sur 3appuis



**Les sollicitations**

$$l_x < l_y / 2 \Rightarrow M_0^x = ((p l_x^2 l_y) / 2) - (2 p l_x^3 / 3).$$

$$M_0^y = p l_x^3 / 6.$$

**A L'ELU**

$$M_0^x = 19.67 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 5.15 \text{ KN.m}$$

**A L'ELS**

$$M_0^x = 14.17 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 3.71 \text{ KN.m}$$

Selon le BAEL91 on ferraille le balcon avec les moments suivants :

**En travée**

$$M_t^x = 0.85 M_0^x = 16.72 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_0^y = 4.38 \text{ KN.m}$$

**En appuis**

$$M_a^x = -0.5 M_0^x$$

$$M_a^x = M_a^y = -9.835 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

$$V_x = (p l_x / 2)$$

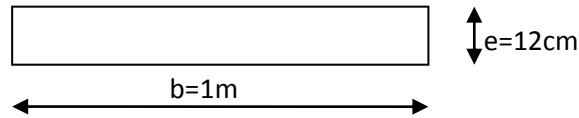
$$V_y = (p l_y / 2)$$

$$V_x = 6.22 \text{ KN.}$$

$$V_y = 16.76 \text{ KN.}$$

**Ferrailage**

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



**Figure. III.28.**Section de la dalle pleine

**Sens x-x**

$b = 100\text{cm}$ ,  $h = 12\text{cm}$ ,  $d = 10\text{cm}$ ,  $f_{bu} = 14.2\text{MPa}$ .

$M_t = 16.72\text{KN.m}$ ,  $f_{bu} = 14,2\text{MPa}$

$h = 12\text{ cm}$

$A_t = M_t / (z * f_{st})$

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

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

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

$$A = \frac{16.72 * 10^{-3}}{0.0937 * 348}$$

**A=5.12cm<sup>2</sup>**

Soit  $A_s = 6\text{HA}12 = 6.79\text{cm}^2/\text{m}$

**Calcul de l'espacement**

La fissuration est peu nuisible

$S_t \leq \min (3e; 33)\text{ cm}$

$S_t \leq \min (36; 33)$

On prend  $S_t = 15\text{cm}$ .

**Sens x-x**

|        | Mu(KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z(m)   | A calculé (cm <sup>2</sup> ) | A adopté (cm <sup>2</sup> ) | St (cm) |
|--------|----------|------------|----------|--------|------------------------------|-----------------------------|---------|
| travée | 16.72    | 0.127      | 0.157    | 0.0937 | 5.12                         | 5T12=5.65                   | 20      |
| appuis | 9.835    | 0.0692     | 0.0898   | 0.096  | 2.93                         | 4T10=3.14                   | 25      |

Sens y-y

|        | Mu(KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z(m)   | A calculé (cm <sup>2</sup> ) | A adopté (cm <sup>2</sup> ) | St (cm) |
|--------|----------|------------|----------|--------|------------------------------|-----------------------------|---------|
| travée | 4.38     | 0.0308     | 0.0391   | 0,0984 | 1.278                        | 3T8=1.51                    | 33      |
| appuis | 9.835    | 0.0692     | 0.0898   | 0.096  | 2.93                         | 4T10=3.14                   | 25      |

**Vérification****Vérification de diamètre des barres**

$$\emptyset \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \emptyset \leq 12\text{mm. Vérifiée}$$

**A l'ELU****L'effort tranchant**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_{adm} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.166\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{16.72 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.167\text{MPa} < \bar{\tau}. \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

**Condition de non fragilité**

$$A_{x\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times e = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.38) \times 1 \times 0.12 = 1.25\text{cm}^2 < 5.65\text{cm}^2$$

$$A_{y\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.12 = 0.96\text{cm}^2 < 1.51\text{cm}^2$$

donc on ferraille avec  $A^{cal}$

**A l'ELS****Vérification des contraintes**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

**La vérification de la contrainte dans le béton**

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

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

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

Le tableau illustre les résultats de calcul :

**Tableau III.13.** Contrainte dans le béton de la dalle sur trois appuis

| Le sens             | M(KN.m) | y (m)  | I(m <sup>4</sup> )     | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\sigma_{adm}$ (MPa) | Remarque |
|---------------------|---------|--------|------------------------|---------------------|----------------------|----------|
| Travée<br>Selon x-x | 12.04   | 0.0378 | $6.51 \times 10^{-4}$  | 0.7                 | 15                   | vérifier |
| Travée<br>Selon y-y | 3.15    | 0.0191 | $2.45 \times 10^{-5}$  | 2.45                | 15                   | vérifier |
| Appuis              | 7.085   | 0.0263 | $3.167 \times 10^{-5}$ | 5.88                | 15                   | vérifier |

### La flèche

Evaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1).

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

### Sens x-x

$$1. \frac{h_t}{l} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right]$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée d'où la vérification de la flèche est nécessaire la flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit

Pour une poutre simplement appuyé de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est prise

égale à :  $f_{adm} = \frac{l}{500}$  , ce qui donne pour notre cas :  $f_{adm} = \frac{404}{500} = 0.808$  cm.

### Données de calcul

$$y = 0.0191 \text{ m}$$

$$I = 2.4510^{-5} \text{ m}^4$$

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

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

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

Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \quad B = 100 \times 12 + 15 \times 6.79 = 1301.85 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1301.85} \times \left( \frac{100 \times 12^2}{2} + 15 \times 6.79 \times 10 \right) = 6.31 \text{ cm}$$

$$V_2 = 12 - 6.31 \Rightarrow V_2 = 5.69 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (6.31^3 + 5.69^3) + 15 \times 6.79 \times (5.69 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 20538.33 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 20538.33 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{6.79}{100 \times 10} = 0.00679$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00679 \times (2 + 3)} = 3.092$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.237$$

### Evaluation des moments en travée

$q_{jser}$  La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

$q_{gser}$  La charge permanente qui revient à la dalle.

$q_{pser}$  La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 1.95 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 2.912 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = (4.48 + 1.5) = 5.98 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times \frac{2.912 \times 1.55^2}{8} = 0.743 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.85 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times \frac{1.95 \times 1.55^2}{8} = 0.497 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times \frac{5.98 \times 1.55^2}{8} = 1.526 \text{ KN.m}$$

**Contraintes**

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \quad \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{0.497 \times (0.1 - 0.0403) \times 10^{-3}}{7.02 \times 10^{-5}} \Rightarrow \sigma_{js} = 6.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{0.743 \times (0.1 - 0.0403) \times 10^{-3}}{7.02 \times 10^{-5}} \Rightarrow \sigma_{gs} = 9.478 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{1.526 \times (0.1 - 0.0403) \times 10^{-3}}{7.02 \times 10^{-5}} \Rightarrow \sigma_{ps} = 19.466 \text{ MPa}$$

**Calcul de  $\mu$  :**

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \text{ si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00679 \times 9.478 + 2.1} = -0.55 \Rightarrow \mu_g = 0$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00679 \times 6.34 + 2.1} = -0.6 \Rightarrow \mu_j = 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00679 \times 19.466 + 2.1} = -0.39 \Rightarrow \mu_p = 0$$

**Calcul des inerties fictives ( $I_f$ )**

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fj} = \frac{1.1 \times 20538.33}{1} = 22592.163 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fg} = 22592.163 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fp} = 22592.163 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = 22592.163 \text{ cm}^4$$

**Evaluation des flèches**

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{0.497 \times 1.55^2}{10 \times 32164.2 \times 22592.163} \times 10^7 = 0.0016cm$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{0.743 \times 1.55^2}{10 \times 32164.2 \times 22592.163} \times 10^7 = 0.0024cm$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{0.743 \times 1.55^2}{10 \times 32164.2 \times 22592.163} \times 10^7 = 0.0024cm$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{1.526 \times 1.55^2}{10 \times 32164.2 \times 22592.163} \times 10^7 = 0.005cm$$

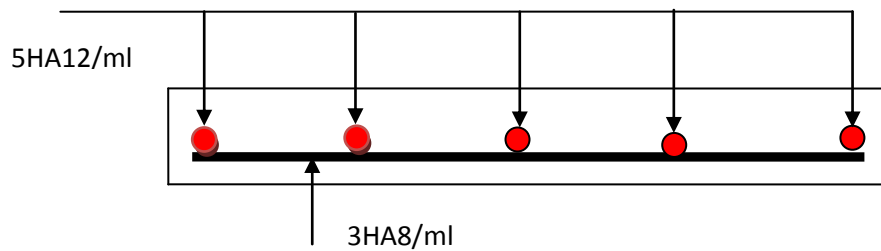
**La flèche totale**

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

$$\Delta f = 0.0024 + 0.005 - 0.0024 - 0.0016 = 0.0034cm$$

$$\Delta f < f_{adm} = 0.88$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

**Le schéma de ferrailage**

**Figure III.29.**schéma de ferrailage de la dalle pleine type1

- Dalle sur deux appuis perpendiculaires (D2)

### Calcul du chargement

$$G=4.48\text{KN/m}^2; Q=1.5\text{KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 8.29\text{KN/ml.}$$

$$q_s = G + Q = 5.98\text{KN/ml}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.75}{5.3} = 0.70$$

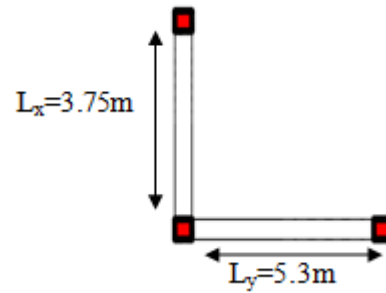


Figure III.30. Schéma d'une dalle sur deux appuis

$\rho > 0.4 \Rightarrow$  La dalle travail selon deux sens  $L_x$  et  $L_y$

Du tableau (annexe I) on tire la valeur  $\mu_x$  et  $\mu_y$  à l'ELU et l'ELS

$$\text{à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.4320 \end{cases} \quad \text{à l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0743 \\ \mu_y = 0.5817 \end{cases}$$

### Calcul de $M_{0u}$ et $M_{0ser}$

$$M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0684 \times 8.29 \times 3.75^2 = 7.97\text{KN.m/ml}$$

$$M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.4320 \times 7.97 = 3.44\text{KN.m/ml}$$

$$M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0743 \times 5.98 \times 3.75^2 = 6.25\text{KN.m/ml}$$

$$M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0.5817 \times 6.25 = 3.63\text{KN.m/ml}$$

### Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

#### En travée

$$M_u^x = 0.85M_{0u}^x = 6.77\text{KN.m/ml}$$

$$M_u^y = 0.85M_{0u}^y = 2.92\text{KN.m}$$

$$M_{ser}^x = 0.85M_{0ser}^x = 5.31\text{KN.m}$$

$$M_{ser}^y = 0.85M_{0ser}^y = 3.08\text{KN.m}$$

#### En appuis

$$M_u^x = M_u^y = -0.5M_{0u}^x = -3.98\text{KN.m}$$

$$M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5M_{0ser}^x = -3.12\text{KN.m}$$



**Effort tranchant**

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{3} = 10.36 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 12.43 \text{ KN}$$

**Ferraillage**

Le diamètre des barres utilisées doit être

$$\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{120}{10} \Rightarrow \phi \leq 12 \text{ mm}$$

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

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des armatures en travées et en appuis dans les deux sens

**Tableau III.14.** Calcul de ferraillage de la dalle sur deux appuis (D2)

| En travée      |                                    |  |                                   |                     |
|----------------|------------------------------------|--|-----------------------------------|---------------------|
|                | A calculé<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml) | A adopté<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | S <sub>t</sub> (cm) |
| Sens-x         | 1.95                               | 1.10                                   | 4HA8=2.01                         | 25                  |
| Sens-y         | 0.85                               | 0.96                                   | 3HA8=1.51                         | 33                  |
| En appuis      |                                    |  |                                   |                     |
| Sens x, sens-y | 1.16                               | 1.10                                   | 3HA8=1.51                         | 33                  |

**Condition de non fragilité**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$\text{Avec } \rho_0 = 0.0008$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

**Vérification de l'espacement**

Sens x :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 \cdot e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

Sens-y :

$$S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4 \cdot e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

**Vérification des armatures secondaires**

$$\text{En travée : } A_y = 1.01 \text{ cm}^2 > \frac{A_x}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

**Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} .$$

$$\tau_{ux} = \frac{10.36 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.10 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \text{ Vérifiée}$$

$$\tau_{uy} = \frac{12.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.12 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \text{ Vérifiée}$$

**Vérification à l'ELS****Vérification des contraintes**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

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

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

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

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul :

**Tableau III.15.** Contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis

| Le sens   | M (KN.m) | Y (m)   | I (m <sup>4</sup> )   | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\sigma_{adm}$ (MPa) | Remarque |
|-----------|----------|---------|-----------------------|---------------------|----------------------|----------|
| Selon x-x | 5.31     | 0.02514 | 3.84 10 <sup>-5</sup> | 0.075               | 15                   | Vérifier |
| Selon y-y | 3.08     | 0.01838 | 2.0910 <sup>-5</sup>  | 0.071               | 15                   | Vérifier |
| appui     | 3.12     | 0.02211 | 2.99 10 <sup>-5</sup> | 0.04                | 15                   | Vérifier |

**Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

**Sens x-x**

$$1. \frac{h_t}{l} \succ \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right]$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Sens x-x :  $\frac{h}{L} = \frac{12}{375} = 0.032 < 0.042$

Sens y-y :  $\frac{h}{L} = \frac{12}{530} = 0.022 < 0.042$

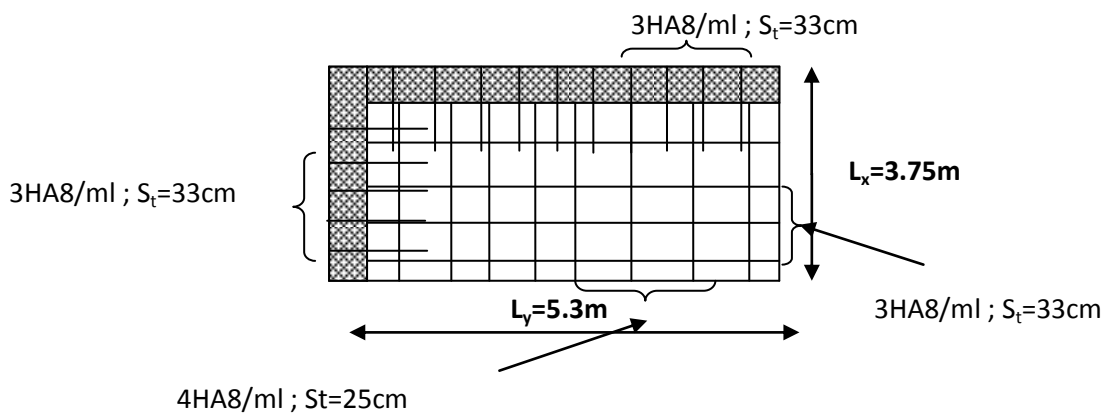
La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

**Evaluation de la flèche :**

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible  $f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ cm}$

**Tableau III.16.** résultat du calcul des différentes flèches.

|          | $f_{ig} (m)$<br>$10^{-3}$ | $f_{vg} (m)$<br>$10^{-3}$ | $f_{ij} (m)$<br>$10^{-3}$ | $f_{ip} (m)$<br>$10^{-3}$ | $\Delta f (cm)$ | $f_{adm} (cm)$ | observation |
|----------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|-----------------|----------------|-------------|
| Sens x-x | 0.6844                    | 2.053                     | 4.501                     | 3.798                     | 0.47            | 0.75           | vérifiée    |
| Sens y-y | 0.808                     | 2.425                     | 0.541                     | 1.660                     | 0.273           | 1.06           | vérifiée    |



**Figure III.30.** schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis

- Dalles pleines sur quatre appuis

**Evaluation des charges**

Poids propre de la dalle

$$G=4.48\text{KN/m}^2$$

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

On aura donc :

$$\text{A l'ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 8.29\text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = G + Q = 5.98\text{KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.7}{2.4} = 0.70 \Rightarrow \rho > 0.4$$

→ La dalle travail selon deux sens  $l_x$  et  $l_y$ .

Du tableau (annexe I) on tire la valeur  $\mu_x$  et  $\mu_y$  à l'ELU et l'ELS

$$\text{à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.4320 \end{cases} \quad \text{à l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0743 \\ \mu_y = 0.5817 \end{cases}$$

**Calcul de  $M_{x0}$  et  $M_{y0}$** 

$$M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0684 \times 8.29 \times 1.7^2 = 1.638\text{KN.m/ml}$$

$$M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.4320 \times 1.638 = 0.707\text{KN.m/ml}$$

$$M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0743 \times 5.98 \times 1.7^2 = 1.28\text{KN.m/ml}$$

$$M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0.5817 \times 1.28 = 0.746\text{KN.m/ml}$$

**Calcul des moments compte tenu de l'encastrement****En travée**

$$M_u^x = 0.75M_{0u}^x = 1.23\text{KN.m}$$

$$M_u^y = 0.75M_{0u}^y = 0.53\text{KN.m}$$

$$M_{ser}^x = 0.75M_{0ser}^x = 0.96\text{KN.m}$$

$$M_{ser}^y = 0.75M_{0ser}^y = 0.56\text{KN.m}$$

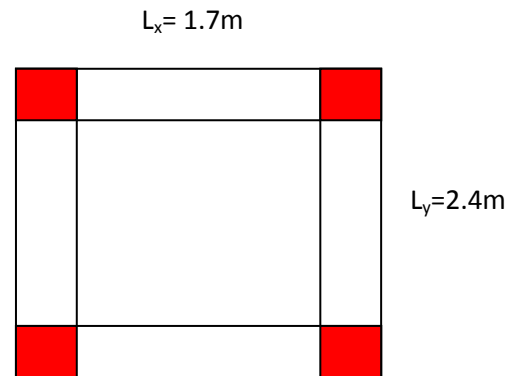


Figure III.31.dalle sur quatre appuis

**En appuis**

$$M_u^x = M_u^y = -0.5M_{ou}^x = -0.819KN.m$$

$$M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5M_{0ser}^x = -0.64KN.m$$

**Effort tranchant**

$$V_{max} = \frac{P_U \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 9.38KN$$

$$V_{max} = 9.38KN \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{max}}{b \times d_x} = \frac{9.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} \Rightarrow \tau_U = 0.0938MPa$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.0938MPa < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.166MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**Ferraillage**

Le diamètre des barres utilisées doit être

$$\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{120}{10} \Rightarrow \phi \leq 12mm$$

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

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des armatures en travées et en appuis dans les deux sens :

**Tableau III.17.** Calcul de ferraillage de la dalle sur quatre appuis

| En travée      |   |   |  |                     |
|----------------|---|---|--|---------------------|
|                | A calculé<br>(cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> ) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> ) | A adopté<br>(cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> ) | S <sub>t</sub> (cm) |
| Sens-x         | 0.354   | 1.10  | 3HA8=1.51                                      | 33                  |
| Sens-y         | 0.153   | 0.96  | 3HA8=1.51                                      | 33                  |
| En appuis      |   |   |  |                     |
| Sens x, sens-y | 0.236   | 1.10  | 3HA8=1.51                                      | 33                  |

**Condition de non fragilité**

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

Avec  $\rho_0 = 0.0008$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, alors on ferraillera avec A<sub>min</sub>

**Vérification de l'espacement**

Sens x :

$$S_t = 33cm \leq \min(3.e; 33cm) = 33cm \text{ Condition vérifiée}$$

Sens-y :

$$S_t = 33cm \leq \min(4.e; 45cm) = 45cm \text{ Condition vérifiée}$$

**Vérification des armatures secondaires**

$$\text{En travée : } A_y = 1.51cm^2 > \frac{A_x}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5cm^2 \text{ vérifiée}$$

**Vérification à l'ELS****Vérification des contraintes**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

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

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

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

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul

**Tableau III.18.** Contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis

| Le sens   | M (KN.m) | Y (m)  | I (m <sup>4</sup> )   | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\sigma_{adm}$ (MPa) | Remarque |
|-----------|----------|--------|-----------------------|---------------------|----------------------|----------|
| Selon x-x | 0.96     | 0.0195 | 1.77 10 <sup>-5</sup> | 1.05                | 15                   | Vérifier |
| Selon y-y | 0.56     | 0.0159 | 1.2010 <sup>-5</sup>  | 0.74                | 15                   | Vérifier |
| appui     | 0.64     | 0.0195 | 1.77 10 <sup>-5</sup> | 0.70                | 15                   | Vérifier |

**Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

**Sens x-x**

$$1. \frac{h_t}{l} \succ \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] \Rightarrow 0.0705 \succ 0.0375$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1.25 \times 10^{-3} < 5.74 \times 10^{-3}$$

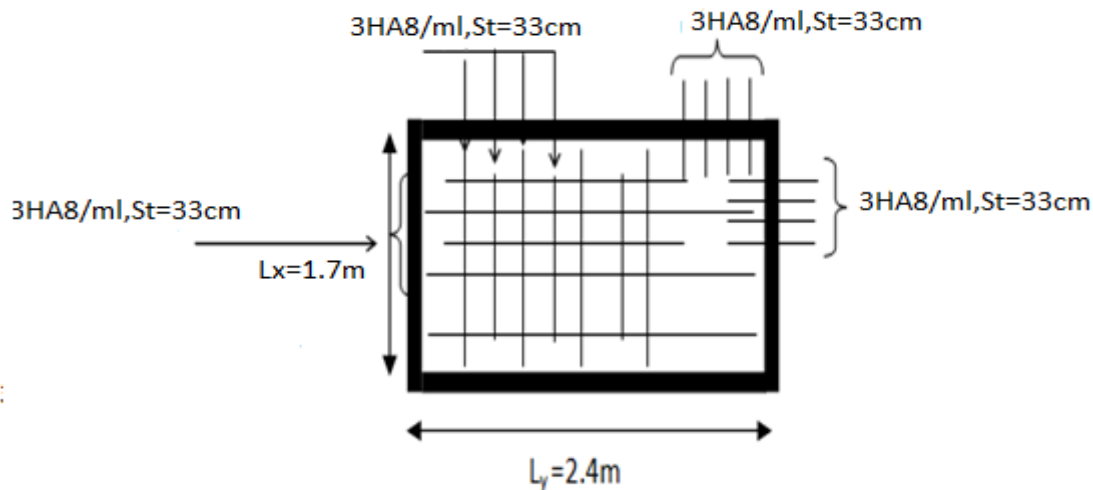
Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Sens y-y**

$$1. \frac{h_t}{l} \succ \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] \Rightarrow 0.05 \succ 0.0375$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1.25 \times 10^{-3} < 5.74 \times 10^{-3}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Schéma de ferrailage**

**Figure III.32.**Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis

### III.3. Etudes des escaliers

#### Définition

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure les escaliers sont du même type : escalier à deux volées.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre sur deux appuis uniformément chargée.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

#### Calcul des escaliers

##### • Calcul de la volée 1

#### Charges et surcharges

**Palier :**  $G_{palier} = 6.48 \text{ KN} / \text{m}^2$

**Volée :**  $G_{volée} = 9.67 \text{ KN} / \text{m}^2$

$Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$

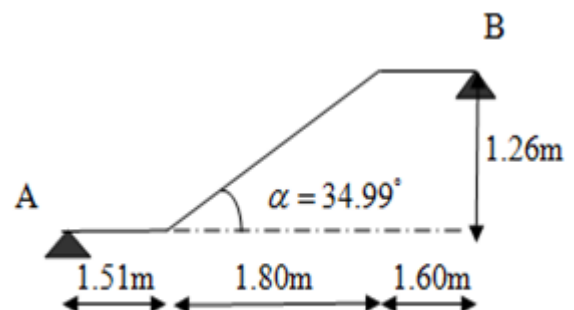


Figure III.33. schéma de la volée 1

#### Moments et efforts tranchants

##### a) l'ELU

$q_v = 1.35 \times 9.67 + 1.5 \times 2.5 = 16.80 \text{ KN} / \text{ml}$

$q_p = 1.35 \times 6.48 + 1.5 \times 2.5 = 12.50 \text{ KN} / \text{ml}$

#### Par la méthode RDM on trouve

$R_A = 34.63 \text{ KN}$

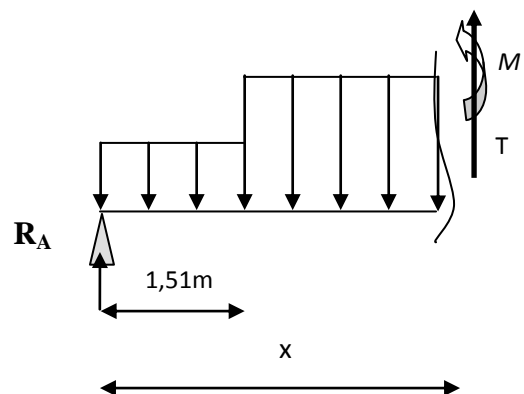
$R_B = 34.48 \text{ KN}$

$M_0 = 45.44 \text{ KN.m}$

$M_t^{\max} = 0,75 M_0 = 34.08 \text{ KN.m}$

$M_a = -0,5 M_0 = -22.72 \text{ KN.m}$

$V_{Elu} = 34.63 \text{ KN}$





**b) l'ELS**

$$q_v = 9.67 + 2.5 = 12.17 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 6.48 + 2.50 = 8.98 \text{ KN/m}$$

**Après calcul on trouve**

$$R_A = 24.97 \text{ KN}$$

$$R_B = 24.86 \text{ KN}$$

$$M_0 = 32.81 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 0,75M_0 = 24.6 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5M_0 = -16.4 \text{ KN.m}$$

$$V_{\text{els}} = 24.97 \text{ KN.}$$

**Calcul du ferrailage**

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



**Figure III.34.**Section à ferrailer

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée: } M_t = 34.08 \text{ KN.m} \\ \text{En appuis: } M_a = -22.72 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm.} \\ d = 18 \text{ cm.} \\ h = 20 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.19. Résumé des résultats de ferrailage.

|           | $M(KN.m)$ | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | $Z(m)$ | $A_{CAL}$<br>( $cm^2/ml$ ) | $A_{Adopté}$<br>( $cm^2/ml$ ) |
|-----------|-----------|------------|----------|--------|----------------------------|-------------------------------|
| En travée | 34.08     | 0.074      | 0.096    | 0.173  | 5.65                       | 5T12=5.65                     |
| En appuis | 22.72     | 0.049      | 0.063    | 0.175  | 3.72                       | 5T10=3.92                     |

### Vérifications

#### a) Vérification à l'ELU

##### Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,18 \times 2,1 / 400 = 2.17 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a :  $A > A_{\min}$  ..... Condition vérifiée.

##### Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{34.63 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0,192 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$\implies$  (Y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

$$\tau_u = 0,192 \text{ MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1,166 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$\implies$  (Les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

##### Calcul des armatures de répartition

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4}$$

$$\frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_t \geq 1.41 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On choisit :  $3T8 = 1.51\text{cm}^2/\text{m}$

En appuis :  $A_a \geq \frac{A_a}{4}$

$$\frac{A_a}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_a \geq 0.98\text{cm}^2/\text{m}$$

On choisit :  $3T8 = 1,51\text{cm}^2/\text{m}$

### Ecartement des barres

#### Armatures principaux

$$S_t \leq \min(3 \times h; 33)\text{cm} \implies S_t \leq \min(60; 33)\text{cm} \implies S_t \leq 33$$

On prend:  $S_t = 20\text{cm}$

#### Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min(4 \times h; 45)\text{cm} \implies S_t \leq \min(100; 45)\text{cm} \implies S_t \leq 45$$

On prend:  $S_t = 33\text{cm}$ .

### b) Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

#### Contrainte d'adhérence

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \psi = 1.5 \rightarrow \text{pour les(HA)}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 2.83\text{MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{st}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : étant la somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$n=5 \text{ barre}; \phi=1.2\text{cm} ; \pi=3.14$$

$$\Rightarrow \sum U_i = 18.84 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = 0.82\text{Mpa} < \bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier}$$

### Vérification de l'état limite de compression du béton

#### En travée

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}$$

$$\bar{\sigma} = 15\text{MPa}$$

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

$$(b/2) y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$50 \times y^2 + 84.75 \times y - 1525.5 = 0$$

$$y = 4.74\text{cm}$$

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

$$I = 18451.27\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{24.60 \times 10^{-3}}{18451.27 \times 10^{-8}} \times 0.0474 = 6.32\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} \Rightarrow \text{(Y'a pas de risque de fissuration du béton en compression).}$$

#### En appuis

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}$$

$$\bar{\sigma} = 15\text{MPa}$$

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

$$(b/2) y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$50 \times y^2 + 58,8 \times y - 740,88 = 0$$

$$y = 4.05 \text{ cm}$$

$$I = 13656.96 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{16.40 \times 10^{-3}}{13656.96 \times 10^{-8}} \times 0.0405 = 4.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} \Rightarrow \text{(Y'a pas de risque de fissuration du béton en compression).}$$

### Vérification de l'état limite de déformation

Si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.2}{5.47} = 0,036$$

$$\frac{1}{16} = 0,062$$

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{16} \quad \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La relation (1) n'est pas vérifiée ; donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit :

La flèche est calculée comme dans les poutrelles

### Données de calcul

$$y = 4.74 \text{ cm}$$

$$I = 18451.27 \text{ cm}^4$$

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

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

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

**Calcul des différents paramètres intervenants dans le calcul de la flèche**

$$I_0 : I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 20 + 15 \times 5.65 = 2084.75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{2084.75} \times \left( \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18 \right) = 10.32 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - 10.32 \Rightarrow V_2 = 9.68 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (10.32^3 + 9.68^3) + 15 \times 5.65 \times (9.68 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 78433.26 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.00314$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00314 \times (2 + 3)} = 6.68$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.67$$

$$q_{jv} = 8.08 \text{ KN/m}$$

$$q_{jp} = 5.00 \text{ KN/m}$$

$$M_{serj} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 0.75 \times 21.61 = 16.20 \text{ KN.m}$$

$$q_{gv} = 9.67 \text{ KN/m}$$

$$q_{gp} = 6.48 \text{ KN/m}$$

$$M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 0.75 \times 25.26 = 18.94 \text{ KN.m}$$

$$q_{pv} = G + Q = 9.67 + 2.5 = 12.17 \text{ KN/m}$$

$$q_{pp} = G + Q = 6.48 + 2.5 = 8.98 \text{ KN/m}$$

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 0.75 \times 32.81 = 24.60 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } \sigma_s : \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 204.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 174.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 265.18 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } \mu : \mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 0.21$$

$$\mu_j = 0.14$$

$$\mu_p = 0.32$$

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

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fj} = 44582.77 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fg} = 35906.68 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fp} = 27497.63 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fv} = 55280.69 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ij}}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{16.20 \times 4.91^2}{10 \times 32164.2 \times 44582.77} \times 10^7 = 0.272 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ig}}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{18.94 \times 4.91^2}{10 \times 32164.2 \times 35906.68} \times 10^7 = 0.395 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_{vj}}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{18.94 \times 4.91^2}{10 \times 10721.4 \times 55280.69} \times 10^7 = 0.770 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ip}}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{24.60 \times 4.91^2}{10 \times 32164.2 \times 27497.63} \times 10^7 = 0.670 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.770 + 0.670 - 0.395 - 0.272$$

$$\Delta f = 0.773 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{491}{500} = 0.982 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Calcul de la volée 2**

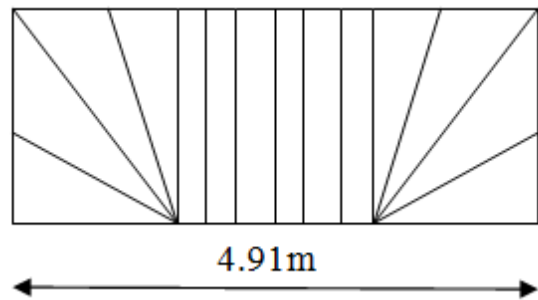
Elle se calcul comme une poutre continue sur deux appuis.

$$G_v = 9.67 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_v = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35G_v + 1.5Q_v = 16.80 \text{ KN}$$

$$q_s = G_v + Q_v = 12.17 \text{ KN/m}$$



**Figure III.35.** Vue en plan de la volée 2

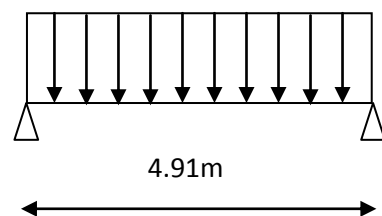
**Calcul à l'ÉLU**

Les sollicitations sont calculées par la méthode RDM qui donne

$$R_c = R_d = q \times L / 2 \Rightarrow R_c = 41.24 \text{ KN.}$$

$$M_0 = q \times L^2 / 8 = 50.61 \text{ KN.ma}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = -0.5M_0 = -25.30 \text{ KNm ; en appui.} \\ M_t = 0.75M_0 = 37.95 \text{ KNm ; en travée} \end{array} \right.$$



**Figure. III.36.** Schéma statique de la

Volée 1



**Ferraillage en travée (flexion simple)**

$$M_t = 37.95 \text{KNm} \Rightarrow A_s = 6.33 \text{cm}^2/\text{ml}$$

**Ferraillage en appui (flexion simple)**

$$M_a = -25.30 \text{KNm} \Rightarrow A_s = 4.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix des barres :

$$\text{Soit : } \begin{cases} A_a = 4\text{HA}10/\text{ml} = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ avec } S_t = 25\text{cm} \text{ en appui.} \\ A_t = 6\text{HA}12/\text{ml} = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ avec } S_t = 15\text{cm} \text{ en travée.} \end{cases}$$

**Vérification de l'effort tranchant**

$$\text{On a : } V = 41.24 \text{KN} \Rightarrow \tau = \frac{V}{b \times d} = 0.229 \text{MPa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.166 \text{MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Calcul des armatures de répartition****En travée :**

$$A_r = A_s / 4 = 6.79 / 4 = 1.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } A_r = 4\text{HA}8 \text{ p.m.} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec: } S_t = 25\text{cm}$$

**En appuis:**

$$A_r = A_s / 4 = 4.71 / 4 = 1.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } A_r = 4\text{HA}8 \text{ p.m.} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec : } S_t = 25\text{cm}$$

**Vérification des espacements**

Armatures principales :  $S_t \leq \min(3.e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 25\text{cm}$  c'est vérifié.

Armatures secondaires :  $S_t \leq \min(4.e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 33 \text{ cm}$  c'est vérifié.

### Calcul à l'ELS

#### Contrainte d'adhérence

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \psi = 1.5 \rightarrow \text{pour les(HA)}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{st}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : étant la somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$n=6$  barre;  $\phi=1.2 \text{ cm}$  ;  $\pi=3.14$

$$\Rightarrow \sum U_i = 22.61 \text{ cm}$$

$V_{st}=29.87 \text{ KN}$

$\tau_{ser} = 0.132 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa}$  c'est vérifier

#### Vérification de la contrainte de compression du béton

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

$$q_v = G_v + Q = 12.17 \text{ Mpa} \Rightarrow M_0 = 36.67 \text{ KNm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = -0.5M_0 = 18.33 \text{ KNm en appui.} \\ M_t = 0.75M_0 = 27.50 \text{ KNm en travée.} \end{array} \right.$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.20.** Vérification des contraintes de compression dans le béton.

| Localisation | Mser (KN.m) | I (m <sup>4</sup> )    | Y (m)  | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) |
|--------------|-------------|------------------------|--------|---------------------|---------------------------|
| Travées      | 27.50       | 2.14. 10 <sup>-4</sup> | 0.0512 | 6.58                | 15                        |
| Appuis       | 18.33       | 1.59.10 <sup>-4</sup>  | 0.0438 | 5.05                | 15                        |

**État limite de déformation****Vérification de la flèche**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91} \quad (1) \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{491} = 0.0407 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition n'est pas vérifiée on doit vérifiée la flèche.

$$Y=5.12\text{cm}$$

$$I=21400\text{cm}^2$$

$$A_s=6.79\text{cm}^2$$

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

$$E_v=10721.4\text{Mpa.}$$

$$I_0=80707.7\text{cm}^2$$

$$\rho = 0.00377$$

$$\lambda_i=5.57$$

$$\lambda_v=2.22$$

$$q_{jv}=8.08\text{KN/m}; M_{serj}=18.26\text{KN.m}$$

$$q_{gv}=9.67\text{KN/m}; M_{serg}=21.85\text{KN.m}$$

$q_{pv}=12.17\text{KN/m}; M_{serp}=27.50\text{KN.m}$

$\sigma_{sg}=197.26\text{Mpa}; \sigma_{sj}=164.85\text{Mpa}; \sigma_{sp}=248.27\text{Mpa}.$

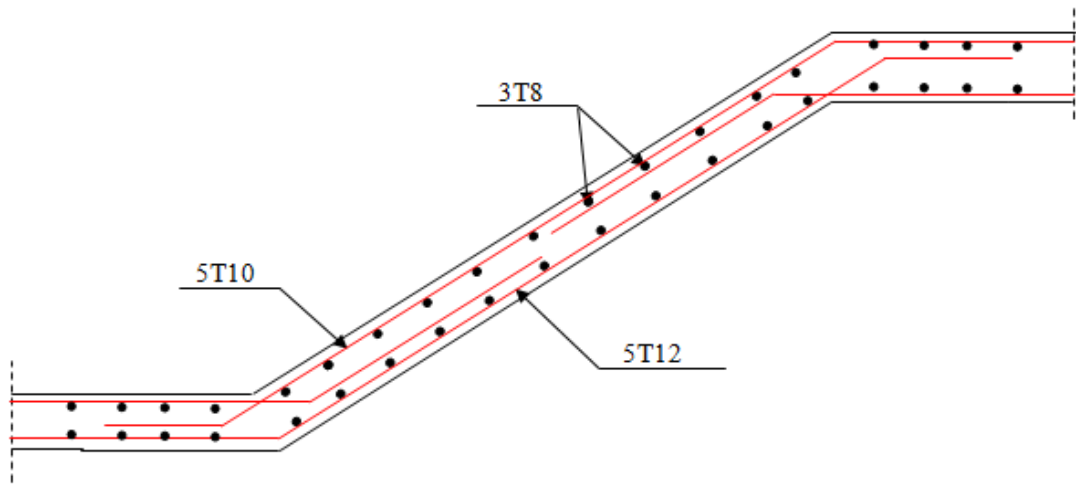
$\mu_g=0.275; \mu_j=0.198; \mu_p=0.371$

$I_{fij}=42217.96\text{cm}^4; I_{fig}=35066.05\text{cm}^4; I_{fip}=28951.35\text{cm}^4; I_{fvg}=55124.78\text{cm}^4$

$f_{ij}=0.324\text{cm}; f_{gi}=0.467\text{cm}; f_{gv}=0.891\text{cm}; f_{pi}=0.712\text{cm}$

$\Delta f=0.812\text{cm} < f_{adm} = \frac{491}{500} = 0.982\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

**Schéma de ferrailage**



**Figure III.37.** Schéma de ferrailage de la volée 1

### III.3. Calcul de la poutre brisée

Notre poutre palière est une poutre brisée. Elle est soumise à son poids propre, aux charges transmises par les escaliers sous forme de réaction d'appui ainsi qu'aux moments de torsions. Son calcul se fait comme suit ;

#### -Dimensionnement

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

$$L = 1.90 + (1.69 / \cos 15.86) = 365 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10} \Rightarrow 24.33 \text{ cm} \leq h \leq 36.5 \text{ cm}$$

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

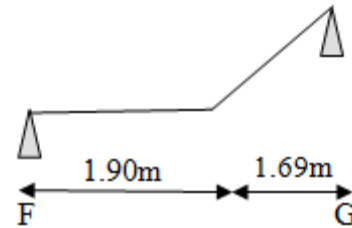


Figure III.38. Schéma statique de la poutre brisée

#### -vérification des conditions de RPA

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 < 4$$

La poutre brisée est soumise à la flexion simple, en outre elle est soumise à la torsion.

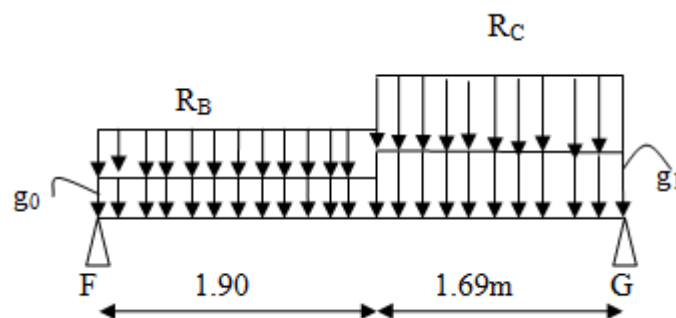


Figure III.39. les charges appliquées sur la poutre brisée.

#### -Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise à son poids propre

$$g_0 = 25 * 0.3 * 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

$$g_1 = 25 * 0.35 * 0.3 / \cos 15.86 = 2.73 \text{ KN/ml}$$

$g_0$  : étant le poids propre de la partie horizontale.

$g_1$  : étant le poids propre de la partie inclinée.

En plus de son poids propre elle est soumise aux charges transmises par l'escalier.

$$R_B=34.48\text{KN/ml} \quad \text{et} \quad R_C=41.24\text{KN/ml}$$

Avec :

- $R_B$  : charge ramenée par la volée(1).

- $R_C$  : charge ramenée par la volée (2)

### Calcul des sollicitations

$$\sum M_{/F} = 0 \Rightarrow$$

$$R_G = \frac{(R_c + 1.35g_1) \times 1.69 \times 2.745 + (R_B + 1.35g_0) \times 1.9^2 / 2}{3.59}$$

$$R_G=78\text{KN}$$

De la même manière on trouve  $R_F=71.24\text{KN}$ .

-calcul de  $M_0$  par la méthode de RDM :

$$M_0=76.77\text{KN.m}$$

$$V_u = 78\text{KN}$$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des moments et leurs ferrillages correspondant ainsi que la contrainte de cisaillement.

**Tableau III.21.** Calcul des moments et des sections

|           | Moment (kN.m)     | $A_{cal} (cm^2)$ | $\tau_{Fs}$ (MPa) |
|-----------|-------------------|------------------|-------------------|
| En travée | $0.85M_0 = 65.25$ | 6.38             | 0.78              |
| En appui  | $0.4M_0 = -30.70$ | 2.86             | 0.78              |

**Vérifications****Vérifications à L'ELU****Condition de non fragilité**

$$A_t = 6.38 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.33 \times \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

$$A_u = 2.86 > A_{\min} = 1.2 \text{cm}^2$$

**Contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.78 \text{MPa}$$

$$\text{Et } \tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa}.$$

$$\tau_u = 0.78 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

**Calcul des armatures transversales à la flexion simple**

Soit  $S_t = 20 \text{cm}$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{cm}) = 29.7 \text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj}) / 0.8 \times 400 = 0.3 \times 0.20 \times (0.78 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 400$$

$$A_t = 0.28 \text{cm}^2$$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / 400 = 0.4 \times 0.3 \times 0.20 / 400$$

$$A_t \geq 0.60 \text{cm}^2$$

Donc  $A_t = 0.60 \text{cm}^2$

**Calcul à la torsion****Le moment de torsion**

Le moment maximum aux appuis :

$$M_t = 25.30 \text{KN.m}$$

Le moment de torsion.

$$M_t = \frac{M_i \times l}{2} = \frac{25.30 \times 3.65}{2} = 46.17 \text{ KN.m}$$

**Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion**

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \Omega e}$$

$$e = \frac{1}{6} \times b = \frac{1}{6} \times 30 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{46.17 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 6.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_T = 6.15 \text{ Mpa} \geq \bar{\tau} = 3.33 \text{ mpa}$$

Condition n'est pas vérifiée on doit augmenter la section de la poutre

Soit (b, h)=(40,40)

$$e = \frac{1}{6} \times b = \frac{1}{6} \times 40 = 6.66 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = 1111.55 \text{ cm}^2$$

$$\tau_T = \frac{46.17 \times 10^{-3}}{(2 \times 0.111155 \times 0.0666)} = 3.11 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa}$$

On doit vérifier que

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

La résultante des contraintes tangentielles :

$$\tau_T = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_T)^2} = \sqrt{(0.78)^2 + (3.11)^2} = 3.20 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

Donc :

$$\tau \leq \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{ Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

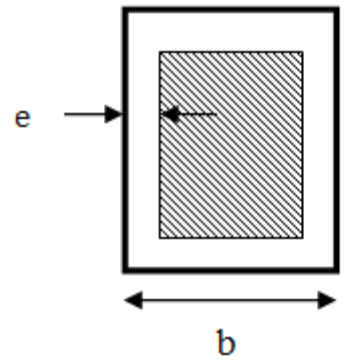


Schéma de la section creuse



**Armatures longitudinales en torsion**

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(40 - 6.66) + (40 - 6.66)] = 133.36 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{46.17 \times 10^{-3} \times 1.3336 \times 1.15}{2 \times 0.111155 \times 400} = 7.96 \text{ cm}^2$$

**Armatures transversales en torsion**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}$$

Si on fixe  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{M_T \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{46.17 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 0.111155 \times 400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

**Ferraillage de la poutre brisée****Armatures transversales**

$$A_T = A_t^{\text{flexionsimple}} + A_t^{\text{torsion}}$$

$$A_T = 0.60 + 1.19 = 1.79 \text{ cm}^2$$

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

**Armatures longitudinales****En appui :**

$$A_l^a = A_T^{\text{flexionsimple}} + \frac{1}{2} A_T^{\text{torsion}}$$

$$A_l^a = 2.86 + \frac{7.96}{2} = 6.84 \text{ cm}^2$$

**En travée :**

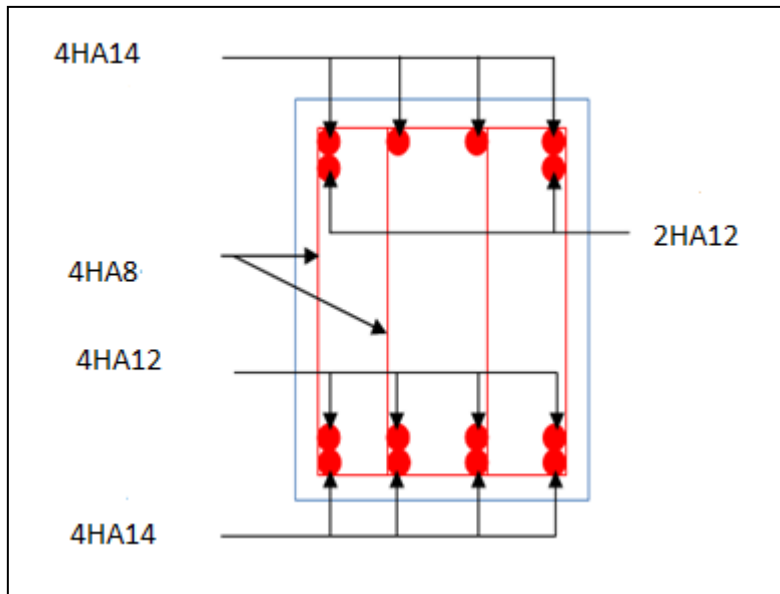
$$A_l^t = A_t^{\text{flexionsimple}} + \frac{1}{2} A_t^{\text{torsion}}$$

$$A_l^t = 6.38 + \frac{7.96}{2} = 10.36 \text{ cm}^2$$

**Choix de ferrailage**

- Pour  $A_l^t$  on choisit 4HA14+4HA12=10.68 cm<sup>2</sup>.
- Pour  $A_l^a$  on choisit 4HA14+2HA12=8.42cm<sup>2</sup>
- Pour  $A_l$  on choisit 4 cadre de  $\Phi 8=2.01\text{cm}^2$

**Schéma de ferrailage**



**Figure.III.40.**Schéma de ferrailage de la poutre brisée en travée.

**Calcul à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans le béton.

Les calculs à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.22.** Calcul à l'ELS

| <b>R<sub>F</sub>(KN)</b> | <b>R<sub>G</sub>(KN)</b> | <b>X(m)</b> | <b>M<sub>0</sub>(KN.m)</b> | <b>M<sub>a</sub> (KN .m)</b> | <b>M<sub>t</sub>(KN.m)</b> |
|--------------------------|--------------------------|-------------|----------------------------|------------------------------|----------------------------|
| 54.03                    | 59.27                    | 1.87        | 50.70                      | 25.35                        | 38.02                      |

**Vérification de  $\sigma_{bc}$**

**Calcul de y**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_{sc} (y - d') - 15A_{st} (d - y) = 0$$

$$\frac{40}{2} y^2 + 15 \times 8.42 \times (y - 3) - 15 \times 10.68 \times (37 - y) = 0$$

$$20y^2 + 286.5y - 6306.3 = 0$$

$$y = 12 \text{ cm}$$

**Calcul de I**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_{sc} (y - d')^2 + 15A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 144915.3 \text{ cm}^4$$

**Calcul de  $\sigma_{bc}$** 

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

$$\sigma_{bc} = \frac{38.02 \times 10^{-3}}{144915.3 \times 10^{-8}} \times 0.12 = 3.14 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \text{pas de risque de fissuration du béton.}$$

La fissuration peut nuisible donc la vérification  $\sigma_{st}$  n'est pas nécessaire.

**La flèche**

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{40}{359} = 0.1114 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{h_t}{l} = 0.1114 > \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{38.02}{10 \times 50.70} = 0.0749 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$3. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{10.68}{40 \times 37} = 0.0072 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.4. Etude de l'ascenseur :****Définition :**

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour six (06) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Longueur de l'ascenseur  $L=195 \text{ cm}$ .
- Largeur de l'ascenseur  $l=185 \text{ cm}$ .
- Hauteur de l'ascenseur  $H=220 \text{ cm}$ .
- Poids de la cuvette  $F_c=102 \text{ KN}$

- Charge due à l'ascenseur  $PM=15KN$
- Charge due à la salle des machines  $DM=82KN$
- La charge nominale est de  $6.3KN$

$$P=DM+PM+6.3=103.3KN$$

- La vitesse de levage  $v = 1m/s$

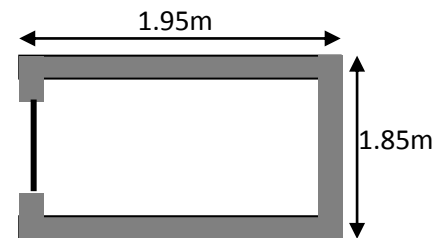
#### Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a  $L_x=1.85$  et  $L_y=1.95$  donc une surface  $S=1.95*1.85=3.60m^2$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \Rightarrow \frac{185}{45} \leq e \leq \frac{185}{40} \Rightarrow 4.11 \leq e \leq 4.63cm$$

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est plus dominant, on prend alors une épaisseur de  **$h=14cm$** .



**Fig III.41.** Cage d'ascenseur.

#### Evaluation des charges et surcharges :

$$G_1 = 25 \times 0.14 = 3.5KN/m^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1KN/m^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=5cm).}$$

$$G_3 = \frac{Fc}{S} = \frac{102}{3.6} = 28.33KN/m^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{totale} = G_1 + G_2 + G_3 = 32.93KN/m^2.$$

$$Q = 1KN/m^2.$$

#### Cas d'une charge répartie :

#### Calcul des sollicitations :

#### A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 45.95KN/m^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.95 \Rightarrow L'ELU \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 6.45 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 5.72 \text{KN.m}$$

### Calcul des moments réels :

#### En travée

$$\text{Sens x-x} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5.48 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.86 \text{KN.m}$$

#### En appui

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 1.93 \text{KN.m}$$

### Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 14cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d=12\text{cm}$ .

#### En travée

Parallèle à  $l_x$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.026$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.033$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.118 \text{m.}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.33 \text{cm}^2 / \text{ml.}$$

Parallèle à  $l_y$  :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.023$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.03$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.118m.$$

$$A_t^y = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.18cm^2 / ml.$$

**En appui**

$$\mu_{bu} = 0.009$$

$$\alpha = 0.0118$$

$$z = 0.119m$$

$$A_a^x = 0.46cm^2 / ml$$

**Tableau III.23.**calcul de ferrailage

| En travée      |   |  |  |                     |
|----------------|---|--|--|---------------------|
|                | A calculé<br>(cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> ) | A <sub>min</sub><br>(cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> ) | A adopté<br>(cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> ) | S <sub>t</sub> (cm) |
| Sens x-x       | 1.33  | 1.15   | 3HA8=1.51                                      | 33                  |
| Sens y-y       | 1.18  | 1.12   | 3HA8=1.51                                      | 33                  |
| En appuis      |   |  |  |                     |
| Sens x, sens-y | 0.46  | 1.15   | 3HA8=1.51                                      | 33                  |

**Vérification à l'ELU****Condition de non fragilité****En travée**Calcul de A<sub>min</sub>

$$\left. \begin{array}{l} h_0 \geq 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a  $feE400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$ 

$$h_0 = e = 14cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.95$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.15cm^2 / ml \\ A_{\min}^y = 1.12cm^2 / ml \end{cases}$$

Donc on ferraille avec  $A^{\text{cal}}$ .

### En appui

$$A_t^x < A_{\text{min}}^x = 1.15 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Donc on ferraille avec  $A_{\text{min}}$ .

### Calcul des espacements

$$\text{Sens x-x} : S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \text{ on adopte } S_t = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y}' : S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm} \text{ on adopte } S_t = 33 \text{ cm}$$

### Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b \times d} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.166 \text{ Mpa}$$

$\rho = 0.95 > 0.4$   $\Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 23.48 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 19.02 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{23.48 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.19 \text{ Mpa} < 1.166 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

### Vérification à l'ELS

#### Etat limite de compression du béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} \leq \sigma_{\text{adm}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$q_{\text{ser}} = G_{\text{totale}} + Q = 32.93 + 1 = 33.93 \text{ KN} / \text{m}^2$$

À l'Els :

$$\nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases}$$

$$\text{Sens } x-x' : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 5.60 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.17 \text{ KN.m}$$

### Moment en travées

$$\text{Sens } x-x' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 4.76 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.39 \text{ KN.m}$$

### Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 M_0^x = -1.68 \text{ KN.m}$$

### Calcul des contraintes

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0; A'_s = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

**Tableau III.24.** Résultats de calcul des contraintes.

|        | sens | M <sub>ser</sub> (KN.m) | A (cm <sup>2</sup> ) | Y(cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | σ(MPa) | σ <sub>adm</sub> (MPa) | obs.     |
|--------|------|-------------------------|----------------------|-------|----------------------|--------|------------------------|----------|
| travée | x-x  | 4.76                    | 1.51                 | 2.115 | 2528.56              | 3.98   | 15                     | vérifiée |
|        | y-y  | 4.39                    | 1.51                 | 2.115 | 2528.56              | 3.67   | 15                     | vérifiée |
| appui  | x-x  | 1.68                    | 1.51                 | 2.115 | 2528.56              | 1.40   | 15                     | vérifiée |
|        | y-y  |                         |                      |       |                      |        |                        |          |

### Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur une aire  $a_0 \times b_0$ , elle agit uniformément sur une aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impact.

$a_0$  et  $u$  : Dimensions suivant le sens  $x-x'$ .

$b_0$  et  $v$  : Dimensions suivant le sens  $y-y'$ .



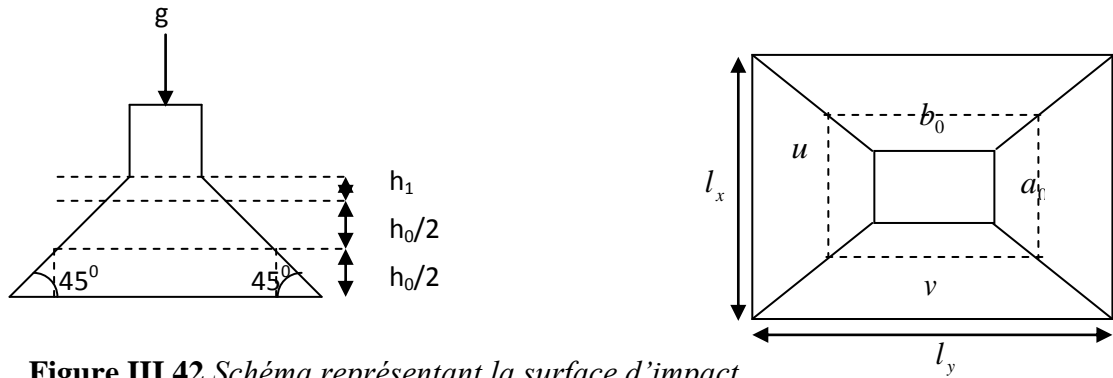


Figure III.42. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \quad \text{BAEL91.}$$

On a une vitesse

$$V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur  $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 14 + 2 \times 1 \times 5 = 104cm. \\ v = 80 + 14 + 2 \times 1 \times 5 = 104cm. \end{cases}$$

Calcul les moments selon le BAEL 91

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)q$$

$\nu$  : coefficient de poisson

Donc :

$$\begin{cases} \nu = 0 \text{ à l' ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l' ELS} \end{cases}$$

$M_1$  et  $M_2$  : sont des valeurs lues à partir des tables de PIGEAUD

à ELU

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.85}{1.95} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.} \quad \begin{cases} \frac{u}{L_x} = \frac{104}{185} = 0,56 \\ \frac{v}{L_y} = \frac{104}{195} = 0,53 \end{cases}$$

On se réfère à l'abaque PIGEAU (annex2) on trouve  $M_1=0.089$ ,  $M_2=0.073$

Evaluation des moments  $> M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU :

$$M_{x1} = p_u \times M_1$$

$$M_{y1} = p_u \times M_2$$

$$P_u = 1.35 \times p \quad \text{avec } (p=103.3\text{KN})$$

$$P_u = 1.35 \times 103.3 = 139.45\text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 12.41 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 10.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Evaluation des moments dus aux poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$G = 25(0.14 + 0.05) = 4.75\text{KN}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.75 + 1.5 \times 1 = 7.91\text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.10\text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.97 \text{ KN.m}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnée par l'Annexe 1

$$\mu_x = 0.0410 ; \mu_y = 0.8875$$

**La superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.41 + 1.10 = 13.51\text{K.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.18 + 0.97 = 11.15\text{K.m}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec  $h = 14 \text{ cm}$

**Moment en travées**

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0,85 \times 13.51 = 11.48\text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0,85 \times 11.15 = 9.48\text{KN.m}$$

**Moment en appuis**

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 13.51 = -6.75 \text{ KN.m}$$

Les résultats de ferrailrages sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau III.25.** Ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

| Localisation | $M_t$<br>(KN.m) | $M_a$<br>(KN.m) | $A_t$ calculé<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_a$ calculé<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_t$ adopté<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_a$ adopté<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|--------------|-----------------|-----------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|
| Sens x-x     | 11.48           | 6.75            | 2.83                                | 1.64                                | 4HA10=3.14                         | 4HA8=2.01                          |
| Sens y-y     | 9.48            | 6.75            | 2.32                                | 1.64                                | 3HA10=2.36                         | 4HA8=2.01                          |

**Vérification à l'ELU :**

**Vérification au poinçonnement**

La condition de non poinçonnement est vérifier si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

$Q_u$  : Charge de calcul à l'ELU

$$U_c = 2 \times (u+v) = 2 \times (104+104) = 416 \text{ cm}$$

$p_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$h$  : L'épaisseur totale de la dalle

$U_c$  : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$Q_u = 139.45 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 4.16 \times 0.14 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 436.8 \text{ KN} \text{ Condition Vérifier}$$

Pas risque de poinçonnement.

**Vérification de la contrainte tangentielle**

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau} = 0,1 f_{c28} = 2,5 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge  $u = v$

$$V_u = V_v = \frac{q_u}{3 \times u} = \frac{139.45}{3 \times 1.04} = 44.69 \text{ KN}$$

$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = 0.37 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.166 \text{ MPa} \Rightarrow$  (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

### Espacement des barres

Sens x-x':  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .

Sens y-y':  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

### Calcul à l'ELS :

Les moments engendrés par le système de levage :

$q_{\text{ser}} = p = 103.3 \text{ KN}$ .

$M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + \nu M_2) = 103.3 \times (0.089 + 0.2 \times 0.073) = 10.70 \text{ KN.m}$

$M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + \nu M_1) = 103.3 \times (0.073 + 0.2 \times 0.089) = 9.38 \text{ KN.m}$

### Les moments dus aux poids propre de la dalle

$Q_{\text{ser}} = G + Q = 4.75 + 1 = 5.75 \text{ KN/m}^2$

$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0483 \times 5.75 \times 1.85^2 = 0.95 \text{ KN.m}$

$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.9236 \times 0.95 = 0.87 \text{ KN.m}$

### La superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.70 + 0.95 = 11.65 \text{ KN.m}$

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.38 + 0.87 = 10.25 \text{ KN.m}$

### Moment en travées

$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 11.65 = 9.90 \text{ KN.m}$

$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 10.25 = 8.71 \text{ KN.m}$

### Moment en appuis

$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 11.65 = -3.49 \text{ KN.m}$

### Vérification de contrainte

#### En travée

Sens x-x'

$M_{ser}=9.90\text{KN.m}$ ;  $b=100\text{ cm}$ ;  $d=12\text{cm}$ ;  $y=2.92\text{cm}$ ;  $I=4713.13\text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 6.13\text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \text{ C'est vérifier}$$

### Sens y-y'

$M_{ser}=8.71\text{KN.m}$ ;  $b=100\text{ cm}$ ;  $d=12\text{ cm}$ ;  $y=2.58\text{cm}$ ;  $I=3912.91\text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 5.74\text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \text{ c'est vérifier}$$

### En appui

$M_{ser}=3.49\text{KN.m}$ ;  $Y=2.4\text{cm}$ ;  $I=3239.42\text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 2.58\text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \text{ C'est vérifier}$$

### Etat limite d'ouverture des fissures

La FPN  $\Rightarrow$  pas de vérification de la contrainte dans l'acier.

### Vérification de la flèche :

Les deux conditions à vérifier sont :

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}l_x, \frac{M_{tx}}{20M_{0x}}l_x\right) = \max\left(\frac{3}{80} \times 1.85, \frac{4.76}{20 \times 5.60} \times 1.85\right) = 0.078\text{m}$$

$$e = 0.14\text{m} \geq 0.078\text{m} \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

$$A_{tx} = 1.51\text{cm}^2 \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} = 6\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage

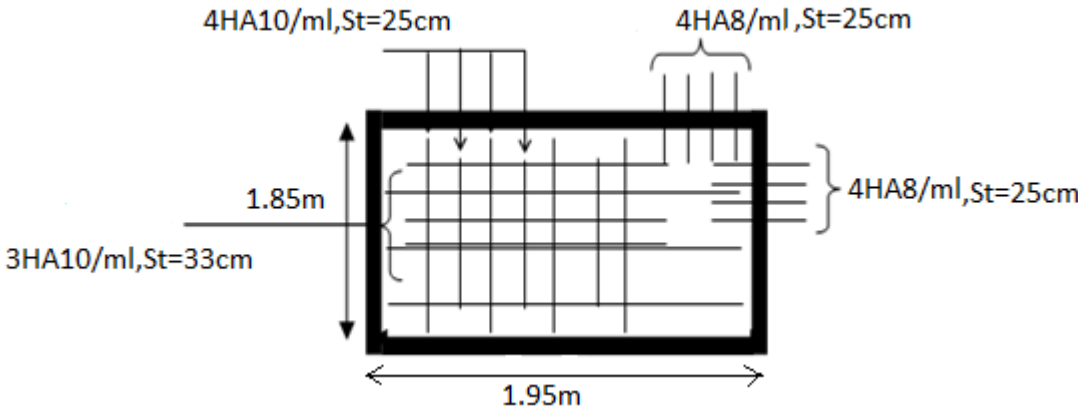


Figure III.43.vue en coupe du ferrailage de la dalle

## III.5. Etude de l'acrotère

**Définition**

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

**Hypothèse de calcul**

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

**Evaluation des charges et surcharge****Evaluation des charges**

Après le pré dimensionnement on a :

La surface:  $S_t = S + S_2 + S_3 = 0.0635 \text{ m}^2$ .

Poids propre :  $G_t = 1.9725 \text{ KN/ml}$ .

La charge due à la main courante :  $Q = 1 \text{ KN}$

➤ La force sismique horizontale  $F_p$  qui est donnée par la formule

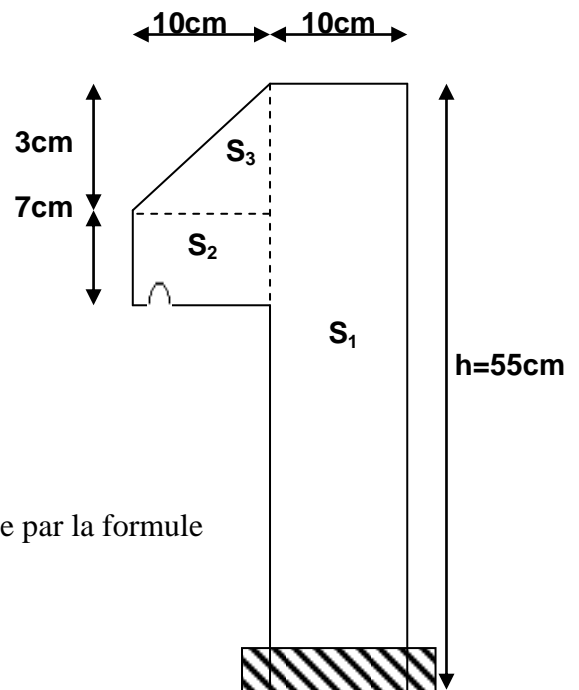
$$F_p = 4 \times A \times C_p \times G_t \dots \dots \dots (\text{Article 6.2.3})$$

Tel que

**A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés. [**Tab (4.1)**]

**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 [**TAB. (6.1)**]

**G<sub>t</sub>** : poids de l'élément considéré. **Pour notre cas** : - Groupe d'usage 2.



**Figure III.44.** Acrotère

$$\text{- Zone II}_a \text{ (Bejaia).} \Rightarrow \begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ G_t = 1.9725 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.9725 \Rightarrow F_p = 0.9468 \text{ KN.}$$

### Calcul des sollicitations

Calcul du centre de gravité G ( $X_g$ ;  $Y_g$ ) :

$$x_G = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i} \text{ Et}$$

$$x_G = \frac{0.55 \times 0.1 \times (0.1/2) + 0.07 \times 0.1 \times (0.1 + 0.1/2) + (0.1 \times 0.03) \times 0.5 \times (0.1 + 0.1/3)}{0.0635}$$

$$y_G = \frac{0.55 \times 0.1 \times (0.55/2) + 0.07 \times 0.1 \times (0.45 + 0.07/2) + (0.1 \times 0.03) \times 0.5 \times (0.52 + 0.03/3)}{0.0635}$$

$$x_G = 0.06299 \text{ m}, y_G = 0.30417 \text{ m}$$

### Moment engendré par les sollicitations

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.55 \Rightarrow M_Q = 0.55 \text{ KN.m}$$

$$N_G = 1.97 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m}$$

**Tableau.III.26.** Combinaison d'action de l'acrotère

| Sollicitation   | Combinaison  |                |      |
|-----------------|--------------|----------------|------|
|                 | accidentelle | ELU            | ELS  |
|                 | G+Q+E        | 1,35×G + 1,5×Q | G+Q  |
| <b>N (KN)</b>   | 1.97         | 2.66           | 1.97 |
| <b>M (KN.m)</b> | 0.84         | 0.825          | 0.55 |

$$F_p = 0.9468 \text{ KN} \Rightarrow M_{FP} = 0.9468 \times 0.30417 \Rightarrow M_{FP} = 0.29 \text{ KN.m}$$



**Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime**

On a :

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_U} = \frac{0.825}{2.66} = 0.310m \\ \frac{H}{6} = \frac{0.84}{1.97} = 0.426m \end{cases}$$

$e_1 < \frac{h}{6}$  Le centre de pression se trouve à l'intérieure 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.

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; h / 250) = \max(2 \text{ cm}; 55/250) \quad e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

$\phi$  : 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-Permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 1.1m$

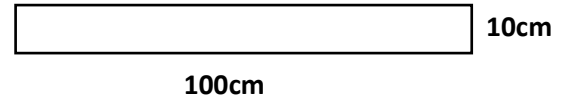
$h_0$ : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$\text{Donc: } \begin{cases} e_2 = 0,00726m \\ e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.33726m \end{cases}$$

**Calcul à l'ELU**

**Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composé sont**

$$N_u = 2.66 \text{ KN} ; M_u = N_u \times e = 2.66 \times 0.33726 \Rightarrow M_u = 0.897 \text{ KN.m}$$

**Ferrailage**

**Figure III.45.**Section à ferraille

$$h = 10 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0.897 + 2.66 \times \left( 0.08 - \frac{0.10}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 0.976 \text{ KN.m}$$

$M_{uA}$  : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.976 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.0107) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.0134$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.179 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{0.976 \times 10^{-3}}{0.179 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.156 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.156 \times 10^{-4} - \frac{2.66 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.08 \text{ cm}^2$$

**Vérification à l'E.L.U****La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte: } A_s = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

**Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2,01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2.5; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5MPa$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 0.9468 + 1 \Rightarrow V_u = 1.9468KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.9468 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.0243 MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Vérfifié (pas de risque de cisaillement)}$$

### Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} < 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = V_u / (0,9d \times \Sigma \mu_i) \quad (\text{Article. A.6.1. 3}) [1]$$

$\Sigma \mu_i$ : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3,14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10,048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 2,024 \times 10^{-3} / (0,9 \times 0,08 \times 0,10048) \Rightarrow \tau_{se} = 0,279MPa$$

$$0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83MPa \quad (\text{Article. A.6.1, 21}) [1]$$

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement.

$$\tau_{se} < 2,83MPa \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

### Vérification à l'ELS

$$d = 0,08 \text{ m}; \quad N_{ser} = 1.97KN; \quad M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.55KN.m;$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour les HR}$$

### Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times y_{ser} / I; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / I.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6MPa$$

### Position de l'axe neutre

$$C = d - e_A$$

Tel que  $e_A$ : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.55}{1.97} = 0.279m$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0.091 \Rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0.05 - 0.279 = -0.229m = -22.9cm$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$p = -3c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b;$$

$$p = -3 \times (-0.229)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.08 + 0.229}{1} \Rightarrow p = -0.152$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$q = -2 \times (0.229)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 - 0.229)^2}{1} \Rightarrow q = -0.0244m^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (-0.0244)^2 + \frac{4 \times (-0.152)^3}{27} = 7.51 \times 10^{-5}$$

$$\Delta > 0 \rightarrow t = 0.5 \times (\sqrt{\Delta} - q) = 0.5 \times (8.66 \times 10^{-3} + 0.0244) = 1.65 \times 10^{-2}$$

$$\rightarrow z = t^{\frac{1}{3}} = (1.65 \times 10^{-2})^{\frac{1}{3}} = 0.254$$

$$y_c = z - \frac{p}{3 \times z} = 0.254 - \frac{(-0.152)}{3 \times (0.254)} = 0.452m$$

$y_{ser} = 0,452 - 0.229 = 0.223m$  (distance entre l'axe neutre et la fibre supérieur de la section)

$$\Rightarrow y_{ser} = 0,223m.$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.223^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.223) = 2.53 \times 10^{-2} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.55 \times 10^{-3} \times 0.223}{2.53 \times 10^{-2}} = 0.0048 MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa$$

$$\text{Fissuration nuisible } \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 201.6 MPa$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0.55 \times 10^{-3}}{2.53 \times 10^{-2}} (0.08 - 0.452) = -0.121 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{MPa}$$

### Schéma de ferrailage

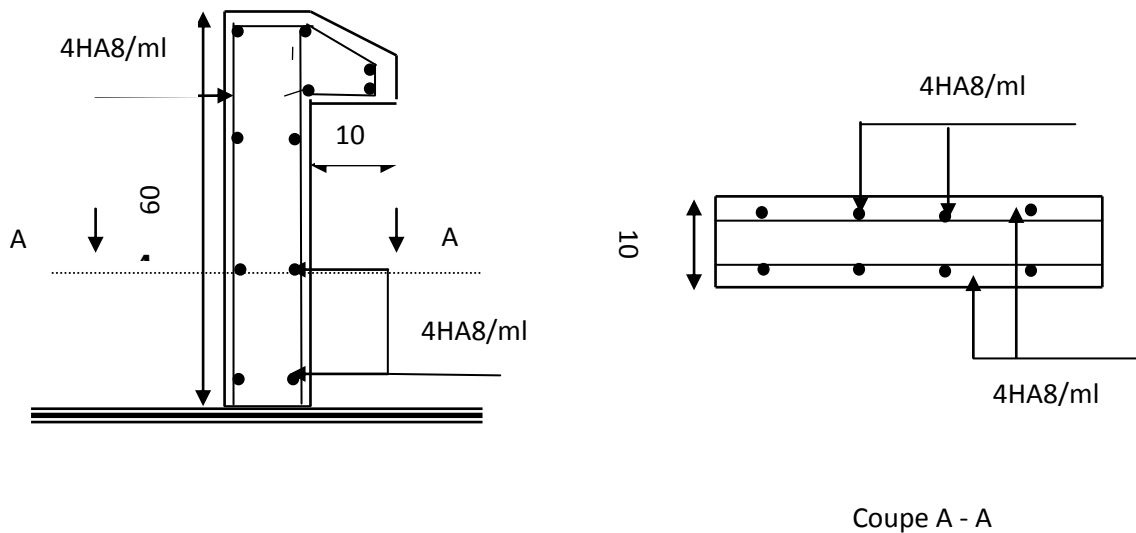


Figure III.46. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

### III.6. Calcul de la poutre de chaînage

#### Dimensionnement :

La portée maximale de la poutre de chaînage est :  $L_{\max} = 4m$

Selon la condition de flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{465}{15} \leq h \leq \frac{465}{10} \Rightarrow 31cm \leq h \leq 46.5cm$$

Selon RPA99/2003 (Art 9.3.3):

$$h \geq 15cm$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm$$

(30cm est l'épaisseur de mur)

Soit :  $h = 30cm$  ;  $b = 30cm$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×30).

**Vérification des conditions de RPA**

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1 < 4$$

**Calcul des sollicitations :**

Poids propre :  $P_p = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25\text{KN/m}$

La charge transmise par la dalle :  $P_d = 5.89\text{KN/m}$

$$P_u = 1.35 \times (2.25 + 5.89) = 10.98\text{KN/m}$$

$$P_s = 2.25 + 5.89 = 8.14\text{KN/m}$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 29.43\text{KN.m}$$

**à l'ELU**

$$M_t = 0.75M_u = 22.07\text{KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_u = -14.71\text{KN.m}$$

**Le ferrailage****Armatures longitudinales**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.3 = 0.27\text{m.}$$

**Tableau III.27.** Armatures longitudinales.

|                  | $M$ (KN.m) | $d_x$ (m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | $A_s$ calculé ( $\text{cm}^2$ ) | $A_s$ adopté ( $\text{cm}^2$ ) |
|------------------|------------|-----------|------------|----------|---------------------------------|--------------------------------|
| <b>En travée</b> | 22.07      | 0.27      | 0.071      | 0.092    | 2.4                             | 3HA12=3.39                     |
| <b>En appui</b>  | 14.71      | 0.27      | 0.047      | 0.061    | 1.60                            | 3HA10=2.36                     |

**Calcul des armatures transversales**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \Rightarrow \varphi_t \leq 10\text{mm}$$

Soit un cadre  $\varphi 8$  plus une épingle  $\varphi 8 \Rightarrow 2 \varphi 8 = 1.01\text{cm}^2$

**Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.978\text{cm}^2 < A_{\text{cal}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Les espacements**

Le RPA99/ version 2003 exige un espacement  $S_t \leq \min(h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ .

On adopte :  $S_t = 10\text{cm}$ .

**Vérifications :****À l'ELU****Effort tranchant :**

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} = 25.52\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.315\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{Mpa}\right) = 3.33\text{Mpa}$$

$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

**À l'ELS****Vérification de la contrainte dans le béton**

$$M_{\text{ser}} = 16.50\text{KN.m}$$

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

Calcul de y :

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

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 8.02\text{cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{2}y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 26055.96\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.08\text{Mpa} < 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Evaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1).

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

- ❖  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- ❖  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- ❖  $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec :

h : hauteur de la poutre

l : Longueur de la travée

Mt : Moment en travée

M0 : Moment statique de cette poutre

A ; Section des armatures choisie

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{400} = 0,075 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

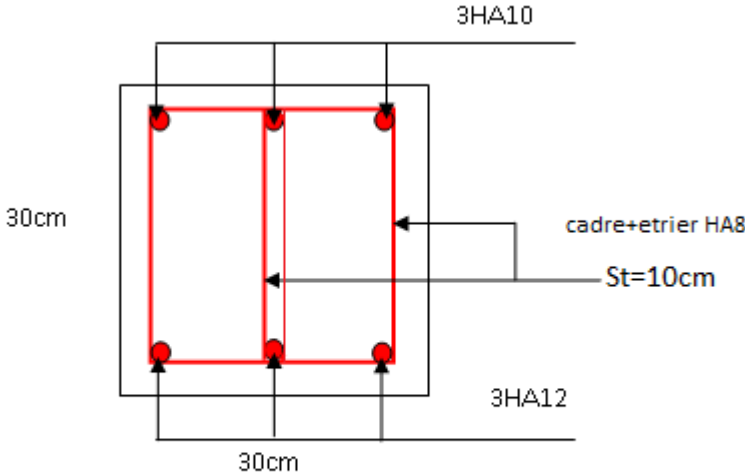
$$\frac{h}{l} = 0,075 = \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{30 \times 27} = 0.005 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$



D’ou la vérification de la flèche n’est pas nécessaire.

**Schéma de ferrailage**



**Figure III.47.**Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

### IV.1. Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumise pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps, ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement sous l'effet du séisme.

### IV.2. 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.

### IV.3. Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

La méthode statique équivalente ;

La méthode d'analyse modale spectrale ;

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### IV.3.1. Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer *les* forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

#### ✓ Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale :

##### RPA99 (Article 4.2.3)

La force sismique  $V$ ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- $A$  : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau4.1)**

Le coefficient  $A$  représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa  $\Rightarrow A = 0.15$

- $R$  : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement.

**RPA99 (Tableau4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc :

$$R= 5$$

- $Q$  : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_I^6 Pq \text{ avec :} \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

$Pq$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

**Tableau IV .1.** Valeurs des pénalités  $Pq$ .

| “ Critère q ”  | Observée | $P_q/xx$ | Observée | $P_q/yy$ |
|--|----------|----------|----------|----------|
| 1- Conditions minimales sur les files de contreventement | Non      | 0.05     | Non      | 0.05     |
| 2- Redondance en plan                                    | Non      | 0.05     | Non      | 0.05     |
| 3- Régularité en plan                                    | Non      | 0.05     | Non      | 0.05     |
| 4- Régularité en élévation                               | Non      | 0.05     | Non      | 0.05     |
| 5- Contrôle de qualité des matériaux                     | oui      | 0        | oui      | 0        |
| 6- Contrôles de qualité des d'exécution                  | oui      | 0        | oui      | 0        |

Donc

$$Q= 1.2$$

- $W$  : Poids total de la structure.

La valeur de  $W$  comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids  $W_i$  ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

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

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

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation donc un coefficient de pondération  $\beta = 0.2$ .

$$W = \sum W_i = 38574.599 \text{ KN}$$

- $D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient  $D$  est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure ( $T$ ), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99**(Tableau 4.7)

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne (D'après les résultats préliminaires de LNHC « Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction »), donc du **RPA 99**(Tableau 3-2) de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie  $S_3$ , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$$

Où  $\zeta$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

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

$$h_N = 33.32 \text{ m}$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas :  $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.050 \times (32.32)^{3/4} = 0.69 \text{ s.}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{L} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 15.4 \text{ m}, \quad L_y = 32.87 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.69 \text{ s} \\ T_y = 0.52 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_x = \min (T_x; T) = 0.69 \text{ s} > T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$T_y = \min (T_y; T) = 0.52 \text{ s} > T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left( \frac{0.5}{0.69} \right)^{2/3} = 1.64 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left( \frac{0.5}{0.52} \right)^{2/3} = 1.98 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.69 = 0.90 \text{ s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.52 = 0.68 \text{ s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.64 \times 1.2}{5} \times 38574.599 = 2277.444 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.98 \times 1.2}{5} \times 38574.599 = 2749.597 \text{ KN}$$

### IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale

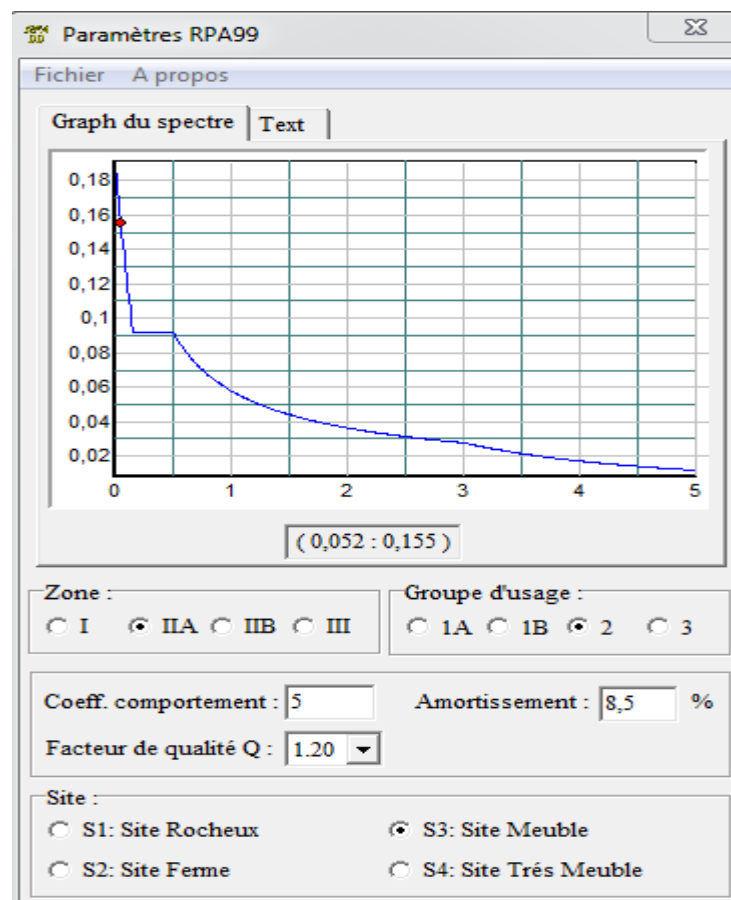
Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

**Principe :**

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Form4-13)}$$

Ce spectre de réponse étant intégré dans le logiciel SAP 2000 avec lequel nous avons modélisé la structure, les données correspondantes à notre projet sont résumées dans la figure suivante:



### IV.3.3 Méthode d'analyse par accélérogramme

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

### VI.4. Dispositions des voiles de contreventement

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques.

La disposition retenue est la suivante :

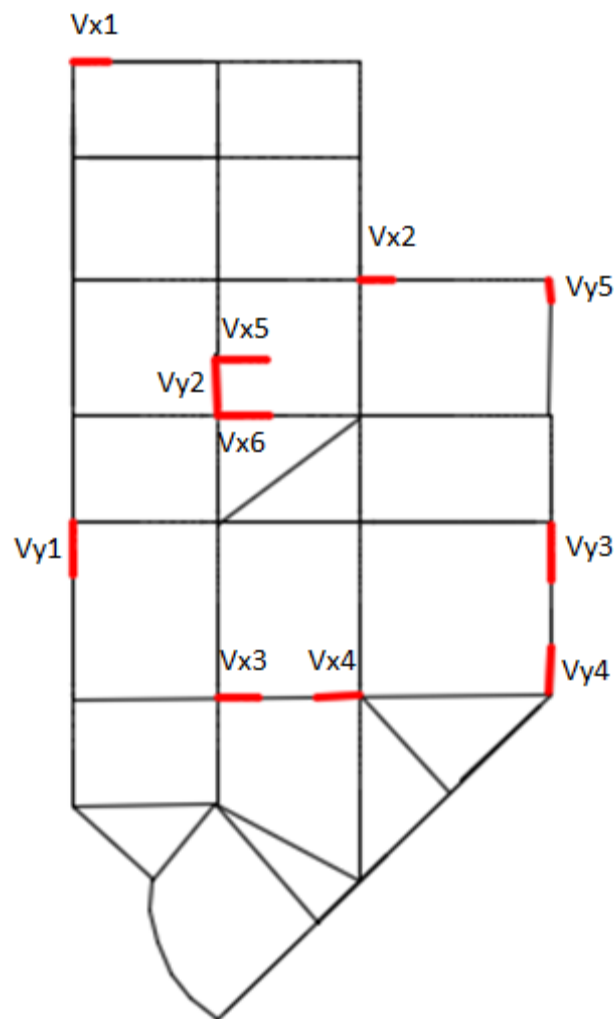


Figure IV.1 .disposition des voiles

### IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

#### IV.5.1. Mode de vibration et taux de participation des masses

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.2** Mode de vibration et taux de participation des masses.

| Mode | Période  | Mode individuel (%) |            |             | Somme cumulée (%) |        |             |
|------|----------|---------------------|------------|-------------|-------------------|--------|-------------|
|      |          | UX                  | UY         | UZ          | SumUX             | SumUY  | SumUZ       |
| 1    | 0,843614 | 0,7056              | 0,0338     | 0,000008315 | 0,7056            | 0,0338 | 0,000008315 |
| 2    | 0,833032 | 0,0349              | 0,7061     | 0,000001418 | 0,7405            | 0,7399 | 0,000009733 |
| 3    | 0,781295 | 0,00004299          | 0,00004793 | 0,000001161 | 0,7406            | 0,7399 | 0,00001089  |
| 4    | 0,272556 | 0,1186              | 0,0014     | 0,00004043  | 0,8591            | 0,7413 | 0,00005132  |
| 5    | 0,265855 | 0,0011              | 0,1219     | 0,000003219 | 0,8602            | 0,8633 | 0,00005454  |
| 6    | 0,256431 | 0,0053              | 0,0018     | 1,566E-07   | 0,8656            | 0,8651 | 0,0000547   |
| 7    | 0,1469   | 0,0394              | 0,0006811  | 0,00007734  | 0,9049            | 0,8657 | 0,000132    |
| 8    | 0,141366 | 7,235E-07           | 0,0431     | 0,00009943  | 0,9049            | 0,9089 | 0,0002315   |

La masse modale est atteinte au 8<sup>ème</sup> mode selon les deux sens x-x et y-y, cela veut dire que les 08 premiers modes sont suffisants pour donner une réponse combiné de la structure qui approche le comportement réel de cette dernière.

#### IV.5.2. Justification de l'interaction voiles-portiques

L'article **3-4-4-a du RPA99/version2003** exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidité relative ainsi que les sollicitations résultants de leurs interaction à tous les niveaux;

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges horizontales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

##### a) Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous



**Tableau IV.3.** Les résultats d'interaction sous charges verticales

| Niveaux                | Charge reprise (KN) |          | Pourcentage repris (%) |            |
|------------------------|---------------------|----------|------------------------|------------|
|                        | Portiques           | Voiles   | Portiques              | Voiles     |
| Sous sol               | 39048,078           | 3971,268 | 90,768646              | 9,23135373 |
| RDC                    | 32608,095           | 4828,445 | 87,10232               | 12,8976796 |
| 1 <sup>er</sup> étage  | 28213,927           | 4331,019 | 86,692192              | 13,3078082 |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 23546,592           | 3955,317 | 85,618027              | 14,3819725 |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 19311,541           | 3407,637 | 85,001055              | 14,9989449 |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 14982,66            | 2906,688 | 83,751851              | 16,2481495 |
| 5 <sup>ème</sup> étage | 11025,769           | 2261,982 | 82,976939              | 17,0230613 |
| 6 <sup>ème</sup> étage | 7058,15             | 1621,659 | 81,316882              | 18,6831185 |
| 7 <sup>ème</sup> étage | 3417,068            | 877,388  | 79,569287              | 20,4307135 |
| Salle machine          | 474,872             | 0        | 100                    | 0          |

On remarque que l'interaction sous charge vertical est vérifiée dans tous les niveaux sauf le niveau 9 ou l'écart est de 0.44% ce qui peut négliger.

*b) Sous charges horizontales :*

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

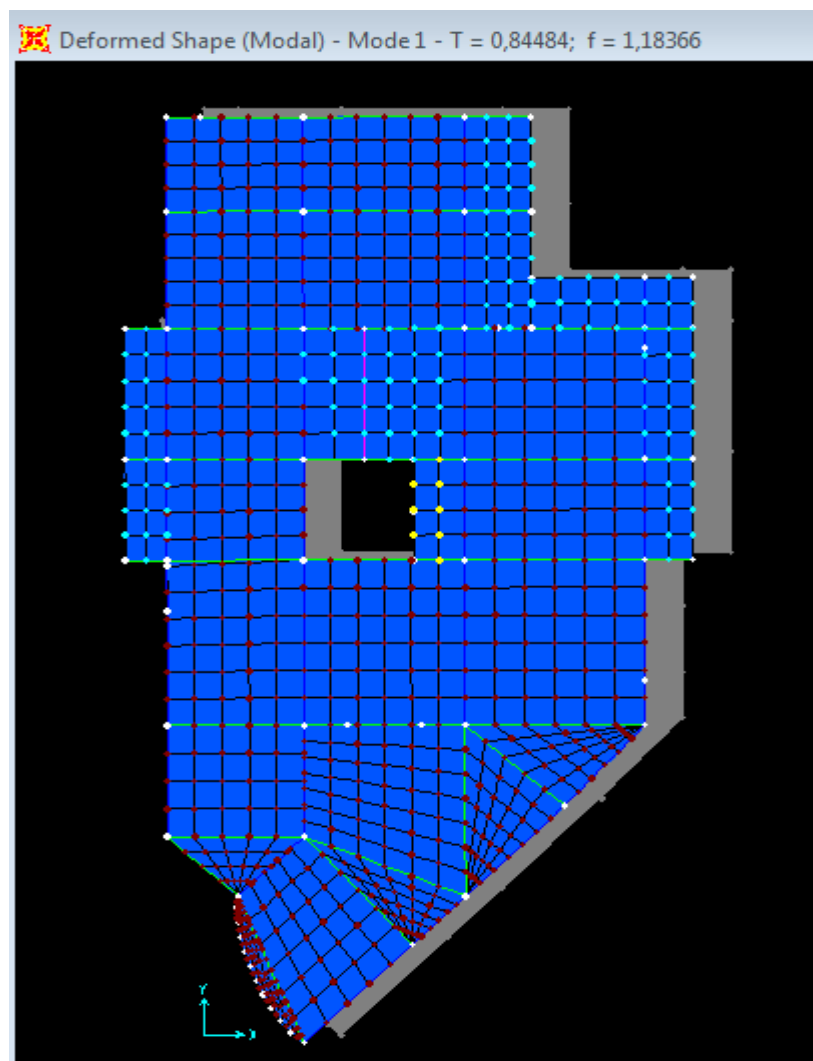
$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

**Tableau IV.4.** Les résultats d'interaction sous charges horizontales

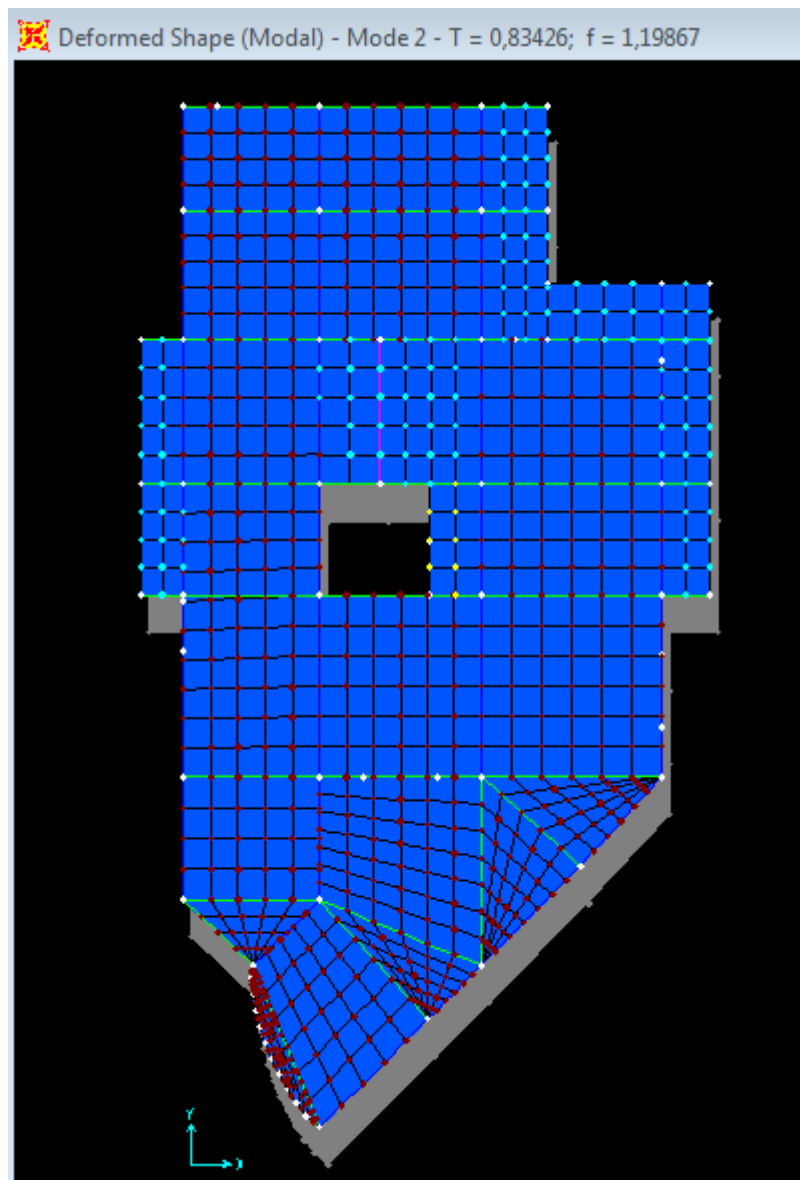
| Niveaux                | Sens x-x       |             |        |        | Sens y-y       |             |         |          |
|------------------------|----------------|-------------|--------|--------|----------------|-------------|---------|----------|
|                        | Portiques (KN) | Voiles (KN) | P (%)  | V (%)  | Portiques (KN) | Voiles (KN) | P (%)   | V (%)    |
| Sous sol               | 1201,249       | 445,282     | 62,956 | 37,043 | 1350,981       | 729,886     | 64,9239 | 35,07605 |
| RDC                    | 1152,731       | 424,195     | 73,099 | 26,900 | 1201,641       | 947,371     | 55,9159 | 44,08402 |
| 1 <sup>er</sup> étage  | 1322,401       | 228,805     | 68,249 | 31,750 | 1390,744       | 652,586     | 68,0626 | 31,93737 |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 1172,776       | 211,4       | 74,727 | 25,272 | 1268,705       | 615,271     | 67,3418 | 32,65811 |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 1167,707       | 121,968     | 70,542 | 29,457 | 1264,849       | 426,547     | 74,7813 | 25,21863 |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 895,257        | 156,81      | 75,095 | 24,904 | 990,873        | 464,954     | 68,0625 | 31,93744 |
| 5 <sup>ème</sup> étage | 810,021        | 86,284      | 70,373 | 29,626 | 907,839        | 277,18      | 76,6096 | 23,39034 |
| 6 <sup>ème</sup> étage | 515,957        | 96,361      | 64,262 | 35,737 | 596,044        | 270,822     | 68,7584 | 31,24150 |
| 7 <sup>ème</sup> étage | 424,69         | 105,333     | 71,126 | 28,873 | 498,49         | 104,14      | 72,7190 | 27,28091 |
| Salle machine          | 60,955         | 0           | 100    | 0      | 58,852         | 0           | 100     | 0        |

A partir du tableau on déduit que l'interaction sous charges horizontales est vérifiée.

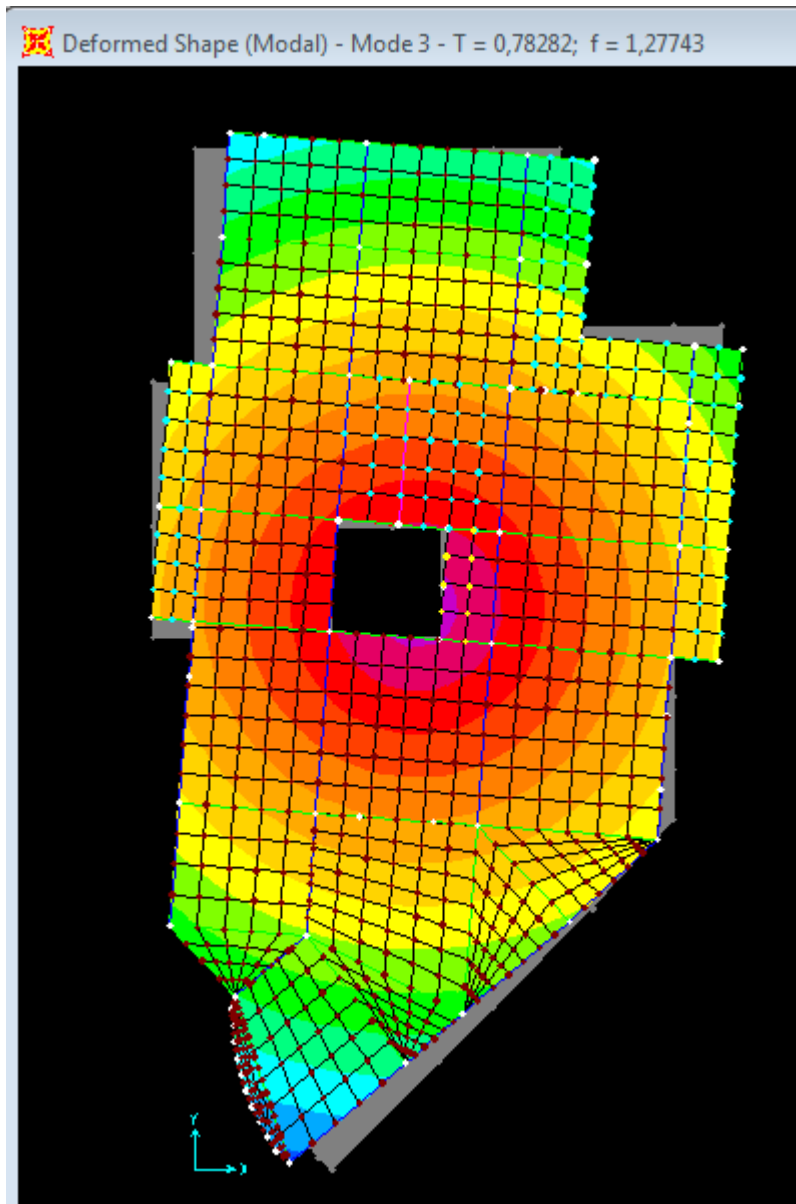
- Comportement de la structure



**Figure IV.2.** Mode 1, Translation suivant l'axe x-x.



**Figure IV.3.** Mode 2, Translation suivant l'axe Y-Y.



**Figure IV.4.**Mode 3, Rotation suivant l'axe z-z

**IV.5.3. Vérification de l'effort normal réduit**

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{IV-8}) \quad \text{Art (7.4.3.1) [2]}$$

Tel que :

$N$  : L'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B$  : Section du béton.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton à la compression.

**Tableau IV.5.** Résumé des résultats

| niveaux   | B (m <sup>2</sup> ) | N(KN)    | N <sub>rd</sub> | remarque |
|---|---------------------|----------|-----------------|----------|
| S-sol et RDC et 1 <sup>er</sup> étage                 | 0.6*0.55            | 2223.645 | 0.26            | Vérifiée |
| 2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> étage            | 0.55*0.50           | 1595.413 | 0.23            | Vérifiée |
| 4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage            | 0.50*0.45           | 1020.655 | 0.18            | Vérifiée |
| 6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> et salle machine | 0.45*0.4            | 507.297  | 0.11            | Vérifiée |

**IV.5.4. Vérification de la résultante des forces sismiques**

En se référant à l'article **4-3-6 du RPA99/Version2003**, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base  $V_r$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

**Tableau IV.6.** Vérification de la résultante des forces sismiques

| Sens | $V_{dy}$ (KN) | $V_{st}$ (KN) | $0.8 \times V_{st}$ | Remarque |
|------|---------------|---------------|---------------------|----------|
| x-x  | 2029.865      | 2277.444      | 1821.955            | Vérifiée |
| y-y  | 2199.679      | 2749.597      | 2199.677            | Vérifiée |

### IV.5.5. Calcul des déplacements

Selon le RPA 99 /2003(5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale a :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \Longrightarrow \quad \Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$\delta_k$  : Déplacement horizontal a chaque niveau (K) de la structure donne par (art4.4.3) [2]

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$

R : coefficient de comportement (R=5)

Le RPA (art 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.

Tous les résultats sont regroupes dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7.** Vérification des déplacements

| Niveau | Sens xx               |                    |                        |                    |               |                       | Sens yy               |                    |                        |                    |                       |
|--------|-----------------------|--------------------|------------------------|--------------------|---------------|-----------------------|-----------------------|--------------------|------------------------|--------------------|-----------------------|
|        | $\delta_{ek}$<br>(cm) | $\delta_k$<br>(cm) | $\delta_{k-1}$<br>(cm) | $\Delta_k$<br>(cm) | $h_k$<br>(cm) | $\Delta_k/h_k$<br>(%) | $\delta_{ek}$<br>(cm) | $\delta_k$<br>(cm) | $\delta_{k-1}$<br>(cm) | $\Delta_k$<br>(cm) | $\Delta_k/h_k$<br>(%) |
| 1      | 0,14                  | 0,7                | 0                      | 0,70               | 306           | 0,22                  | 0,03                  | 0,150              | 0                      | 0,15               | 0,049                 |
| 2      | 0,43                  | 2,15               | 0,7                    | 1,45               | 340           | 0,42                  | 0,09                  | 0,450              | 0,150                  | 0,30               | 0,088                 |
| 3      | 0,77                  | 3,85               | 2,15                   | 1,70               | 340           | 0,50                  | 0,16                  | 0,800              | 0,450                  | 0,35               | 0,103                 |
| 4      | 1,13                  | 5,65               | 3,85                   | 1,80               | 340           | 0,52                  | 0,24                  | 1,200              | 0,800                  | 0,40               | 0,118                 |
| 5      | 1,47                  | 7,35               | 5,65                   | 1,70               | 340           | 0,50                  | 0,32                  | 1,600              | 1,200                  | 0,40               | 0,118                 |
| 6      | 1,78                  | 8,9                | 7,35                   | 1,55               | 340           | 0,45                  | 0,39                  | 1,950              | 1,600                  | 0,35               | 0,103                 |
| 7      | 2,05                  | 10,25              | 8,9                    | 1,35               | 340           | 0,39                  | 0,45                  | 2,250              | 1,950                  | 0,30               | 0,088                 |
| 8      | 2,26                  | 11,3               | 10,25                  | 1,05               | 340           | 0,30                  | 0,5                   | 2,500              | 2,250                  | 0,25               | 0,074                 |
| 9      | 2,42                  | 12,1               | 11,3                   | 0,80               | 340           | 0,23                  | 0,54                  | 2,700              | 2,500                  | 0,20               | 0,059                 |
| 10     | 2,52                  | 12,6               | 12,1                   | 0,50               | 306           | 0,16                  | 0,56                  | 2,800              | 2,700                  | 0,10               | 0,033                 |

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k \max} = 1.8 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.4 \text{ cm} .$$

### IV.5.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \text{ RPA99 (Article 5.9)}$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

$h_k$  : hauteur d'étage (k)

Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : Les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$ .

Si  $\theta_k > 0.20$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner.

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

**Tableau IV.8.** Vérification des effets P- $\Delta$ .

| Niveau<br>(m) | $h_k$<br>(cm) | $P_k$<br>(KN) | Sens xx         |            |            | Sens yy         |            |            |
|---------------|---------------|---------------|-----------------|------------|------------|-----------------|------------|------------|
|               |               |               | $\Delta_k$ (cm) | $V_k$ (KN) | $\theta_k$ | $\Delta_k$ (cm) | $V_k$ (KN) | $\theta_k$ |
| 1             | 306           | 33580,1       | 0,7             | 1646,531   | 0,047      | 0,15            | 2080,867   | 0,008      |
| 2             | 340           | 29190,9       | 1,45            | 1576,926   | 0,079      | 0,3             | 2149,012   | 0,012      |
| 3             | 340           | 24666,3       | 1,7             | 1551,206   | 0,080      | 0,35            | 2043,33    | 0,012      |
| 4             | 340           | 20388,5       | 1,8             | 1384,176   | 0,078      | 0,4             | 1883,976   | 0,013      |
| 5             | 340           | 16068,0       | 1,7             | 1289,675   | 0,062      | 0,4             | 1691,396   | 0,011      |
| 6             | 340           | 11964,3       | 1,55            | 1052,067   | 0,052      | 0,35            | 1455,827   | 0,008      |
| 7             | 340           | 7854,1        | 1,35            | 896,305    | 0,035      | 0,3             | 1185,019   | 0,006      |
| 8             | 340           | 3933,2        | 1,05            | 612,318    | 0,020      | 0,25            | 866,866    | 0,003      |
| 9             | 340           | 440,6         | 0,8             | 530,023    | 0,002      | 0,2             | 602,63     | 0,0004     |
| 10            | 306           | 0             | 0,5             | 61,0       | 0,000      | 0,1             | 58,582     | 0,000      |

La condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- $\Delta$  peuvent être négligés.

#### IV.5.7. Justification de la largeur des joints sismique

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale  $d_{\min}$  satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15_{\text{mm}} + (\delta_1 + \delta_2)_{\text{mm}} \geq 40_{\text{mm}} \quad \text{RPA (Article 5.8).}$$

$\delta_1$  et  $\delta_2$  : déplacement maximaux des deux blocs, calculée au niveau du sommet de bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et, éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

$$\delta_{\max} = 126 \text{ mm.}$$

$$d_{\min} = 15 + (126 + 126) = 267 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm.}$$

**Conclusion**

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous à donnée les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées et ont les nouvelles sections suivantes :

Les poteaux :

Sous-sol, RDC et 1<sup>er</sup> étages :  $(b \times h) = (55 \times 60) \text{ cm}^2$ .

2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> étages :  $(b \times h) = (50 \times 55) \text{ cm}^2$ .

4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> étages :  $(b \times h) = (45 \times 50) \text{ cm}^2$ .

6<sup>eme</sup> et 7<sup>eme</sup> étages et salle machine:  $(b \times h) = (40 \times 45) \text{ cm}^2$ .



## Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments porteurs principaux, constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux-poutres) et les voiles. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

### V.1. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments destinée à reprendre et transmettre les sollicitations (effort normaux et moments fléchissant) à la base de la structure .leur ferrailage se fait à la flexion composé selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

|                              |   |                              |
|------------------------------|---|------------------------------|
| 1.35G+1.5Q.....              | 1 | } <i>RPA99 (Article 5.2)</i> |
| G+Q.....                     | 2 |                              |
| G + Q ± E <sub>x</sub> ..... | 3 |                              |
| G+Q± E <sub>y</sub> .....    | 4 |                              |
| 0.8G ± E <sub>x</sub> .....  | 5 |                              |
| 0.8G± E <sub>y</sub> .....   | 6 |                              |

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

|                    |                            |
|--------------------|----------------------------|
| N <sub>max</sub> → | M <sub>correspondant</sub> |
| N <sub>min</sub> → | M <sub>correspondant</sub> |
| M <sub>max</sub> → | N <sub>correspondant</sub> |

#### V.1.1. Recommandations du RPA99 (version 2003)

##### ❖ Les armatures longitudinales : RPA99/2003(Art7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être calculées à la flexion composée.

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa)
- $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante)
- $A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement)
- $\Phi_{min} = 12\text{mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa
- La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (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  $h'$  tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right).$$

Avec :

$h$ : la hauteur de la poutre principale

$h_e$ : hauteur d'étagée.

$b_1$  et  $h_1$  : les dimensions du poteau.

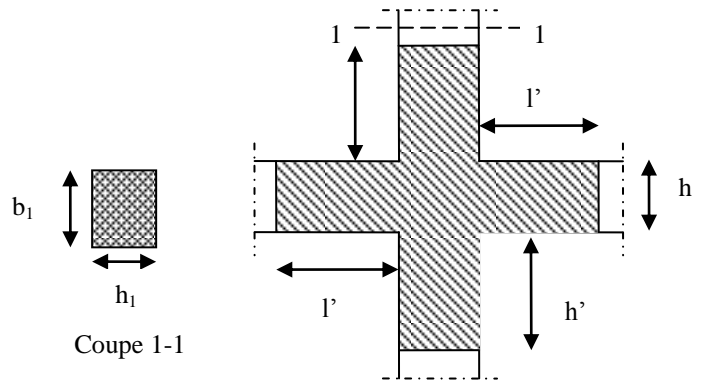


Figure V.1. la zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.1.** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA

| Niveau                                       | Section du poteau (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone courante | A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) Zone de recouvrement |
|--|--------------------------------------|-------------------------------------|---|--|
| RDC, S.S et 1 <sup>er</sup> étage            | 60x55                                | 26.4                                | 132   | 198  |
| 2 et 3 <sup>ème</sup> étage                  | 55x50                                | 22                                  | 110   | 165  |
| 4, 5 <sup>ème</sup> étage                    | 50x45                                | 18                                  | 90  | 135  |
| 6 et 7 <sup>ème</sup> étage et salle machine | 45x40                                | 14.4                                | 72  | 108  |

❖ **Les armatures transversales :** RPA99 (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\text{Suivante : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur total de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

$t$  : espacement entre les armatures transversales telle que :

$$\left\{ \begin{array}{l} t \leq \min(10 \times \phi_l, 15\text{cm}) \text{ (Zone nodale).} \\ t \leq 15 \times \phi_l \text{ (Zone courante).} \\ (\phi_l \text{ Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau).} \end{array} \right.$$

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g \text{ élancement géométrique).} \\ \lambda_g = \left( \frac{l_f}{b_1} \text{ ou } \frac{l_f}{h_1} \right) \end{array} \right.$$

Avec :

- $l_f$  la longueur de flambement du poteau
- $b_1$  et  $h_1$  : la section droite de poteau dans la direction déformation considérées.

La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{t \times b_1}$  en pourcentage est :

- 0.3% si  $\lambda_g \geq 5$

- 0.8% si  $\lambda_g \leq 3$

- Interpoler entre les valeurs limites précédentes si  $3 < \lambda_g < 5$ .

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de  $10\phi$ .

### V.1.2. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.2.** Sollicitations dans les poteaux.

| Section | co | $N_{\min}$ , $M_{\text{corr}}$ |          | co | $M_{\max}$ , $N_{\text{corr}}$ |         | co | $N_{\max}$ , $M_{\text{corr}}$ |          | $V_U(\text{KN})$ |
|---------|----|--------------------------------|----------|----|--------------------------------|---------|----|--------------------------------|----------|------------------|
|         |    | N (KN)                         | M (KN.m) |    | M (KN.m)                       | N (KN)  |    | N (KN)                         | M (KNm)  |                  |
| 60x55   | 1  | 3087.467                       | 17.2271  | 4  | 125.6867                       | 404.543 | 5  | 17.06                          | 106.0188 | 110.692          |
| 55x50   | 1  | 1963.649                       | 44.773   | 4  | 128.618                        | 716.626 | 5  | 17.394                         | 10.502   | 108.54           |
| 50x45   | 1  | 1285.308                       | 41.851   | 4  | 109.191                        | 495.031 | 5  | 15.962                         | 7.722    | 93.476           |
| 45x40   | 1  | 651.524                        | 35.976   | 4  | 81.876                         | 371.907 | 4  | 2.767                          | 4.148    | 70.757           |



$$M = 125.686 \text{KN.m}$$

$$e_G = M/N = 0.310 \text{m}$$

$e_G = 0.31 \text{m} > h/2 = 0.6/2 = 0.3 \text{m} \Rightarrow$  le centre de pression est à l'extérieure de la section entre les armatures (AA').

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$M_{uA} = M + N(d-h/2) = 125.686 + 404.543(0.55-0.3) = 226.82 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{226.82 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.55^2 \times 18.48} = 0.073$$

$$\mu_{bu} = 0.096 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.095$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.528 \text{m}$$

$$A_l = \frac{M_{uA}}{z \cdot f_{st}} = \frac{226.82 \times 10^{-3}}{0.528 \times 400} = 1.07 \times 10^{-3} \text{m}^2$$

$$A = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 1.07 \times 10^{-3} - \frac{404.543 \times 10^{-3}}{400} = 0.61 \text{cm}^2 \Rightarrow A = 0.61 \text{cm}^2$$

### c) Calcul sous $N_{\min}$ et $M_{\text{cor}}$ :

$$d = 0.55 \text{m} \text{ et } d' = 0.05 \text{m}$$

$$N = 17.06 \text{KN}$$

$$M = 106.0188 \text{KN.m} \Rightarrow e_G = M/N = 6.21 \text{m}$$

$e_G > h/2 = 0.6/2 = 0.3 \text{m} \Rightarrow$  le centre de pression est à l'extérieure de la section.

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$M_{uA} = M + N \times (d-h/2) = 106.0188 + 17.06 \times (0.55-0.3) = 110.28 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{110.28 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.55^2 \times 18.48} = 0.035$$

$$\mu_{bu} = 0.035 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.045$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.539 \text{m}$$

$$A_l = \frac{M_{uA}}{z \cdot f_{st}} = \frac{110.28 \times 10^{-3}}{0.539 \times 400} = 5.106 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$$A = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 5.106 \times 10^{-4} - \frac{17.06 \times 10^{-3}}{400} = 4.68 \text{cm}^2$$

$$\text{Donc } A = 4.68 \text{cm}^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures longitudinales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Le ferrailage des poteaux est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau V.3.** Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux

| Niveau   | Section (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A' (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Barres             |
|--|----------------------------|-------------------------------------|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|--------------------|
| S-Sol<br>RDC,<br>1 <sup>ère</sup> étage                    | 60×55                      | 4.68                                | 0                     | 26.4                                | 28.65                                | <b>4HA20+8HA16</b> |
| 2 <sup>ème</sup> et<br>3 <sup>ème</sup><br>étages          | 55×50                      | 0.29                                | 0                     | 22                                  | 24.13                                | <b>12HA16</b>      |
| 4 <sup>ème</sup> et<br>5 <sup>ème</sup><br>étages          | 50×45                      | 0.21                                | 0                     | 18                                  | 18.47                                | <b>12HA14</b>      |
| 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup><br>et salle<br>machine | 45×40                      | 0.54                                | 0                     | 14.4                                | 15.21                                | <b>4HA14+8HA12</b> |

### V.1.3.2. Sections des armatures transversales dans les poteaux :

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales, Le tableau ci-dessous comporte les sections calculées et les minimums préconisés par le **RPA99/2003**.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_c}$$

#### Exemple de calcul

On prend comme exemple le poteau (60\*55) cm<sup>2</sup> pour le calcul des armatures transversales :

$$L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142\text{m}$$

$$\lambda_g = L_f/b = 2.142/0.55 = 3.89$$

$$\lambda_g = 3.89 < 5 \longrightarrow \rho = 3.75$$

$$A_t = \frac{3.75 \times 110.692 \times 10^{-3}}{3.06 \times 400} \times 15 \times 10^{-2} = 0.508\text{cm}^2$$

$$A_{t\min} = 0.28\% \ t \ b_1 = 2.31\text{cm}^2$$

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

**Tableau V.4.** Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

| Niveau                            | Sous-sol | RDC et 1 <sup>er</sup> étage | 2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> étage | 4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage | 6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> étage | Salle machine |
|-----------------------------------|----------|------------------------------|--|--|--|---------------|
| Section (cm)                      | 60*55    | 60*55                        | 55*50                                      | 50*45                                      | 45*40                                      | 45*40         |
| $\phi_l^{\max}$ (cm)              | 2        | 2                            | 2  | 1.4  | 1.4  | 1.4           |
| $\phi_l^{\min}$ (cm)              | 1.6      | 1.6                          | 1.4  | 1.4  | 1.2  | 1.2           |
| $l_f$ (cm)                        | 214.2    | 238                          | 238  | 238  | 238  | 214.2         |
| $\lambda_g$                       | 3.89     | 4.32                         | 4.76                                       | 5.28                                       | 5.95                                       | 5.35          |
| $V_u$ (KN)                        | 110.692  | 110.692                      | 108.54                                     | 93.476                                     | 70.757                                     | 70.757        |
| $S_{tzone\ nodale}$ (cm)          | 10       | 10                           | 10   | 10   | 10   | 10            |
| $S_{t\ zone\ courante}$ (cm)      | 15       | 15                           | 15   | 15   | 15   | 15            |
| $A'$ (cm <sup>2</sup> )           | 0.508    | 0.459                        | 0.489                                      | 0.257                                      | 0.195                                      | 0.216         |
| $A'_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )    | 2.31     | 2.31                         | 2.1  | 2.025                                      | 1.8  | 1.8           |
| $A'_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> ) | 2.36     | 2.36                         | 2.36                                       | 2.36                                       | 2.01                                       | 2.01          |
| Nombre de barre                   | 3HA10    | 3HA10                        | 3HA10                                      | 3HA10                                      | 4HA8                                       | 4HA8          |

#### V.1.4. Vérifications

- **Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme**

Selon le BAEL99(Art4.4.1) Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \lambda_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93( Article B.8.4.1)}$$

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

$B_r$  : Section réduite du béton

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$\gamma_b = 1.5$  : coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s = 1.15$  : coefficient de sécurité de l'acier.

$l_f$  : longueur de flambement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha/1.1$   
 L'élancement mécanique est donné par :

$\lambda = 3.46 \times l_f/b$  pour les sections rectangulaires,

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le poteau (60\*55) de sous-sol

$l_0 = 3.06\text{m}$  et un effort normal égal à : 3087.467KN.

$L_f = 0.7 \times l_0 = 2.142\text{m}$  (Longueur de flambement).

$$\lambda = 3.46 \times \frac{2.142}{0.55} = 13.47$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{13.47}{35}\right)^2} = 0.825 \longrightarrow \alpha = 0.825/1.1 = 0.750$$

$$B_r = (0.6 - 0.02) \times (0.55 - 0.02) = 0.3074\text{m}^2 \quad (\text{Section réduite}).$$

$$N_u = 0.750 \left( \frac{0.3074 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{28.65 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right) = 5016.835\text{KN}.$$

On a  $N_d = 3087.467\text{KN} < N_u = 5016.835\text{KN}$  Condition vérifiée.

Donc pas de risque de flambement.

Le tableau ci dessous résume les calculs effectués :

**Tableau V.5.** Justification de l'effort normal ultime.

| Niveaux | Section (cm <sup>2</sup> ) | L <sub>0</sub> (cm) | l <sub>f</sub> (cm) | λ     | α     | As (cm <sup>2</sup> ) | B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> ) | N <sub>d</sub> (KN) | N <sub>ultime</sub> (KN) |
|---------|----------------------------|---------------------|---------------------|-------|-------|-----------------------|-----------------------------------|---------------------|--------------------------|
| S.SOL   | 60*55                      | 306                 | 214.2               | 13.47 | 0.750 | 28.65                 | 3074                              | 3087.467            | 5016.835                 |



|   |       |     |       |       |       |       |      |          |          |
|---|-------|-----|-------|-------|-------|-------|------|----------|----------|
| <b>RDC et 1<sup>er</sup> étage</b>              | 60*55 | 340 | 238   | 14.97 | 0.739 | 28.65 | 3074 | 3087.467 | 4943.255 |
| <b>2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> étage</b> | 55*50 | 340 | 238   | 16.47 | 0.740 | 24.13 | 2544 | 1963.649 | 4107.307 |
| <b>4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> étage</b> | 50*45 | 340 | 238   | 18.3  | 0.732 | 18.47 | 2064 | 1285.308 | 3268.128 |
| <b>6<sup>eme</sup> et 7<sup>eme</sup> étage</b> | 45*40 | 340 | 238   | 20.58 | 0.722 | 15.21 | 1634 | 651.524  | 2566.687 |
| <b>Salle machine</b>                            | 45*40 | 306 | 214.2 | 18.53 | 0.732 | 15.21 | 1634 | 651.524  | 2602.237 |

Du tableau ci-dessus on ne constate que  $N_{max} < N_u$

Donc pas de risque de flambement.

• **Vérification des contraintes**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :  $\sigma_{bc1}$  est le béton dans la fibre supérieure

Et  $\sigma_{bc2}$  est le béton dans la fibre inférieure

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{Gser}}{I_{yy'}} \times v \quad ; \quad \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{Gser}}{I_{yy'}} \times v'$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$M_{Gser} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - v \right)$$

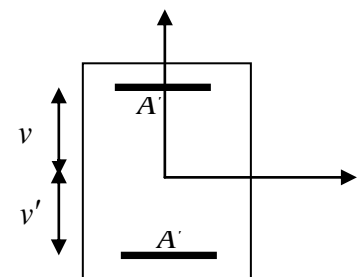
$$S = b \times h \times +15(A + A')$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')}$$

Et  $v' = h - v$

On a :  $A' = 0 \Rightarrow I_{yy'} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$



FigureV.2.Section d'un poteau

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci dessous :

**Tableau V.6.** Vérification des contraintes dans le béton

| Niveau                             | s-sol, RDC et<br>1 <sup>er</sup> étage | 2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup><br>étage | 4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup><br>étage | 6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> et<br>salle machine |
|------------------------------------|--|---|---|---|
| Section (cm <sup>2</sup> )         | 60*55                                  | 55*50   | 50*45   | 45*40   |
| d(cm)                              | 55                                     | 50  | 45  | 40  |
| A'(cm <sup>2</sup> )               | 0                                      | 0   | 0   | 0   |
| A(cm <sup>2</sup> )                | 28.65                                  | 24.13   | 18.47   | 15.21   |
| V(cm)                              | 32.88                                  | 30.12   | 27.19   | 24.46   |
| V'(cm)                             | 27.12                                  | 24.88   | 22.81   | 20.54   |
| S (cm <sup>2</sup> )               | 3729.75                                | 3111.95                                       | 2527.05                                       | 2028.15   |
| I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> ) | 1736331.548                            | 855154.118                                    | 567420.404                                    | 365761.188  |
| N <sub>ser</sub> (KN)              | 2247.805                               | 1429.983                                      | 936.321                                       | 475.176   |
| M <sub>ser</sub> (KN.m)            | 47.3009                                | 46.499  | 41.361  | 41.052  |
| M <sub>Gser</sub> (KN.m)           | 112.037                                | 83.964  | 61.866  | 50.365  |
| σ <sub>bc1</sub> (MPa)             | 8.148                                  | 7.552   | 6.669   | 5.088   |
| σ <sub>bc2</sub> (Mpa)             | 4.276                                  | 2.152   | 1.218   | 0.485   |
| $\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)          | 15                                     | 15  | 15  | 15  |
| observation                        | Vérifiée                               | vérifiée                                      | vérifiée                                      | vérifiée  |

Du tableau ci- dessus on remarque que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

- **Vérification aux sollicitations tangentiels**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Telle que :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \text{ RPA 99 (Article 7.4.3.2)} \end{cases}$$

Avec :  $\tau_{bu}$  est La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci dessous :

**Tableau V.7.** Vérification des contraintes dans le béton.

| Niveau                                     | Section (cm <sup>2</sup> ) | $\lambda_g$ | $\rho_d$ | d (c m) | $V_u$ (KN) | $\tau$ MPa | $\bar{\tau}_{adm}$ MPa | observation |
|--|----------------------------|-------------|----------|---------|------------|------------|------------------------|-------------|
| Sous-sol                                   | 60x55                      | 3.89        | 0.04     | 55      | 110.692    | 0.36       | 1                      | vérifiée    |
| RDC et 1 <sup>er</sup> étage               | 60x55                      | 4.32        | 0.04     | 55      | 110.692    | 0.36       | 1                      | vérifiée    |
| 2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> étage | 55x50                      | 4.76        | 0.04     | 50      | 108.54     | 0.43       | 1                      | vérifiée    |
| 4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage | 50x45                      | 5.28        | 0.075    | 45      | 93.476     | 0.46       | 1.875                  | vérifiée    |
| 6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> étage | 45x40                      | 5.95        | 0.075    | 45      | 70.457     | 0.44       | 1.875                  | vérifiée    |
| Salle machine                              | 45x40                      | 5.35        | 0.075    | 45      | 70.457     | 0.44       | 1.875                  | vérifiée    |

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le **RPA99/2003** sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

### V.1.5. Disposition constructive des poteaux

#### • Longueur de recouvrement

$$L_r > 40 * \phi :$$

$$\phi = 20mm \rightarrow L_r > 40 * 2 = 80cm.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 85cm.$$

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r > 40 * 1.6 = 64cm.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70cm.$$

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r > 40 * 1.4 = 56cm.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60cm.$$

$$\phi = 12mm \rightarrow L_r > 40 * 1.2 = 48cm.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 50cm.$$

• **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.

**Avec :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

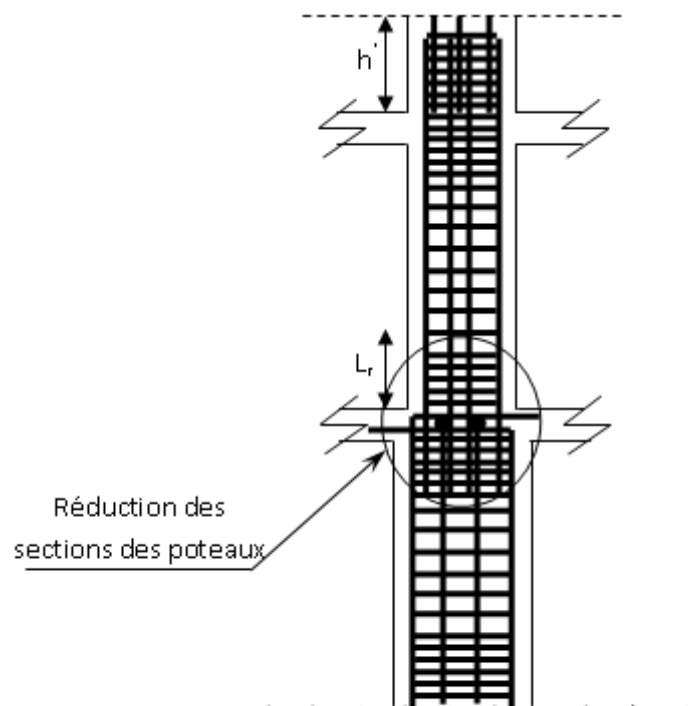
$$L' = 2h$$

$h_e$  : Hauteur de chaque niveau.

On adopte pour tous les niveaux :

$$h' = 60\text{cm}.$$

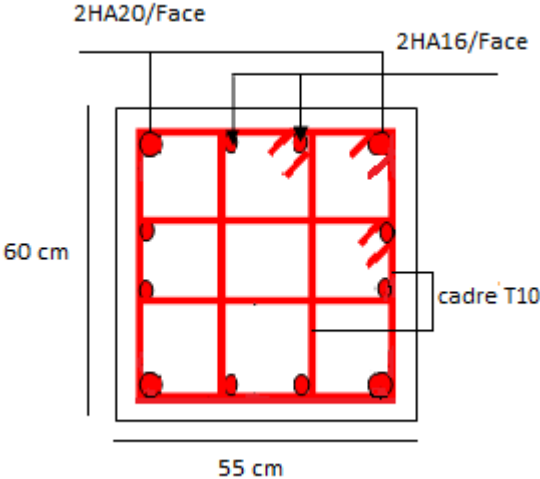
$$L' = 90\text{cm}.$$



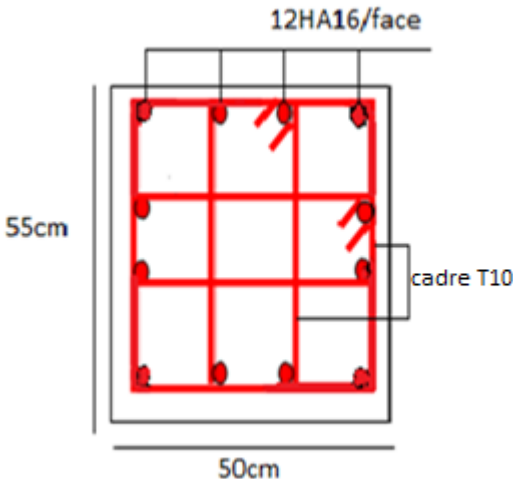
**Figure V. 3.** Disposition des armatures des poteaux

V.1.6.Schémas de ferrailages des poteaux

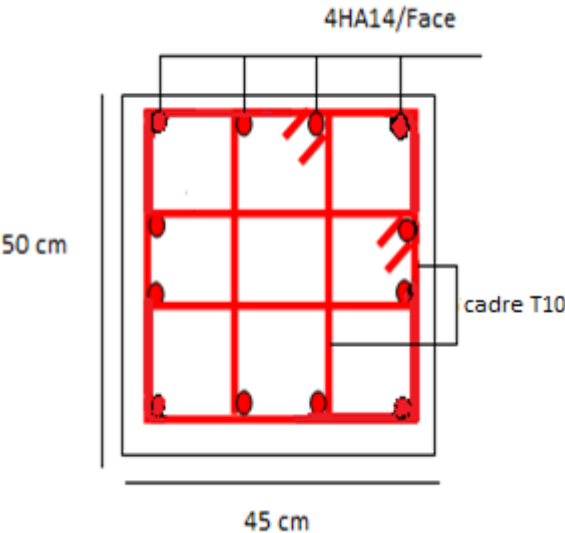
S-sol ; RDC et 1<sup>er</sup> étage



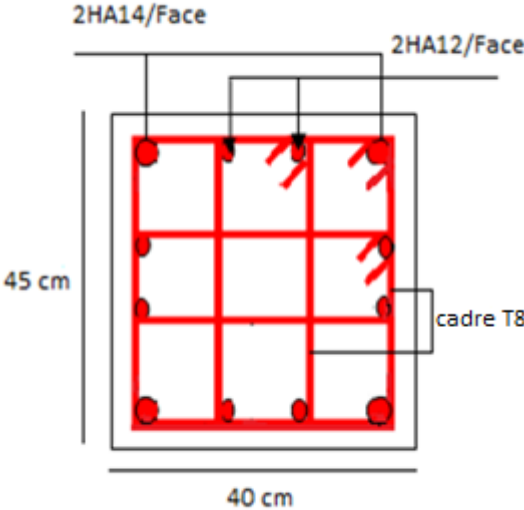
2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> étage



4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> étage



6<sup>eme</sup> ; 7<sup>eme</sup> et salle machine



## V.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 qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $N$ ,  $T$ ) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q$
- 3).  $G+Q+E$
- 4).  $G+Q-E$
- 5).  $0.8G+E$
- 6).  $0.8G-E$

### V.2.1. Ferrailage

#### a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

Avec :  $\Phi_{\max}$  : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à  $90^\circ$ .
- Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

### b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_1)$  en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

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 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

### V.2.2 Dispositions constructives des portiques (RPA 99 (Figure 7.5))

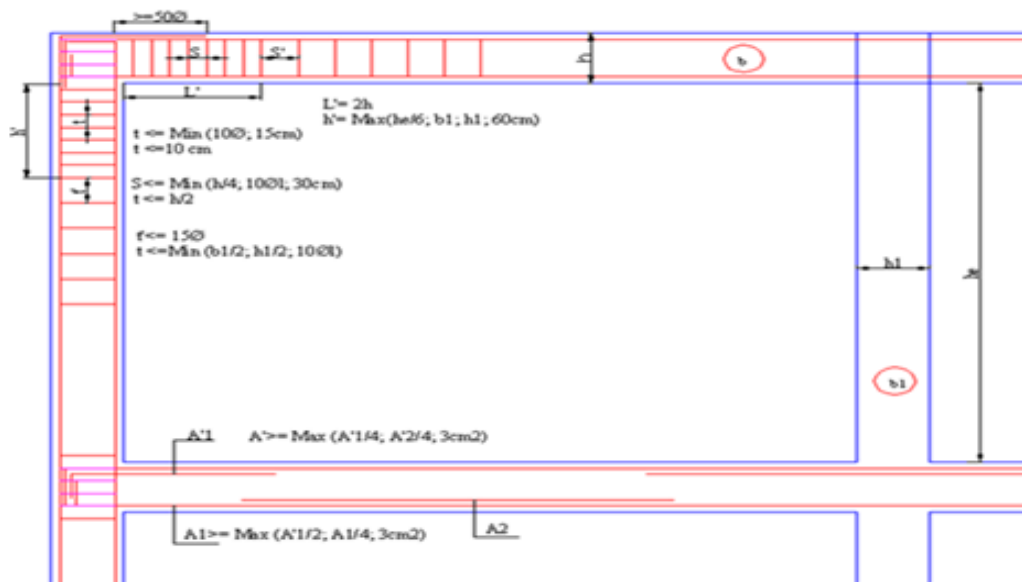


Figure V.4. Disposition constructif des poutres

**V.2.3.Recommandation de BAEL**

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

**V.2.4. Calcul du ferrailage****Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple)**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

**Calcul du moment réduit ultime**

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si  $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$  alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si  $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$  alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

**Exemple de calcul**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×45) de RDC

$$\text{Avec les sollicitations suivantes : } \begin{cases} Mt = 109.52 \text{KN.m} \dots (G+Q+E_x) \\ Ma = 106.62 \text{KN.m} \dots (G+Q-E_x) \end{cases}$$

**Armatures en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{109.52 \times 10^6}{300 \times 420^2 \times 18.48} = 0.111$$

$$\mu_{bu} = 0.111 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.15$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 395 \text{mm}$$



$$A_{st} = \frac{M_U}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{109.52 \times 10^6}{395 \times 400} = 6.93 \text{ cm}^2$$

**Armatures en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{106.62 \times 10^6}{300 \times 420^2 \times 18.48}$$

$$\mu_{bu} = 0.109 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.144$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 395 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{106.62 \times 10^6}{395 \times 348} = 7.75 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

**Tableau V.8.** Ferrailage des poutres principales et secondaires

| Niveau                    | Type de poutre    | section | localis | M (KN.m) | V (KN) | A calcul (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>dopté</sub> (cm <sup>2</sup> ) | N <sup>bre</sup> de barres |
|---------------------------|-------------------|---------|---------|----------|--------|-----------------------------|-------------------------------------|---------------------------------------|----------------------------|
| Sous –sol                 | Poutre principale | 30×45   | Appuis  | 106.62   | 120.13 | 7.75                        | 6.75                                | 6.79                                  | 6T12                       |
|                           |                   |         | Travée  | 109.52   |        | 6.93                        |                                     | 6.79                                  | 6T12                       |
|                           | Poutre secondaire | 30×40   | Appuis  | 92.19    | 161.85 | 7.74                        | 6                                   | 6.79                                  | 6T12                       |
|                           |                   |         | Travée  | 79.24    |        | 6.56                        |                                     | 6.79                                  | 6T12                       |
| RDC, Etage 1 à 6          | Poutre principale | 30×45   | Appuis  | 96.13    | 92.5   | 7                           | 6.75                                | 6.79                                  | 6T12                       |
|                           |                   |         | Travée  | 79.24    |        | 6.56                        |                                     | 6.79                                  | 6T12                       |
|                           | Poutre secondaire | 30×40   | Appuis  | 70.72    | 42.06  | 5.8                         | 5.25                                | 6.79                                  | 6T12                       |
|                           |                   |         | Travée  | 93.54    |        | 7.87                        |                                     | 6.79                                  | 6T12                       |
| Terrasse Et salle machine | Poutre principale | 30×45   | Appuis  | 47.55    | 79.27  | 3.33                        | 6                                   | 3.39                                  | 3T12                       |
|                           |                   |         | Travée  | 68       |        | 4.83                        |                                     | 6.79                                  | 6T12                       |
|                           | Poutre secondaire | 30×40   | Appuis  | 46.41    | 37.2   | 3.72                        | 5.25                                | 6.79                                  | 6T12                       |
|                           |                   |         | Travée  | 58.91    |        | 4.76                        |                                     | 6.79                                  | 6T12                       |

**V.2.5 Vérification des armatures selon le RPA 99**

- Pourcentage maximum des armatures longitudinales

$$\text{En zone courante : P.P : } A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$$

$$P.S : A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$$

**En zone de recouvrement:**  $P.P : A_{\max} = 6\%b.h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

$$P.S : A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$$

- **Les longueurs de recouvrement**

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 12 \text{ cm} \Rightarrow l_r > 48 \text{ cm}; \quad \text{on adopte } l_r = 50 \text{ cm}$$

### V.2.6. Les armatures transversales

#### a). Calcul de $\Phi_t$

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

- **Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(12; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(12; 1.28; 3)$$

Donc on prend  $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier)

- **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(12; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(12; 1.14; 3)$$

Donc on prend  $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier)

#### b). Calcul des espacements des armatures transversales

- Selon le **RPA 99**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t; 30 \text{ cm}\right)$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

- ◆ **Poutres principales**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow S_t \leq \min(11.25; 14.4.8; 30) \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 22.5 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 20 \text{ cm}$

◆ **Poutres secondaires**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \varphi_l; 30\text{cm}\right) \Rightarrow S_t \leq \min(10; 14.4; 30\text{cm})$$

Soit  $S_t=10\text{cm}$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm}$$

Soit  $S_t=20\text{cm}$

**a) Vérification des sections d'armatures transversales**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.8\text{cm}^2$$

$$A_t > A_t^{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**V.2.7. Vérification à l'ELU**

**a).Condition de non fragilité BAEL91 (Art F.IV.2)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.45\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**b).Contrainte tangentielle maximale**

**Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible } \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}.$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.1. Vérification des contraintes tangentielle**

| Poutres     | Vu (KN) | $\tau_{bu}$ (MPa) | $\bar{\tau}$ (MPa) | Observation |
|-------------|---------|-------------------|--------------------|-------------|
| principales | 120.13  | 0.95              | 3.33               | Vérifiée    |
| secondaires | 161.85  | 1.45              | 3.33               | Vérifiée    |

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

**c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$\checkmark \text{ Appuis de rives } A_t > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1). \quad \text{BAEL91 (Art H.IV.2)}$$

✓ Appuis intermédiaires  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots \dots \dots (2)$

$\gamma_s = 1.15$

$f_e = 400 MPa$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

**Tableau V.10.** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

| Poutres     | $A_l (cm^2)$ | $V_u (KN)$ | $M_a (KN.m)$ | $A_l^{rive} (cm^2)$ | $A_l^{int} (cm^2)$ | Observation |
|-------------|--------------|------------|--------------|---------------------|--------------------|-------------|
| Principales | 06.79        | 120.13     | 106.62       | 3.06                | -4.05              | Vérifiée    |
| Secondaires | 06.79        | 161.85     | 92.19        | 4.65                | -2.35              | Vérifiée    |

**V.2.8. Vérification à l’ELS**

**a). Etat limite de compression du béton**

$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.11.** Vérification de l’état limite de compression du béton

| Poutres | Localisation | $M_{ser} (KN.m)$ | $I (cm^4)$ | $Y (cm)$ | $\sigma_{bc} (MPa)$ | $\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$ | Observation |
|---------|--------------|------------------|------------|----------|---------------------|---------------------------|-------------|
| PP      | Appuis       | 40.77            | 121367.5   | 14.76    | <b>4.95</b>         | <b>15</b>                 | vérifiée    |
|         | Travées      | 33.15            | 121367.5   | 14.76    | <b>4.03</b>         | <b>15</b>                 | vérifiée    |
| PS      | Appuis       | 58.34            | 67264.3    | 13.67    | <b>11.85</b>        | <b>15</b>                 | vérifiée    |
|         | Travées      | 37.55            | 67264.3    | 13.67    | <b>7.63</b>         | <b>15</b>                 | vérifiée    |

**b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D’après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

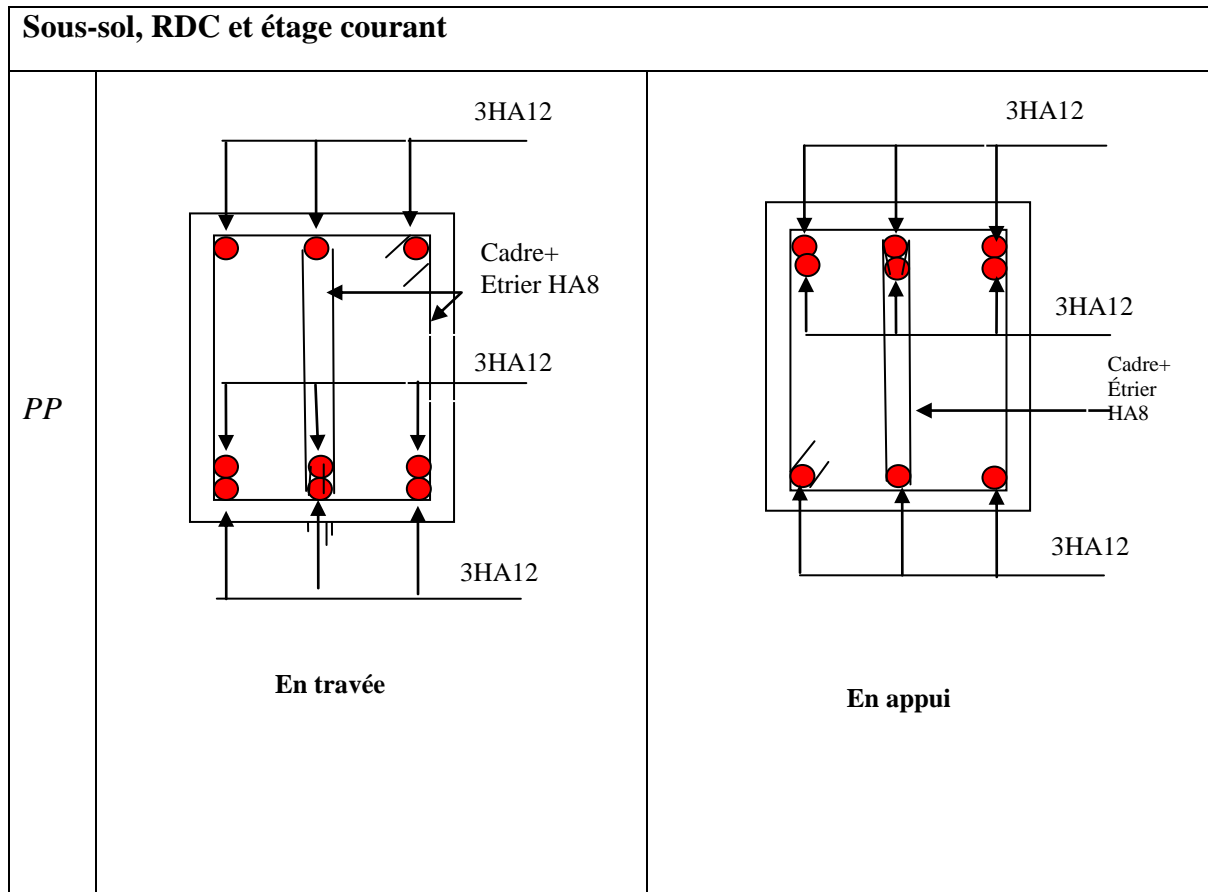
1.  $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$

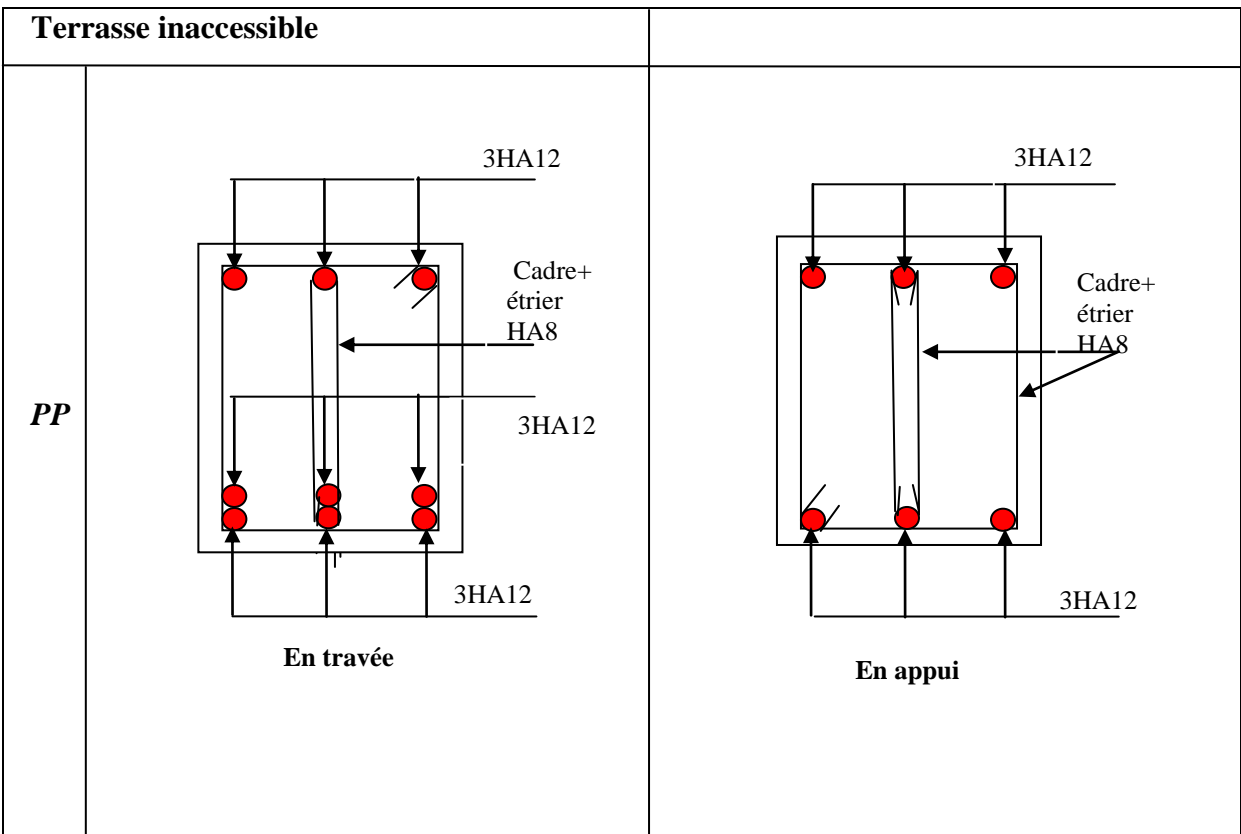
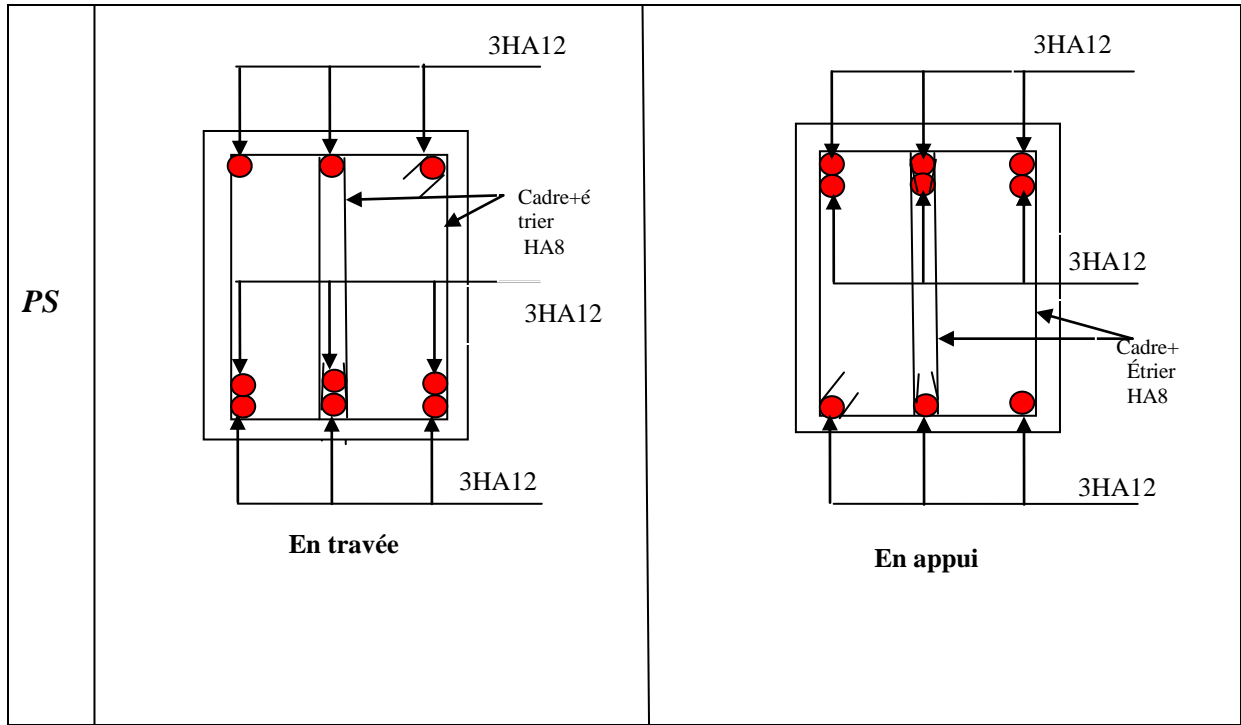
**Tableau V.12.** Vérification de la flèche pour les poutres

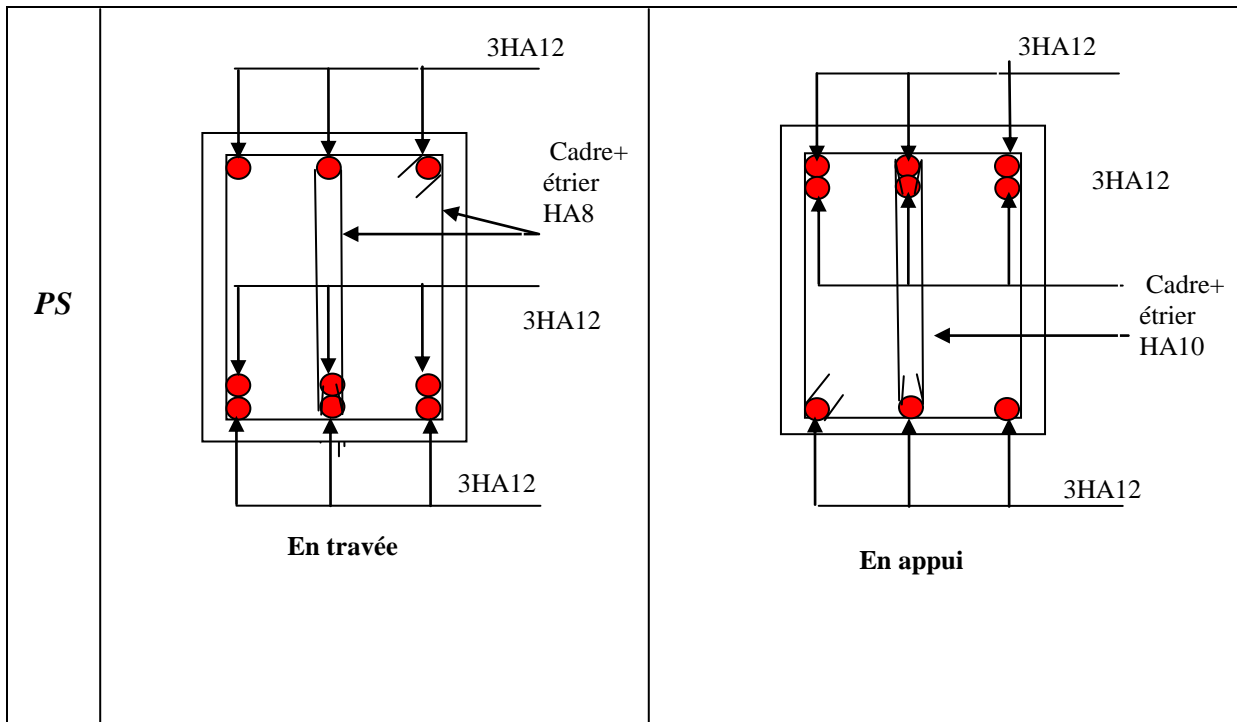
|           | $h_t$<br>cm | $b$<br>cm | $L$<br>cm | $A_s$<br>cm <sup>2</sup> | $\frac{h_t}{l}$ | $\frac{M_t}{10 \times M_0}$ | $\frac{A_s}{b_0 \times d}$ | $\frac{4.2}{f_e}$ | $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$ | $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$ | $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ |
|-----------|-------------|-----------|-----------|--------------------------|-----------------|-----------------------------|----------------------------|-------------------|--------------------------------|-------------------------------------|---|
| <b>PP</b> | 45          | 30        | 5.86      | 6.79                     | 0.08            | 0.022                       | 0.0016                     | 0.01              | Vérifiée                       | Vérifiée                            | Vérifiée  |
| <b>PS</b> | 40          | 30        | 5.86      | 6.79                     | 0.068           | 0.005                       | 0.0018                     | 0.01              | Vérifiée                       | Vérifiée                            | Vérifiée  |

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

**V.2.9. Schéma de ferrailage des Poutres**







**V.2.10. Vérification des zones nodales**

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux le **RPA99 (Art 7. 6. 2)** exige que :

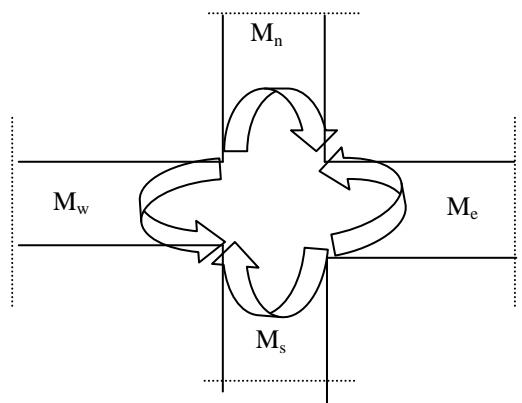
$$M_R = |M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$M_s$  : Moment résistant dans le poteau inférieur.

$M_n$  : Moment résistant dans le poteau supérieur.

$M_w$  : Moment résistant gauche de la poutre.

$M_e$  : Moment résistant droite de la poutre.



**Figure V. 5.** Les moments sur la zone nodale zone nodale

Cependant, cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

**a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment «  $M_R$  » d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton ;
- de la quantité d'armatures dans la section du béton ;
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = Z * A_s * \sigma_s ; \text{ Avec : } Z=0.9*h$$

(h : Hauteur totale de la section du béton)

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa.}$$

**Tableau V.13.** Moments résistants dans les poteaux

| Niveau  | Section | Plan | Z (m) | A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> ) | M <sub>R</sub> (KN.m) |
|---|---------|------|-------|-----------------------------------|-----------------------|
| S-Sol<br>RDC<br>1 <sup>er</sup> étage                             | 60*55   | 1-2  | 0.54  | 28.65                             | 538.39                |
|   |         | 1-3  | 0.49  |                                   | 488.54                |
| 2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup><br>étage                     | 55*50   | 1-2  | 0.49  | 24.13                             | 411.46                |
|   |         | 1-3  | 0.45  |                                   | 377.87                |
| 4 <sup>me</sup> et 5 <sup>eme</sup><br>étage                      | 50*45   | 1-2  | 0.45  | 18.47                             | 289.24                |
|   |         | 1-3  | 0.41  |                                   | 263.53                |
| 6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup><br>étage et salle<br>machine | 45*40   | 1-2  | 0.41  | 15.21                             | 217.01                |
|   |         | 1-3  | 0.34  |                                   | 179.96                |



## b) vérification de la zone nodale

| Niveau  | plan | $M_N$<br>KN.m | $M_S$<br>KN.m | $M_N+M_S$<br>(KN.m) | $M_W$<br>(KN.m) | $M_e$<br>(KN.m) | 1.25*<br>( $M_w+M_e$ )<br>(KN.m) | observation |
|---|------|---------------|---------------|---------------------|-----------------|-----------------|----------------------------------|-------------|
| S-Sol<br>RDC<br>1 <sup>er</sup> étage                             | 1-2  | 538.39        | 538.39        | 1076.78             | 112.89          | 112.89          | 508.005                          | vérifiée    |
|   | 1-3  | 488.54        | 488.54        | 977.08              | 100.34          | 100.34          | 250.85                           | vérifiée    |
| 2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup><br>étage                     | 1-2  | 411.46        | 411.46        | 822.92              | 112.89          | 112.89          | 508.00                           | vérifiée    |
|   | 1-3  | 377.87        | 377.87        | 755.74              | 100.34          | 100.34          | 250.85                           | vérifiée    |
| 4 <sup>me</sup> et 5 <sup>eme</sup><br>étage                      | 1-2  | 289.24        | 289.24        | 578.48              | 112.89          | 112.89          | 508.00                           | vérifiée    |
|   | 1-3  | 263.53        | 263.53        | 527.06              | 100.34          | 100.34          | 250.85                           | vérifiée    |
| 6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup><br>étage et salle<br>machine | 1-2  | 217.01        | 217.01        | 434.02              | 95.41           | 95.41           | 429.345                          | vérifiée    |
|   | 1-3  | 179.96        | 179.96        | 359.92              | 84.81           | 84.81           | 381.645                          | vérifiée    |

- **Conclusion** : la vérification de la zones nodales est justifiée ; donc la rotule plastiques se forment dans les poutres plutôt dans es poteaux.

### V.3. Ferrailage 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).

Ces derniers sont soumis à :

1-des forces verticales (charges permanentes et surcharges avec un pourcentage  $\leq 25\%$ ).

2-des forces horizontales (séisme).

#### V.3.1. Recommandation du RPA

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

-armatures verticales.

-armatures horizontales.

-armatures transversales.

##### a) Armatures verticales

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$

$L_t$  : Longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $s_t < e$  ( $e$  : épaisseur de voile).

- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

##### b) Les armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ . En plus des épingles sont prévus 4 par  $1m^2$ .

##### C) 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

**d) Règles communes (armatures verticales et horizontales)**

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15\% e \cdot h \dots \dots \dots \text{ dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% e \cdot h \dots \dots \dots \text{ dans la zone courante.}$$

-  $\phi_i \leq \frac{1}{10} \times e$  (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement :  $St = \min(1.5e ; 30)$  cm.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m<sup>2</sup>. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

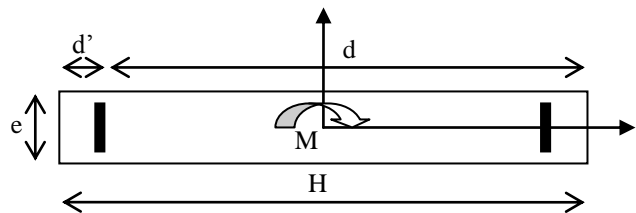
40φ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20φ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

**V.3.2 .Calcul du ferrailage**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e x L) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{\max} \rightarrow M$  correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$  correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$  correspondant



**Figure V.6. Schéma d'un voile plein**

$$d = 0.9 h ; \quad d' = 0.1 h$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times e \times f_{c28} / f_e$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times h \times e$$

$$A = \max (A^{cal}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA} )$$

**❖ Armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$K=0$  (pas reprise de bétonnage) ;  $\alpha = 90^\circ$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30\text{cm})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St$$

❖ **La longueur de recouvrement :**

$$L_r = \begin{cases} 40\Phi & \dots\dots\dots\text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi L_r & \dots\dots\text{zone comprimée sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

❖ **Règles communes :**

$$A_{\min} = \begin{cases} 0.15 \% & \dots\dots\text{voile complet.} \\ 0.10 \% & \dots\dots\text{zone courante.} \end{cases}$$

❖ **Diamètres des barres :**

$$\Phi < a/10 \dots\dots\text{zone courante.}$$

❖ **Espacement des barres horizontales et verticales :**

$$S_t = \min(1.5 \times e; 30) \text{ cm}$$

Les résultats de ferraillements sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

$A_v^{cal}$  / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{v\min}^{BAEL}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v\min}^{RPA}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

$A_v^{adap}$  / face : Section d'armature verticale adaptée par face.

$N^{barre}$ /face : nombre de barres adaptées par face.

$S_t$  : Espacement.

$A_H^{\min}$  /face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

$A_H^{cal}$  /face : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

$A_H^{adap}$  /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

$A_v^{adpt}$  /ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

On va exposer un seul exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

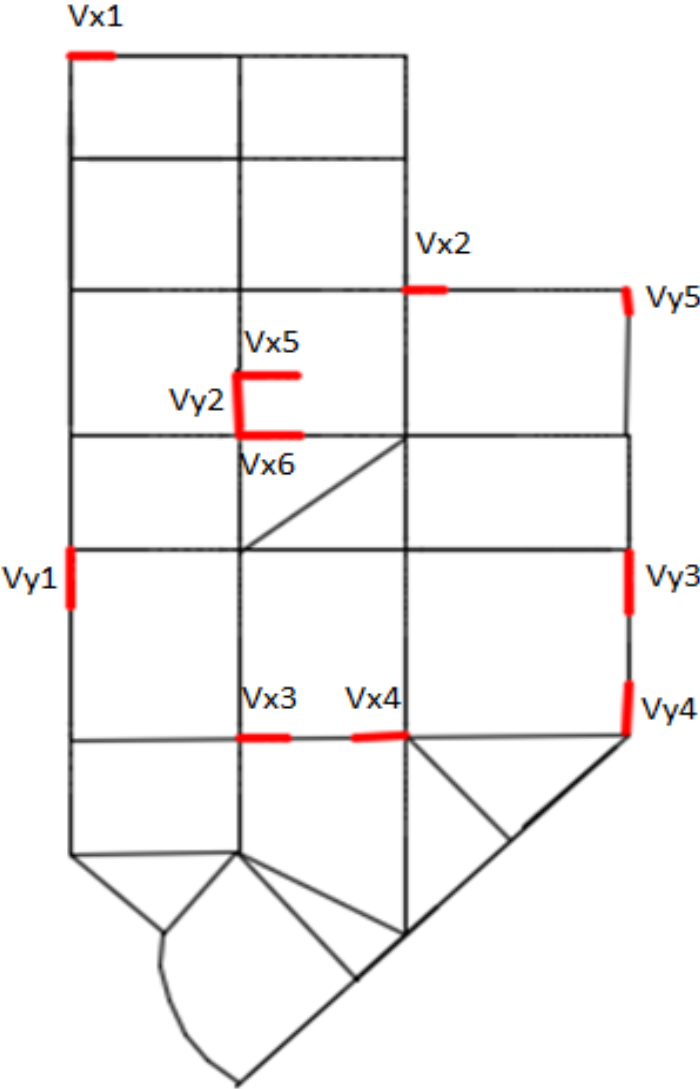


Figure V.7. Schéma de la disposition des voiles

## ✓ Exemple de calcul

## Le voile V1/XX

## ❖ Calcul Sous N max et M cor

Avec : N max = -392.697 KN et M cor = 110.1766 KN.m

## a) Armatures verticales

L = 1.1m, d = 1.05m, e = 0.15m, d' = 0.05m

N = -392.697 KN

M = 110.1766 KN.m

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.28m.$$

$$\frac{L}{2} = \frac{1.1}{2} = 0.55m$$

 $e_G < L/2 \Rightarrow N_u$  Traction et C à l'intérieure de la section  $\Rightarrow$  S.E.T

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{10f_s(d-d')} \quad \text{Et} \quad A_2 = \frac{N_u \times e_1}{10f_s(d-d')}$$

$$\text{Tel que : } 10f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

 $\gamma_s = 1.15$  pour les situations courantes ou transitoires.

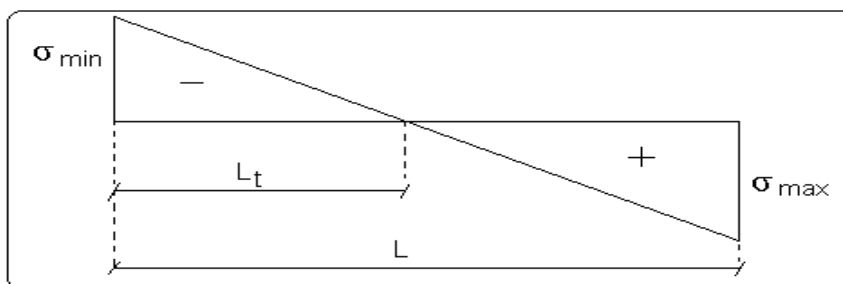
 $\gamma_s = 1$  pour les situations accidentelles.

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = 0.78m$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = 0.22m$$

$$A_1 = 2.16 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_2 = 7.66 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{A_1 + A_2}{2} = 4.91 \text{ cm}^2$$

Calcul de la partie tendue  $L_t$ 

Pour le calcul de  $l_t$  on doit déterminer les contraintes :

$$l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_{\max} = \frac{-392.697 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.1} + \frac{110.1766 \times 10^{-3} \times 0.55}{0.0166} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{-392.697 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.1} - \frac{110.1766 \times 10^{-3} \times 0.55}{0.0166} = -6.03 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{-6.03 \times 1.1}{-6.03 + 1.27} = 1.39 \text{ m}$$

$$l_t = 1.39 \text{ m}$$

#### ❖ Calcul sous M max et N cor

Avec : M max = 139.652 KN.m

Et N max = -68.984 KN

$$e_G = \frac{M}{N} = 2.02 \text{ m} > \frac{L}{2} = \frac{1.1}{2} = 0.55 \text{ m} \implies \text{S.P.C}$$

$$M_{uA} = M_{UG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 139.652 \times 10^{-3} - 68.987 \times 10^{-3} \left( 1.05 - \frac{1.1}{2} \right) = 105.158 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.034$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.043$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.031 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z f_{st}} = 2.55 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 4.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.90 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Calcul sous N min et M cor

Avec : N min = -7.178 KN

Et M cor = 135.2593 KN.m

$$e_G = \frac{M}{N} = 18.84 \text{ m} > \frac{L}{2} = 0.55 \text{ m} \implies \text{S.E.T}$$

$$M_{uA} = 131.67 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.043; \alpha = 0.055; z = 1.026 \text{ m}$$

$$A_1 = 3.20 \text{ cm}^2; A = 3.38 \text{ cm}^2; A_{\min} = 1.90 \text{ cm}^2$$

- **Vérifications:**

**On doit vérifier :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$V_{\max} = 59.954 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 59.954 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.05} = 0.533 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.533 \text{ Mpa} < 5 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée donc pas de risque de rupture par cisaillement.

**Espacement des armatures :**

$$S \leq \min(1,5e, 30 \text{ cm})$$

$$S \leq 22.5 \text{ cm}$$

- **Calcul de  $A_{\min}$ :**

Soit :  $S_h = 20 \text{ cm}$  (espacement des armatures horizontaux)

$$A_h^{\min} = 0.1\% \times e \times S_h = 0.1\% \times 0.15 \times 0.2 = 0.3 \text{ cm}^2.$$

$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t$  ( $A_{\min}$  en zone tendue par le RPA).

$A_{\min(ZC)} = 0.1\% \times e \times L_c$  ( $A_{\min}$  en zone comprimée par le RPA).

$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L$  ( $A_{\min}$  en zone globale du voile par le RPA).

$A_{\min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e$  ( $A_{\min}$  dans le voile par le BAEL).

Avec :

$L_t$  : la longueur de la zone tendue.

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée.

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 15 \times 139 = 4.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 15 \times 110 = 2.475 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 1.05 \times 0.15 \times 2.1 / 400 = 1.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max(A^{\text{cal}}; A^{\text{RPA}}; A^{\text{BAEL}})$$

$$A_{\min} = \max(4.91; 2.475; 1.9) = 4.91 \text{ cm}^2.$$

Donc on ferraille avec :

$$A = 4.91 \text{ cm}^2.$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile  $V_{x1}$  dans les autres niveaux :



Tableau V.15.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x1}$  dans tous les niveaux :

| Niveau                          | Sous-sol, RDC et 1 <sup>ème</sup> étage | 2 et 3 <sup>ème</sup> étage | 4 et 5 <sup>ème</sup> étage | 6 et 7 <sup>ème</sup> étage |
|---------------------------------|---|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Section (m <sup>2</sup> )       | 0.15 × 1.1                              | 0.15 × 1.1                  | 0.15 × 1.1                  | 0.15 × 1.1                  |
| M(KN)                           | 110.1766                                | 2.7949                      | 7.9705                      | 32.9072                     |
| N(KN)                           | -392.697                                | -286.916                    | -208.518                    | -107.449                    |
| Combinaison                     | ELA                                     | ELU                         | ELU                         | ELA                         |
| section                         | Entièrement Tendue                      | Entièrement Tendue          | Entièrement Tendue          | Entièrement Tendue          |
| V (KN)                          | 59.954                                  | 49.664                      | 43.471                      | 31.393                      |
| $\tau$ (MPa)                    | 0.533                                   | 0.441                       | 0.386                       | 0.279                       |
| $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa) | 5                                       | 5                           | 5                           | 5                           |
| $A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | 4.91                                    | 4.12                        | 2.99                        | 1.34                        |
| $A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 2.475                                   | 2.475                       | 2.475                       | 2.475                       |
| $A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 5.40                                    | 4.15                        | 3.02                        | 3.02                        |
| $N^{bre}$ /par face             | 4HA10+2HA12                             | 4HA10+2HA8                  | 6HA8                        | 6HA8                        |
| $S_t$ (cm)                      | 17                                      | 17                          | 17                          | 17                          |
| $A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | 1.35                                    | 1.04                        | 0.755                       | 0.755                       |
| $A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 0.45                                    | 0.45                        | 0.45                        | 0.45                        |
| $A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 1.57                                    | 1.57                        | 1.01                        | 1.01                        |
| $N^{bre}$ /par Plan             | 2HA10                                   | 2HA10                       | 2HA8                        | 2HA8                        |
| $S_t$ (cm)                      | 20                                      | 20                          | 20                          | 20                          |

Tableau V.16.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x2}$  dans tous les niveaux :

| Niveau                          | Sous-sol, RDC et 1 <sup>ème</sup> étage | 2 et 3 <sup>ème</sup> étage | 4 et 5 <sup>ème</sup> étage | 6 et 7 <sup>ème</sup> étage |
|---------------------------------|---|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Section (m <sup>2</sup> )       | 0.15 × 1.1                              | 0.15 × 1.1                  | 0.15 × 1.1                  | 0.15 × 1.1                  |
| M(KN)                           | 33.8044                                 | 1.7913                      | 3.801                       | 6.3143                      |
| N(KN)                           | -869.359                                | -773.967                    | -594.356                    | - 358.287                   |
| Combinaison                     | ELU                                     | ELU                         | ELU                         | ELU                         |
| section                         | Entièrement Tendue                      | Entièrement Tendue          | Entièrement Tendue          | Entièrement Tendue          |
| V (KN)                          | 89.572                                  | 65.123                      | 58.441                      | 44.17                       |
| $\tau$ (MPa)                    | 0.796                                   | 0.579                       | 0.519                       | 0.392                       |
| $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa) | 5                                       | 5                           | 5                           | 5                           |
| $A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | 12.49                                   | 11.12                       | 8.54                        | 5.15                        |
| $A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 2.475                                   | 2.475                       | 2.475                       | 2.475                       |
| $A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 12.95                                   | 11.31                       | 8.54                        | 5.59                        |
| $N^{bre}$ /par face             | 6HA12+4HA14                             | 10HA12                      | 8HA10+2HA12                 | 8HA8+2HA10                  |
| $S_t$ (cm)                      | 10                                      | 10                          | 10                          | 10                          |
| $A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | 3.24                                    | 2.83                        | 2.13                        | 1.39                        |
| $A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 0.45                                    | 0.45                        | 0.45                        | 0.45                        |
| $A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 3.52                                    | 3.02                        | 2.51                        | 1.51                        |
| $N^{bre}$ /par Plan             | 7HA8                                    | 6HA8                        | 5HA8                        | 3HA8                        |
| $S_t$ (cm)                      | 20                                      | 20                          | 20                          | 20                          |

Tableau V.17.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x3}$  dans tous les niveaux :

| Niveau                          | Sous-sol, RDC et 1 <sup>ème</sup> étage | 2 et 3 <sup>ème</sup> étage | 4 et 5 <sup>ème</sup> étage | 6 et 7 <sup>ème</sup> étage |
|---------------------------------|---|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Section (m <sup>2</sup> )       | 0.15 × 1.8                              | 0.15 × 1.8                  | 0.15 × 1.8                  | 0.15 × 1.8                  |
| M(KN)                           | 63.146                                  | 11.8957                     | 12.5899                     | 16.1344                     |
| N(KN)                           | -930.481                                | -943.219                    | -702.421                    | -395.397                    |
| Combinaison                     | ELU                                     | ELA                         | ELU                         | ELU                         |
| section                         | Entièrement tendue                      | Entièrement tendue          | Entièrement tendue          | Entièrement tendue          |
| V (KN)                          | 158.284                                 | 128.607                     | 108.01                      | 77.087                      |
| $\tau$ (MPa)                    | 0.844                                   | 0.686                       | 0.576                       | 0.411                       |
| $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa) | 5                                       | 5                           | 5                           | 5                           |
| $A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | 13.37                                   | 11.79                       | 10.09                       | 5.68                        |
| $A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 4.05                                    | 4.05                        | 4.05                        | 4.05                        |
| $A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 13.57                                   | 12.19                       | 10.11                       | 6.03                        |
| $N^{bre}$ /par face             | 12HA12                                  | 8HA12+4HA10                 | 10HA10+2HA12                | 12HA8                       |
| $S_t$ (cm)                      | 15                                      | 15                          | 15                          | 15                          |
| $A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | 3.34                                    | 3.05                        | 2.53                        | 1.51                        |
| $A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 0.45                                    | 0.45                        | 0.45                        | 0.45                        |
| $A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 3.52                                    | 3.14                        | 3.02                        | 1.57                        |
| $N^{bre}$ /par Plan             | 3HA8                                    | 4HA10                       | 6HA8                        | 2HA10                       |
| $S_t$ (cm)                      | 20                                      | 20                          | 20                          | 20                          |

Tableau V.18.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x4}$  dans tous les niveaux :

| Niveau                          | Sous-sol, RDC et 1 <sup>ème</sup> étage | 2 et 3 <sup>ème</sup> étage | 4 et 5 <sup>ème</sup> étage | 6 et 7 <sup>ème</sup> étage |
|---------------------------------|---|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Section (m <sup>2</sup> )       | 0.15×1.8                                | 0.15×1.8                    | 0.15×1.8                    | 0.15×1.8                    |
| M(KN)                           | 70.0509                                 | 12.6803                     | 14.5068                     | 18.6055                     |
| N(KN)                           | -1049.039                               | -1040.896                   | -769.897                    | -430.974                    |
| Combinaison                     | ELU                                     | ELU                         | ELU                         | ELU                         |
| section                         | Entièrement tendue                      | Entièrement tendue          | Entièrement tendue          | Entièrement tendue          |
| V (KN)                          | 158.833                                 | 134.169                     | 113.761                     | 82.067                      |
| $\tau$ (MPa)                    | 0.847                                   | 0.715                       | 0.606                       | 0.437                       |
| $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa) | 5                                       | 5                           | 5                           | 5                           |
| $A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | 15.07                                   | 14.95                       | 11.06                       | 6.19                        |
| $A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 4.05                                    | 4.05                        | 4.05                        | 4.05                        |
| $A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 15.14                                   | 15.14                       | 11.5                        | 6.6                         |
| $N^{bre}$ /par face             | 12HA12+2HA10                            | 12HA12+2HA10                | 6HA12+6HA10                 | 10HA8+2HA10                 |
| $S_t$ (cm)                      | 13                                      | 13                          | 13                          | 13                          |
| $A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | 3.78                                    | 3.78                        | 2.87                        | 1.65                        |
| $A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 0.45                                    | 0.45                        | 0.45                        | 0.45                        |
| $A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 3.93                                    | 3.93                        | 3.02                        | 2.01                        |
| $N^{bre}$ /par Plan             | 5HA10                                   | 5HA10                       | 6HA8                        | 4HA8                        |
| $S_t$ (cm)                      | 20                                      | 20                          | 20                          | 20                          |

Tableau V.19.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x5}$  dans tous les niveaux

| Niveau                          | Sous-sol, RDC et<br>1 <sup>ème</sup> étage | 2 et 3 <sup>ème</sup> étage | 4 et 5 <sup>ème</sup> étage | 6 et 7 <sup>ème</sup> étage |
|---------------------------------|--|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Section (m <sup>2</sup> )       | 0.15×1.95                                  | 0.15×1.95                   | 0.15×1.95                   | 0.15×1.95                   |
| M(KN)                           | 23.0437                                    | 9.4457                      | 10.1358                     | 1.5669                      |
| N(KN)                           | -1421.103                                  | -901.986                    | -645.657                    | -442.94                     |
| Combinaison                     | ELA  | ELU                         | ELU                         | ELA                         |
| section                         | Entièrement<br>Tendue                      | Entièrement<br>Tendue       | Entièrement<br>Tendue       | Entièrement<br>Tendue       |
| V (KN)                          | 215.141                                    | 86.626                      | 54.027                      | 40.6461                     |
| $\tau$ (MPa)                    | 1.056                                      | 0.425                       | 0.265                       | 0.199                       |
| $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa) | 5  | 5                           | 5                           | 5                           |
| $A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | 17.75                                      | 12.96                       | 9.27                        | 5.53                        |
| $A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 4.387                                      | 4.387                       | 4.387                       | 4.387                       |
| $A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 18.47                                      | 13.57                       | 9.42                        | 6.03                        |
| $N^{bre}$ /par face             | 12HA14                                     | 12HA12                      | 12HA10                      | 12HA8                       |
| $S_t$ (cm)                      | 16   | 16                          | 16                          | 16                          |
| $A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | 4.62                                       | 3.39                        | 2.35                        | 1.51                        |
| $A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 0.45                                       | 0.45                        | 0.45                        | 0.45                        |
| $A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 4.71                                       | 3.52                        | <b>2.51</b>                 | 1.57                        |
| $N^{bre}$ /par Plan             | 6HA10                                      | 7HA8                        | 5HA8                        | 2HA10                       |
| $S_t$ (cm)                      | 20   | 20                          | 20                          | 20                          |

Tableau V.20.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x6}$  dans tous les niveaux :

| Niveau                          | Sous-sol, RDC et<br>1 <sup>ème</sup> étage | 2 et 3 <sup>ème</sup> étage | 4 et 5 <sup>ème</sup> étage | 6 et 7 <sup>ème</sup> étage |
|---------------------------------|--|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Section (m <sup>2</sup> )       | 0.15×1.95                                  | 0.15×1.95                   | 0.15×1.95                   | 0.15×1.95                   |
| M(KN)                           | 17.4117                                    | 32.118                      | 45.8241                     | 56.8427                     |
| N(KN)                           | -1012.615                                  | -951.578                    | -710.683                    | -483.109                    |
| Combinaison                     | ELU  | ELU                         | ELU                         | ELU                         |
| section                         | Entièrement<br>Tendue                      | Entièrement<br>Tendue       | Entièrement<br>Tendue       | Entièrement<br>Tendue       |
| V (KN)                          | 261.826                                    | 145.994                     | 120.04                      | 88.867                      |
| $\tau$ (MPa)                    | 1.286                                      | 0.717                       | 0.589                       | 0.436                       |
| $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa) | 5  | 5                           | 5                           | 5                           |
| $A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | 14.55                                      | 13.67                       | 10.21                       | 6.94                        |
| $A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 4.387                                      | 4.387                       | 4.387                       | 4.387                       |
| $A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 14.58                                      | 13.89                       | 10.62                       | 7.29                        |
| $N^{bre}$ /par face             | 8HA14+2HA12                                | 8HA14+2HA10                 | 8HA12+2HA10                 | 8HA10+2HA8                  |
| $S_t$ (cm)                      | 20   | 20                          | 20                          | 20                          |
| $A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | 3.64                                       | 3.47                        | 2.65                        | 1.82                        |
| $A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 0.45                                       | 0.45                        | 0.45                        | 0.45                        |
| $A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 3.93                                       | 3.52                        | <b>3.02</b>                 | 2.01                        |
| $N^{bre}$ /par Plan             | 5HA10                                      | 7HA8                        | 6HA8                        | 4HA8                        |
| $S_t$ (cm)                      | 20   | 20                          | 20                          | 20                          |

Tableau V.21.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y1}$  dans tous les niveaux :

| Niveau                          | Sous-sol, RDC et 1 <sup>ème</sup> étage | 2 et 3 <sup>ème</sup> étage | 4 et 5 <sup>ème</sup> étage | 6 et 7 <sup>ème</sup> étage |
|---------------------------------|---|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Section (m <sup>2</sup> )       | 0.15×1.8                                | 0.15×1.8                    | 0.15×1.8                    | 0.15×1.8                    |
| M(KN)                           | 600.42                                  | 34.9737                     | 17.6677                     | 23.3252                     |
| N(KN)                           | 178.951                                 | -775.681                    | -635.389                    | -314.568                    |
| section                         | Partiellement comprimée                 | Entièrement Tendue          | Entièrement Tendue          | Entièrement Tendue          |
| combinaison                     | ELA                                     | ELU                         | ELU                         | ELU                         |
| V (KN)                          | 178.527                                 | 91.864                      | 175.256                     | 58.223                      |
| $\tau$ (MPa)                    | 0.952                                   | 0.489                       | 0.934                       | 0.310                       |
| $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa) | 5                                       | 5                           | 5                           | 5                           |
| $A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | 19.72                                   | 11.14                       | 9.12                        | 4.52                        |
| $A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 4.05                                    | 4.05                        | 4.05                        | 4.05                        |
| $A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 20.11                                   | 11.31                       | 9.23                        | 5.03                        |
| $N^{bre}$ /par face             | 10HA16                                  | 10HA12                      | 6HA10+4HA12                 | 10HA8                       |
| $S_t$ (cm)                      | 18                                      | 18                          | 18                          | 18                          |
| $A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | 5.02                                    | 2.82                        | 2.3                         | 1.25                        |
| $A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 0.45                                    | 0.45                        | 0.45                        | 0.45                        |
| $A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 5.03                                    | 3.02                        | 2.51                        | 1.51                        |
| $N^{bre}$ /par Plan             | 10HA8                                   | 6HA8                        | 5HA8                        | 3HA8                        |
| $S_t$ (cm)                      | 20                                      | 20                          | 20                          | 20                          |

Tableau V.22.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y2}$  dans tous les niveaux :

| Niveau                          | Sous-sol, RDC et<br>1 <sup>ème</sup> étage | 2 et 3 <sup>ème</sup> étage | 4 et 5 <sup>ème</sup> étage | 6 et 7 <sup>ème</sup> étage |
|---------------------------------|--|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Section (m <sup>2</sup> )       | 0.15×1.85                                  | 0.15×1.85                   | 0.15×1.85                   | 0.15×1.85                   |
| M(KN)                           | 75.9196                                    | 18.0973                     | 17.6677                     | 5.1907                      |
| N(KN)                           | -1020.21                                   | -857.174                    | -635.389                    | -414.258                    |
| section                         | Entièrement<br>Tendue                      | Entièrement<br>Tendue       | Entièrement<br>Tendue       | Entièrement<br>Tendue       |
| combinaison                     | ELA  | ELU                         | ELU                         | ELA                         |
| V (KN)                          | 254.467                                    | 254.278                     | 175.256                     | 95.475                      |
| $\tau$ (MPa)                    | 1.319                                      | 1.412                       | 0.908                       | 0.495                       |
| $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa) | 5  | 5                           | 5                           | 5                           |
| $A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | 12.75                                      | 12.31                       | 9.12                        | 5.18                        |
| $A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 4.16                                       | 4.16                        | 4.16                        | 4.16                        |
| $A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 12.75                                      | 12.38                       | 9.23                        | 5.59                        |
| $N^{bre}$ /par face             | 6HA10+4HA16                                | 6HA14+4HA10                 | 6HA8+4HA10                  | 8HA8+2HA10                  |
| $S_t$ (cm)                      | 19   | 19                          | 19                          | 19                          |
| $A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | 3.18                                       | 3.09                        | 2.31                        | 1.39                        |
| $A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 0.45                                       | 0.45                        | 0.45                        | 0.45                        |
| $A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 3.52                                       | 3.14                        | 2.51                        | 1.51                        |
| $N^{bre}$ /par Plan             | 7HA8                                       | 4HA10                       | 5HA8                        | 3HA8                        |
| $S_t$ (cm)                      | 20   | 20                          | 20                          | 20                          |



Tableau V.23.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y3}$  dans tous les niveaux :

| Niveau                          | Sous-sol, RDC et 1 <sup>ème</sup> étage | 2 et 3 <sup>ème</sup> étage | 4 et 5 <sup>ème</sup> étage | 6 et 7 <sup>ème</sup> étage |
|---------------------------------|---|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Section (m <sup>2</sup> )       | 0.15×1.9                                | 0.15×1.9                    | 0.15×1.9                    | 0.15×1.9                    |
| M(KN)                           | 535.7649                                | 3.5258                      | 5.312                       | 14.1351                     |
| N(KN)                           | -1096.347                               | -902.753                    | -664.61                     | -365.62                     |
| section                         | Entièrement Tendue                      | Entièrement Tendue          | Entièrement Tendue          | Entièrement Tendue          |
| combinaison                     | ELA                                     | ELU                         | ELU                         | ELU                         |
| V (KN)                          | 217.129                                 | 127.9                       | 104.569                     | 72.403                      |
| $\tau$ (MPa)                    | 1.095                                   | 0.645                       | 0.527                       | 0.365                       |
| $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa) | 5                                       | 5                           | 5                           | 5                           |
| $A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | 13.70                                   | 12.97                       | 9.55                        | 5.25                        |
| $A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 4.275                                   | 4.275                       | 4.275                       | 4.275                       |
| $A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 13.76                                   | 13.07                       | 9.93                        | 5.59                        |
| $N^{bre}$ /par face             | 6HA14+4HA12                             | 8HA12+2HA16                 | 6HA12+4HA10                 | 8HA8+2HA10                  |
| $S_t$ (cm)                      | 19                                      | 19                          | 19                          | 19                          |
| $A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | 3.44                                    | 3.26                        | 2.48                        | 1.39                        |
| $A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 0.45                                    | 0.45                        | 0.45                        | 0.45                        |
| $A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 3.52                                    | 3.52                        | 3.02                        | 1.51                        |
| $N^{bre}$ /par Plan             | 7HA8                                    | 7HA8                        | 6HA8                        | 3HA8                        |
| $S_t$ (cm)                      | 20                                      | 20                          | 20                          | 20                          |

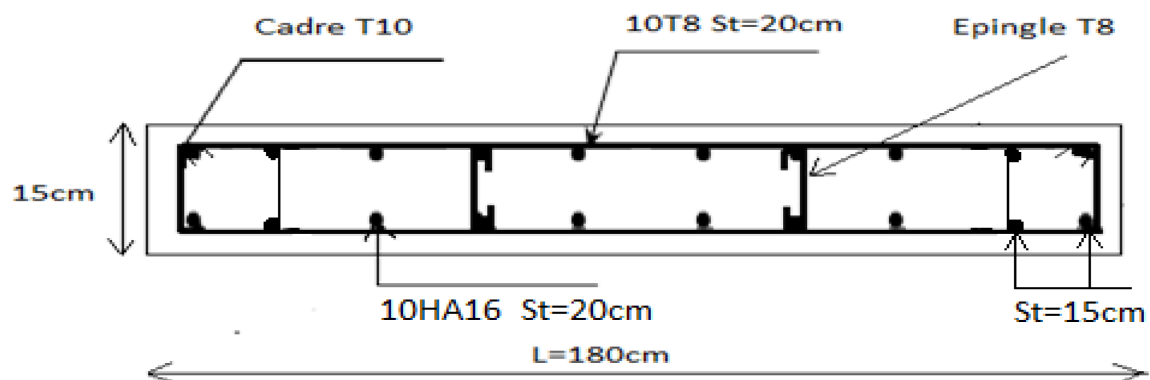
Tableau V.24.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y4}$  dans tous les niveaux

| Niveau                          | Sous-sol, RDC et<br>1 <sup>ème</sup> étage | 2 et 3 <sup>ème</sup> étage | 4 et 5 <sup>ème</sup> étage | 6 et 7 <sup>ème</sup> étage |
|---------------------------------|--|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Section (m <sup>2</sup> )       | 0.15×1.6                                   | 0.15×1.6                    | 0.15×1.6                    | 0.15×1.6                    |
| M(KN)                           | 423.4884                                   | 36.9931                     | 39.172                      | 21.7496                     |
| N(KN)                           | -738.041                                   | -617.23                     | -448.963                    | -261.575                    |
| section                         | Entièrement<br>Tendue                      | Entièrement<br>Tendue       | Entièrement<br>Tendue       | Entièrement<br>Tendue       |
| combinaison                     | ELA  | ELU                         | ELU                         | ELA                         |
| V (KN)                          | 172.012                                    | 123.398                     | 104.337                     | 73.463                      |
| $\tau$ (MPa)                    | 1.035                                      | 0.743                       | 0.628                       | 0.442                       |
| $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa) | 5  | 5                           | 5                           | 5                           |
| $A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | 9.22                                       | 8.87                        | 6.45                        | 3.27                        |
| $A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 3.6  | 3.6                         | 3.6                         | 3.6                         |
| $A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 9.3  | 9.05                        | 6.53                        | 4.02                        |
| $N^{bre}$ /par face             | 4HA14+4HA10                                | 8HA12                       | 4HA12+4HA8                  | 8HA8                        |
| $S_t$ (cm)                      | 20   | 20                          | 20                          | 20                          |
| $A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | 2.32                                       | 2.26                        | 1.63                        | 1.01                        |
| $A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 0.45                                       | 0.45                        | 0.45                        | 0.45                        |
| $A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 2.51                                       | 2.36                        | 2.01                        | 1.01                        |
| $N^{bre}$ /par Plan             | 5HA8                                       | 3HA10                       | 4HA8                        | 2HA8                        |
| $S_t$ (cm)                      | 20   | 20                          | 20                          | 20                          |

Tableau V.25.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y5}$  dans tous les niveaux

| Niveau                          | Sous-sol, RDC et 1 <sup>ème</sup> étage | 2 et 3 <sup>ème</sup> étage | 4 et 5 <sup>ème</sup> étage | 6 et 7 <sup>ème</sup> étage |
|---------------------------------|---|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Section (m <sup>2</sup> )       | 0.15×0.7                                | 0.15×0.7                    | 0.15×0.7                    | 0.15×0.7                    |
| M(KN)                           | 5.6752                                  | 14.3648                     | 14.9187                     | 14.7193                     |
| N(KN)                           | -598.584                                | -408.53                     | -301.876                    | -156.277                    |
| section                         | Entièrement Tendue                      | Entièrement Tendue          | Entièrement Tendue          | Entièrement Tendue          |
| combinaison                     | ELU                                     | ELU                         | ELU                         | ELU                         |
| V (KN)                          | 42.207                                  | 49.191                      | 44.378                      | 34.049                      |
| $\tau$ (MPa)                    | 0.606                                   | 0.706                       | 0.637                       | 0.448                       |
| $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa) | 5                                       | 5                           | 5                           | 5                           |
| $A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | 8.60                                    | 5.87                        | 4.34                        | 2.24                        |
| $A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 1.575                                   | 1.575                       | 1.575                       | 1.575                       |
| $A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 9.3                                     | 6.16                        | 4.52                        | 3.14                        |
| $N^{bre}$ /par face             | 2HA14+2HA10                             | 4HA14                       | 4HA12                       | 4HA10                       |
| $S_t$ (cm)                      | 18                                      | 18                          | 18                          | 18                          |
| $A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | 2.32                                    | 1.54                        | 1.13                        | 0.78                        |
| $A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 0.45                                    | 0.45                        | 0.45                        | 0.45                        |
| $A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 2.51                                    | 1.57                        | 1.51                        | 1.01                        |
| $N^{bre}$ /par Plan             | 5HA8                                    | 2HA10                       | 3HA8                        | 2HA8                        |
| $S_t$ (cm)                      | 20                                      | 20                          | 20                          | 20                          |

## Schéma de ferrailage

Figure V.8.Schéma de ferrailage du voile  $V_{y1}$  du s-sol.



## Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

### VI.1.Choix de type des fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ L'importance de l'ouvrage.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ La profondeur du bon sol.

Selon le rapport du sol, qui situe la contrainte du sol à 0.9 bars le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 2m, du niveau de base.

Le choix du type de fondation est conditionné par la stabilité de l'ouvrage et l'économie. On vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

### VI.2.Combinaisons d'actions à considérer

D'après le *RPA99 (Article 10.1.4.1)* les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

- $1.35G + 1.5Q$ .
- $G + Q$ .

### VI.3.calcul de la surface des fondations

$N$  : l'effort normal transmis par la structure.

$S_{bat}$  : surface du bâtiment.

$S$  : surface des fondations.

$\sigma_{sol}$ : Contrainte admissible du sol.

$\sigma_{sol} = 0.9 \text{ bar}$ .

$S_{bat} = 386.08 \text{ m}^2$ .

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{45349.518}{90}$$

$$S \geq 503.83m^2.$$

On voit bien que  $S_{cal}=1.3 S_{bat}$ , d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier générale avec débord

#### VI.4.Radier général

##### VI.4.1.Définition

Le radier général fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme.

On choisit un radier général dans les cas suivant :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

##### VI.4.2.Dimensionnement

- **La condition de coffrage**

✓ **Nervure :**

$$h \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{max} = 586cm$$

En remplaçant dans la relation (1) on obtient :  $h \geq 58.6cm$

✓ **La dalle :**

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

En remplaçant dans la relation on obtient :  $h_d \geq 29.3cm$

##### ❖ **La condition de rigidité**

$$✓ L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \dots \dots \dots (1)$$

$$✓ L_e = [(4 \cdot E \cdot I) / K \cdot b]^{1/4} \dots \dots \dots (2)$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h^3 \geq \frac{48 \times (5.86)^4 \times 4 \times 10^4}{(3.14)^4 \times 3.216 \times 10^7}$$

$$h \geq 0.89 \text{ m}$$

A partir des deux conditions on prend :

La hauteur de la nervure  $h_t = 90 \text{ cm}$ .

La hauteur de la dalle du radier  $h_d = 40 \text{ cm}$ .

### VI.5. Les Vérifications nécessaires

#### VI.5.1. Vérification de la poussée hydrostatique

Il faut s'assurer que :  $N \geq F_s \cdot H \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w$

$$N = 62102.113 \text{ KN.}$$

$F_s = 1.5$  (coefficient de sécurité).

$H = 2 \text{ m}$ , la hauteur d'ancrage du bâtiment

$S_{\text{rad}} = 690.02 \text{ m}^2$  (surface totale du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  Poids volumique de l'eau

$$F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w = 1.5 \times 2 \times 690.02 \times 10 = 31671.918 \text{ KN}$$

$$N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VI.5.2. Vérification au poinçonnement

Il faut vérifier que :  $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$N_u$  : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

$$N_u = 3087.467 \text{ KN.}$$

$U_c$  : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

Avec :

$$\begin{cases} A = a + h_d \\ B = b + h_d \end{cases}$$

$$\begin{cases} A=60+40=100\text{cm.} \\ B=55+40=95\text{cm.} \end{cases}$$

On trouve  $U_c = 3.9\text{m}$ .

$$0.045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 0.045 \times 3.9 \times 0.9 \times (25/1.15) \times 10^3 = 3433.69\text{KN}$$

La condition est vérifiée donc pas de risque de poinçonnement.

### VI.5.3. Vérification au cisaillement

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.15} 25 = 1.52\text{MPa}$$

On considère une bande de largeur  $b = 1\text{m}$

$$V_U = \frac{N_U \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} = \frac{62102.113 \times 5.86}{2 \times 690.02} = 263.7\text{KN.}$$

$$\tau_U = \frac{263.7}{1 \times 0.9 \times 5.86 \times 10^3} = 0.05\text{MPa}$$

$$\tau_U = 0.05\text{MPa} < 1.25\text{MPa}$$

La condition vérifiée donc on n'a pas besoin d'armatures transversales.

### VI.5.4. Vérification des contraintes dans le sol

Calcul des contraintes sous le radier :

- Sens xx

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_x} Y_g$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

$M_x, M_y$  : Moment sismique à la base

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 109247.2535\text{m}^4, \text{ et } X_G = 6.97 \text{ m.}$$

$$I_y = 25605.77\text{m}^4, \text{ et } Y_G = 14.92\text{m.}$$

$$M_x = 24425.99\text{KN.m}, M_y = 44053.47\text{KN.m.}$$

$$N = 62102.113\text{KN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{62102.113}{690.02} + \frac{24425.99 \times 14.82}{109247.2535} = 0.09\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{62102.113}{690.02} - \frac{24425.99 \times 14.82}{109247.2535} = 0.08\text{MPa}$$



$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont supérieurs de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.09 + 0.08}{4} = 0.087 \text{ MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx

- **Sens yy**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot XG}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{62102.113}{690.02} + \frac{44053.47 \times 6.97}{25605.77} = 0.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{62102.113}{690.02} - \frac{44053.47 \times 6.97}{25605.77} = 0.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.10 + 0.07}{4} = 0.09 \text{ MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens yy

### VI.5.5. Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

#### VI.5.5.1. Calcul des sollicitations

$$Q_U = \frac{N}{S_{rad}}$$

$$Q_U = \frac{62102.113}{690.02} = 90 \text{ KN/m}^2.$$

N : est l'effort normal ramené par la superstructure

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité.

$L_x = 5.8 \text{ m}$  ;  $L_y = 5.86 \text{ m}$ .

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.98 \geq 0.4 \quad \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

➤ **L'ELU**

$$\mu_x = 0.0384$$

$$\mu_y = 0.9545$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0384 \times 90 \times 5.8^2 = 116.25 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.9545 \times 116.25 = 110.97 \text{ KN.m}$$

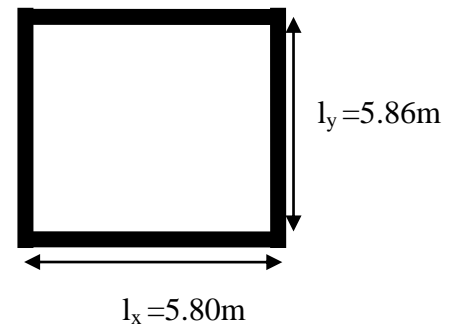
➤ **Moment en travées**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 98.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 94.32 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_x = -85.125 \text{ KN.m}$$



Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0.4) \text{ m}^2$

**Figure VI.1.** Dalle sur quatre appuis

✓ **Condition de non fragilité**

Pour une dalle d'épaisseur  $e > 12 \text{ cm}$  et  $\rho \geq 0.4$  la valeur minimale des armatures est :

$$A_{\min x} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 0.0008 \times (3 - 0.98) \times 100 \times \frac{40}{2} = 3.232 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci dessous :

**Tableau VI. 1.** Tableau de ferrailage du radier

| Localisation |     | $M_t$<br>(KN.m) | A calculée<br>( $\text{cm}^2/\text{m}$ ) | $A_{\min}$<br>( $\text{cm}^2/\text{m}$ ) | A adoptée<br>( $\text{cm}^2/\text{m}$ ) | Choix/ml<br>( $\text{cm}^2$ ) |
|--------------|-----|-----------------|--|--|---|-------------------------------|
| travée       | x-x | 98.81           | 7.66                                     | 3.232                                    | 7.7                                     | 5HA14                         |
|              | y-y | 94.32           | 7.3                                      | 3.2                                      | 6.47                                    | 3HA12+2HA14                   |
| appui        |     | 85.125          | 6.57                                     | 3.2                                      | 5.65                                    | 5HA12                         |

**Espacement des armatures**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures // } L_x: St = 20 \text{ cm} \leq \min(3 \times h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \\ \text{Armatures // } L_y: St = 20 \text{ cm} \leq \min(4 \times h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

**VI.5.5.2.Vérification**

➤ **A l' ELU :**

✓ **Vérification au cisaillement**

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 133.185 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 129.13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{133.185 \times 10^{-3}}{1 \times 0.37} = 0.35 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0.07}{1.15} \times 25 = 1.52 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28}$$

La condition est vérifiée donc on a pas besoin des armatures transversales.

➤ **A l'ELS**

$$\mu_x = 0.0457$$

$$\mu_y = 0.9694$$

$$N = 45349.518$$

$$q_s = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{45349.518}{690.02} = 65.72 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_x = 0.0457 \times 65.72 \times 5.8^2 = 101.037 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_y = 0.9694 \times 101.037 = 97.94 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 85.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 83.25 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 50.51 \text{ KN.m}$$

✓ **Etat limite de compression du béton**

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

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 10.05 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 10.05 \times 10^{-4} \times 0.35 = 0$$

$$\Rightarrow y = 8.16 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 1.14 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

✓ **Les contraintes dans l'acier**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

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

**Tableau VI.2.** Vérification des contraintes

| Localisation |    | M <sub>ser</sub><br>(KN.m) | I (cm <sup>4</sup> ) | Y (cm) | σ <sub>bc</sub> (MPa) | σ <sub>s</sub> (MPa) |
|--------------|----|----------------------------|----------------------|--------|-----------------------|----------------------|
| Travée       | xx | 85.88                      | 1.14 10 <sup>5</sup> | 8.16   | 6.14                  | 325.89               |
|              | yy | 83.25                      | 1.02 10 <sup>5</sup> | 4.51   | 3.68                  | 397.76               |
| Appui        |    | 50.51                      | 8.76 10 <sup>4</sup> | 7.11   | 4.09                  | 258.17               |

On remarque que la condition  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendu A<sub>s</sub> en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire a la contrainte limite de service  $\bar{\sigma}_s$ .

La méthode de calcul à suivre et celle de **(BAEL E.III.3.a)**

$$\lambda = 1 + \frac{30 \times M_s}{b \times d^2 \times \sigma_s}; \quad \cos \varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}}; \quad \alpha = 1 + 2 \times \sqrt{\lambda} \times \cos(240^\circ + \frac{\varphi}{3})$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \times \frac{\alpha}{1 - \alpha} < 0.6 f_{c28}; \quad A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2 \times \sigma_s}$$

**Tableau VI.3.** Résumé des résultats de ferrailage à l'ELS du radier.

|             |        | M<br>(KN) | $\lambda$ | $\varphi$ (°) | $\alpha$ | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $A_{cal}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | A (cm <sup>2</sup> /ml)<br>adopté | $S_t$<br>(cm) |
|-------------|--------|-----------|-----------|---------------|----------|------------------------|---------------------------------|---------------------------------|-----------------------------------|---------------|
| Sens<br>x.x | Travée | 85.88     | 1.09      | 28.5          | 0.26     | 4.72                   | 11.25                           | 3.232                           | 6HA20 = 18.85                     | 15            |
|             | appui  | 50.51     | 1.05      | 21.65         | 0.2      | 3.36                   | 8.66                            | 3.2                             | 6HA16 = 12.06                     | 15            |
| Sens<br>y.y | Travée | 83.25     | 1.09      | 28.5          | 0.26     | 4.72                   | 11.25                           | 3.2                             | 6HA20 = 18.85                     | 15            |
|             | appui  | 50.51     | 1.05      | 21.65         | 0.2      | 3.36                   | 8.66                            | 3.2                             | 6HA16 = 12.06                     | 15            |

On verifie que  $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 18.85 > 4.71 \dots\dots\dots$  vérifiée.

**Tableau VI.4.** Vérification des contraintes du radier.

| Sens | Moments | Valeurs<br>(KN.m) | y (cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>Mpa | $\sigma_s$<br>Mpa | observation |
|------|---------|-------------------|--------|----------------------|----------------------|-------------------|-------------|
| x-x  | $M_t$   | 85.88             | 15.82  | 997741.3             | 1.36                 | 89.32             | vérifiée    |
|      | $M_a$   | 50.51             | 9.90   | 165194.8             | 3.02                 | 124.29            | vérifiée    |
| y-y  | $M_t$   | 83.25             | 15.82  | 997741.3             | 1.32                 | 86.58             | vérifiée    |
|      | $M_a$   | 50.51             | 9.90   | 165194.8             | 3.02                 | 124.29            | vérifiée    |

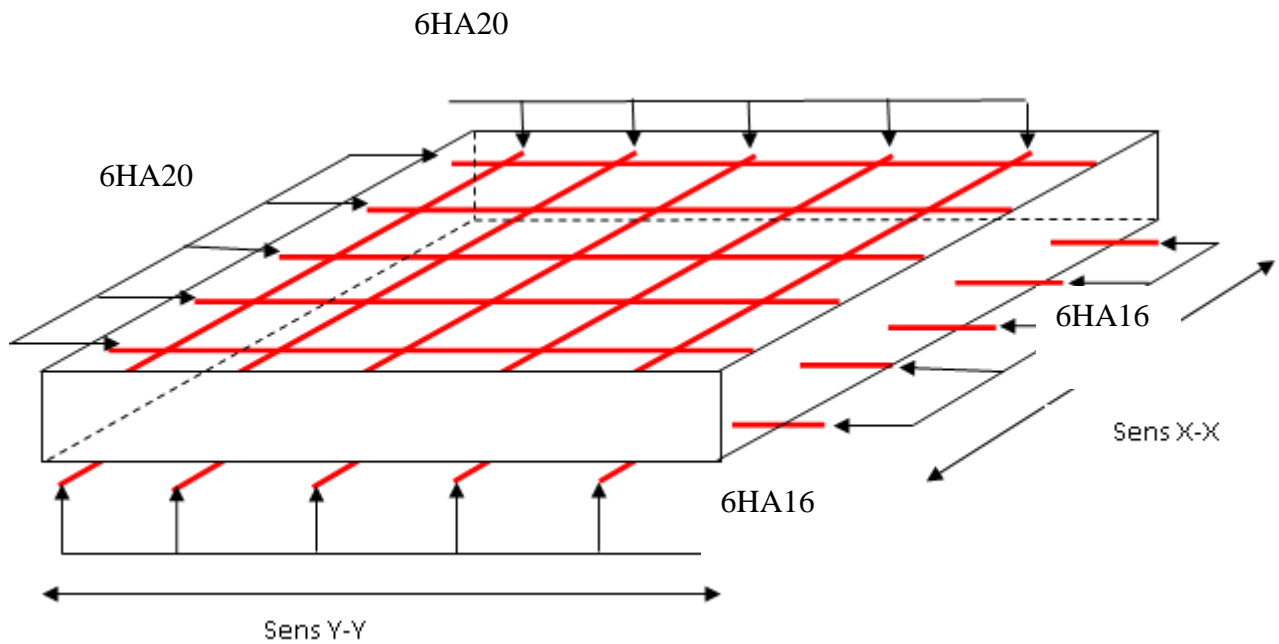


Figure VI.2.Schéma de ferrailage de radier.

**VI.5.6. Ferrailage du débord**

Le débord est assimilé à une console de 1m de largeur

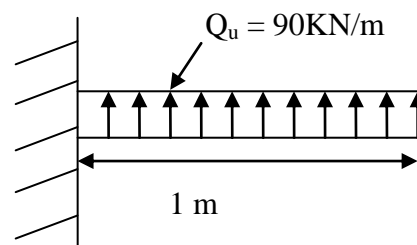


Figure VI. 3.Répartition des contraintes sur le débord.

$$M_U = q_u \times \frac{l^2}{2} = 45\text{KN.m}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une console qui se comporte comme une poutre, le ferrailage est résume dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.5. Sections d'armatures du débord.

| M (KN.m) | A cal (cm <sup>2</sup> /m) | Amin (cm <sup>2</sup> ) | A adoptée (cm <sup>2</sup> ) | choix par (m) | St (cm) | Ar (cm <sup>2</sup> /m) | A <sub>r</sub> adoptée (cm <sup>2</sup> ) | St (cm) |
|----------|----------------------------|-------------------------|------------------------------|---------------|---------|-------------------------|---|---------|
| 45       | 3.53                       | 3.2                     | 4.52                         | 4HA12         | 25      | 1.50                    | 4HA8=2.01                                 | 25      |

$$b = 1\text{m}, d=0.35\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

Sachant que :

$$V_u = q_u \times l = 90 \times 1 = 90\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{90 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.25\text{MPa} < \bar{\tau} = 2.5\text{MPa}$$

Condition vérifiée.

### Schéma de ferrailage

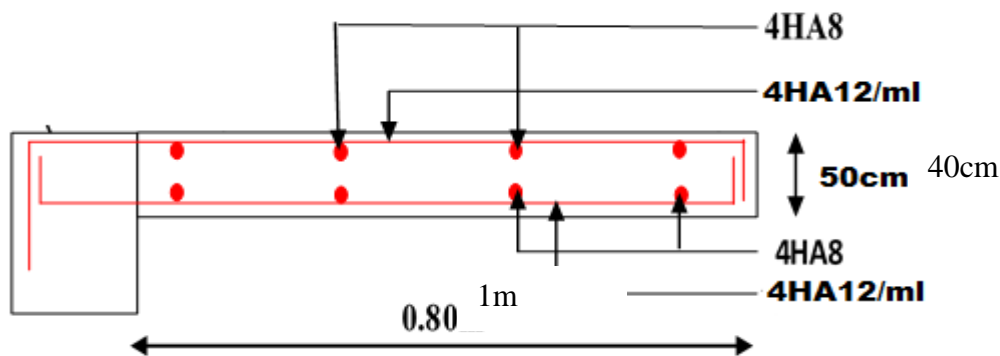


Figure .VI. 4.Schéma de ferrailage de débord.

## VI.6. Etude des nervures

### a. Définition

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

### b. Les sollicitations sur les nervures

La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties. Le calcul des sollicitations se fait par la méthode de Caquot.

On à  $\rho = 0.98 > 0.4 \Rightarrow$  la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

• **Les charges triangulaires**

$p'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$ ; Avec p est la charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire

• **les charges trapézoïdales**

$p_m = \frac{Q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$ ; Avec p est la charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

- $q_u = 90 \text{KN/m}^2$
- $q_s = 65.72 \text{KN/m}^2$

• **Moments aux appuis**  $M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$ ; avec :

Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

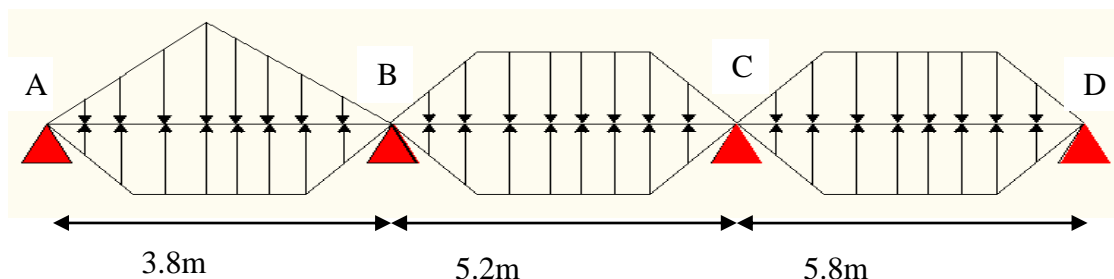
Pour l'appui de rive, on a :  $M_a = 0.15 \times M_0$  avec  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

• **Moment en travée**

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

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

**Sens X-X**



**Figure VI.5.**charges transmises aux nervures principales du radier



Sens Y-Y

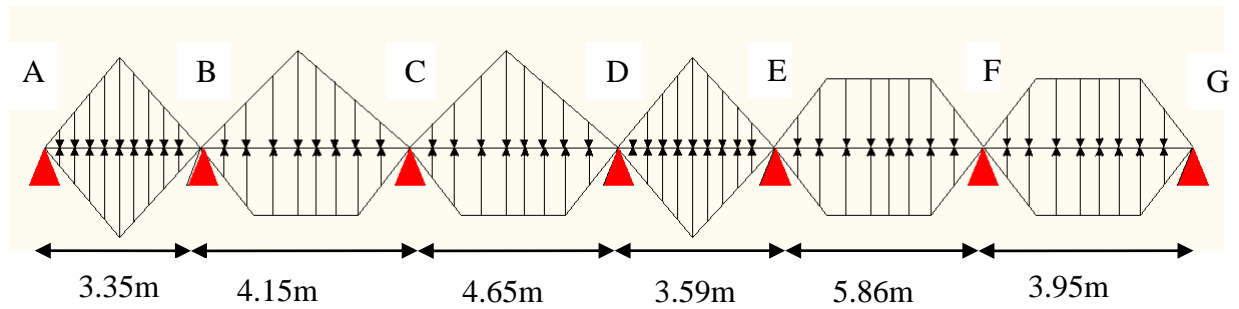


Figure .VI. 6.Charges transmises aux nervures transversales du radier.

- Sens longitudinal X-X

Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure principale

| Travée | $l_x$ (m) | $l'_x$ (m) | P (KN/m) | $M_a$ (KN.m) |         | x (m) | $M_t$ (KN.m) |
|--------|-----------|------------|----------|--------------|---------|-------|--------------|
|        |           |            |          | $M_g$        | $M_d$   |       |              |
| A-B    | 3.8       | 3.8        | 253.468  | 0            | -514.03 | 1.36  | 236.59       |
| B-C    | 5.2       | 4.16       | 289.913  | -514.03      | -950.03 | 2.31  | 256          |
| C-D    | 5.8       | 5.8        | 306.02   | -950.03      | 0       | 3.43  | 855.64       |

Sens transversal Y-Y

Tableau VI.7. Sollicitations de la nervure transversale

| Travée | $l_x$ (m) | $l'_x$ (m) | P (KN/m) | $M_a$ (KN/m) |         | x (m) | $M_t$  |
|--------|-----------|------------|----------|--------------|---------|-------|--------|
|        |           |            |          | $M_g$        | $M_d$   |       |        |
| A-B    | 3.35      | 3.35       | 100.5    | 0            | -337.63 | 0.55  | 13.86  |
| B-C    | 4.15      | 3.32       | 248.29   | -337.63      | -604.34 | 1.36  | 254.28 |
| C-D    | 4.65      | 3.72       | 273.102  | -604.34      | -463.19 | 2.66  | 285.39 |
| D-E    | 3.59      | 2.87       | 107.7    | -463.19      | -866.73 | 0.54  | 449.77 |
| E-F    | 5.86      | 4.86       | 321.21   | -866.73      | -965.25 | 2.74  | 528.09 |
| F-G    | 3.95      | 3.95       | 290.68   | -965.25      | 0       | 4.69  | 24.65  |

**C. Le Ferrailage**

Le ferrailage se fera pour une section en (Té) en flexion simple.

$h_t = 0.9m, h_0 = 0.4m$  et  $b_0 = 0.55m$

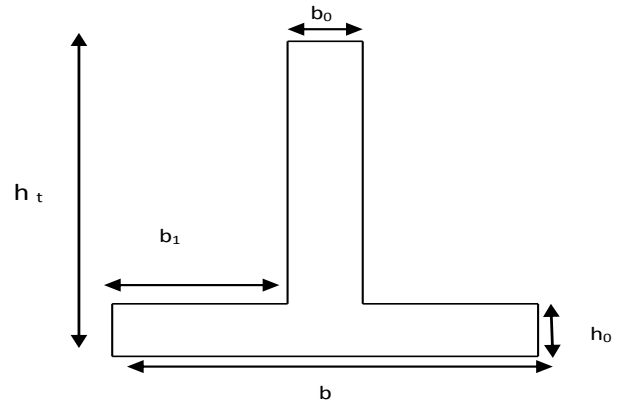
$d = 0.85m$

$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.86}{10}; \frac{5.8}{2}\right)$

$b_1 \leq \min(0.586; 2.9)$

Soit  $b_1 = 0.58m$

Donc :  $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 58 + 55 = 171cm.$



**Figure .VI. 7.**Section à ferrailer

Le ferrailage des nervures adopté pour le cas le plus défavorable dans les deux sens ;

**Tableau VI.8.**Résumé des résultats du ferrailage.

| Sens | Localisation | $M_u$ (KN.m) | $A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> ) |
|------|--------------|--------------|------------------------------|------------------------------------|---------------------------------|
| x-x  | Travée       | 855.64       | 28.95                        | 28                                 | 10HA20=31.42                    |
|      | Appui        | 950          | 32.14                        | 28                                 | 6HA25+2HA16=33.47               |
| y-y  | Travée       | 528          | 18.10                        | 28                                 | 10HA16=20.11                    |
|      | Appui        | 965.25       | 33.5                         | 28                                 | 11HA20=34.56                    |

**Remarque**

Pour le ferrailage de la nervure on prend le ferrailage le plus défavorable dans les deux sens (x-x,) et (y-y) et on ferraille avec ce résultats toutes les autres trames.

**c. Vérification à l'ELU**

**Vérification de l'effort tranchant**

$V_u = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_u = 539.13 \text{ KN.}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3MPa) = 2.5 \text{ MPa}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 0.34 < 2.5 \text{ MPa}$  Condition vérifiée

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.9.** Vérification de l'effort tranchant.

| Sens     | Vu (KN) | $\tau_{bu}$ (MPa) | $\bar{\tau}_{bu}$ (MPa) | Observation |
|----------|---------|-------------------|-------------------------|-------------|
| Sens X-X | 539.13  | 0.34              | 2.5                     | Vérifiée    |
| Sens Y-Y | 595.65  | 2.38              | 2.5                     | Vérifiée    |

#### d. Vérification A l'ELS

- **État limite de compression du béton**

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

- **Les contraintes dans l'acier**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.10.** Vérification des contraintes.

| Localisation | Sens   | M (KN.m) | Y (cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa) | $\sigma_s$ (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (Mpa) |
|--------------|--------|----------|--------|----------------------|---------------------|---------------------------|------------------|------------------------|
| x-x          | Travée | 855.64   | 18.37  | 415745.88            | 3.78                | 15                        | 205.69           | 201.63                 |
|              | appui  | 950      | 18.89  | 419041.41            | 4.28                | 15                        | 224.81           | 201.63                 |
| y-y          | Travée | 528      | 15.06  | 597913.22            | 1.32                | 15                        | 92.69            | 201.63                 |
|              | appui  | 965.25   | 19.40  | 487726.04            | 3.83                | 15                        | 194.74           | 201.63                 |

On remarque que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  et que la condition  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendu  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service  $\bar{\sigma}_s$ .

**Tableau VI.11.** Résumé des résultats de ferrailage à l'ELS.

|             |       | M (KN) | $\lambda$ | $\varphi$ (°) | $\alpha$ | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $A_{cal}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | A (cm <sup>2</sup> /ml) adopté |
|-------------|-------|--------|-----------|---------------|----------|------------------------|---------------------------------|--------------------------------|
| Sens<br>x-x | Travé | 855.64 | 1.09      | 28.5          | 0.26     | 4.7                    | 47.9                            | 6HA25+6HA20=48.3               |
|             | appui | 950    | 1.1       | 30            | 0.28     | 5.22                   | 57.3                            | 12HA25=58.91                   |

**Tableau VI.12.** Vérification des contraintes à l'ELS.

| Sens | Moments        | Valeurs<br>(KN.m) | y (cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>MPA | $\sigma_s$<br>MPA | observation |
|------|----------------|-------------------|--------|----------------------|----------------------|-------------------|-------------|
| x-x  | M <sub>t</sub> | 855.64            | 22.13  | 3535633.84           | 5.35                 | 199.25            | vérifiée    |
|      | M <sub>a</sub> | 950               | 24.06  | 4111148.55           | 5.55                 | 199.88            | vérifiée    |

- **Armatures transversales**

Soit 5HA10=3.39 cm<sup>2</sup> (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux +épingle)

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l\min}\right) \Rightarrow S_t = 12\text{cm.}$$

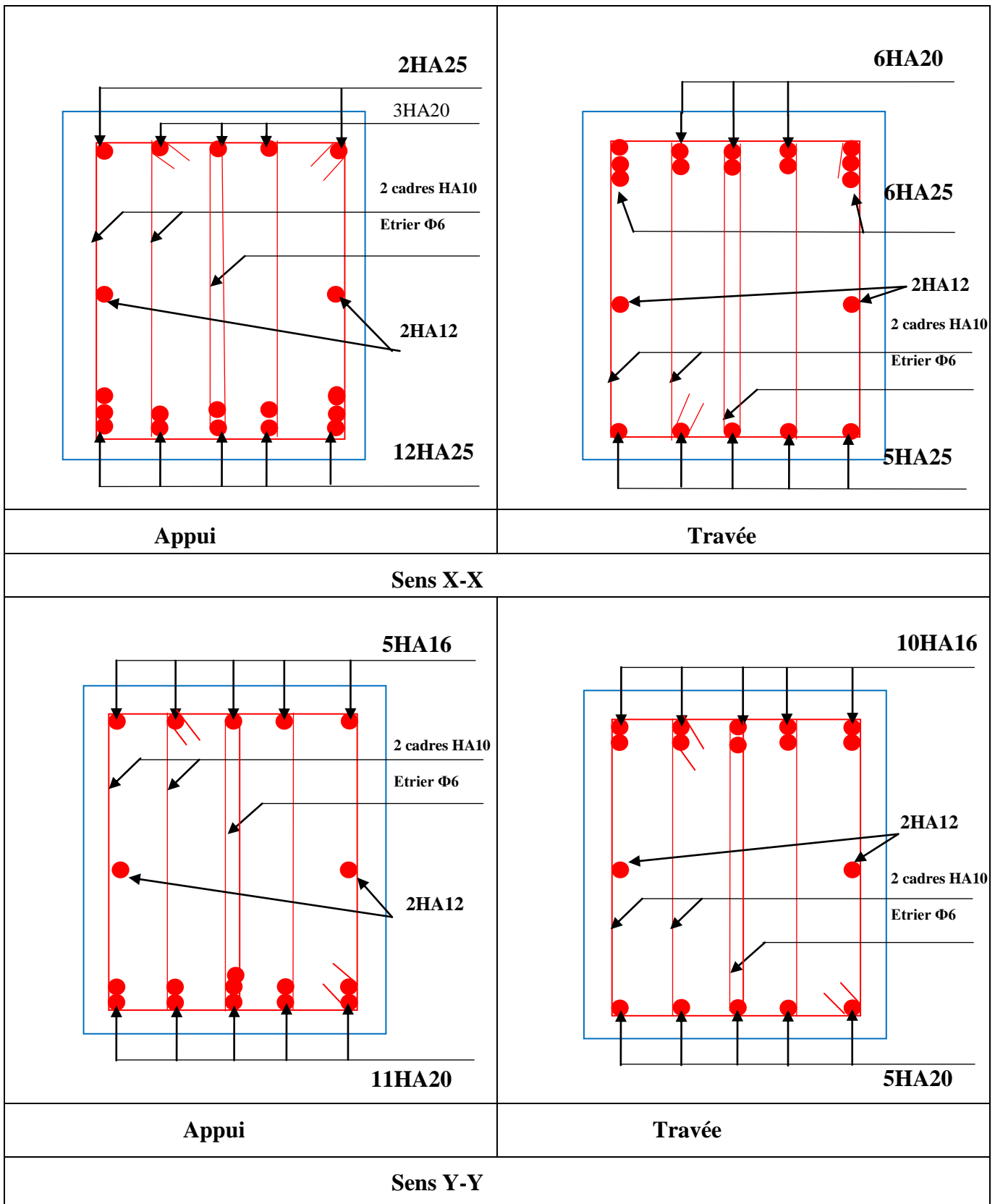
Soit  $S_t = 10\text{cm.}$

- **Espacement des aciers transversaux**

On prend  $S_t=10\text{cm}$  en zone nodale et 15cm en zone courante.

e. Schéma de ferrailage

Tableau VI.13.Schéma de ferrailage des nervures.



## VI.7.Voile périphérique

### VI.7.1.Définition

Selon le **RPA99/version 2003** les ossatures au-dessous de niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans le voile ne doit pas réduire de sa rigidité d'une manière importante.

### VI.7.2 .Dimensionnement des voiles

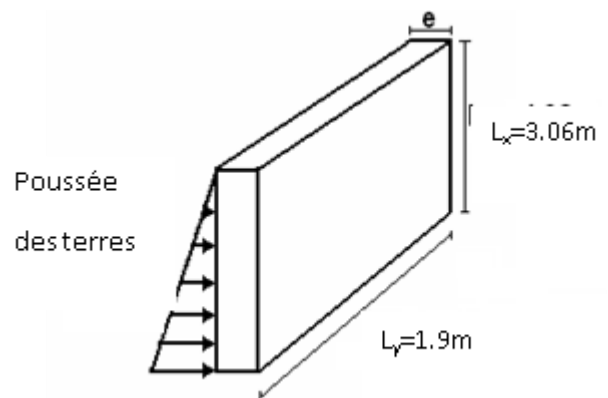
-Hauteur :  $h=3.06m$ .

-Longueur :  $L=1.9m$ .

-Épaisseur :  $e=15cm$ .

### VI.7.3.Caractéristiques du sol

- ✓ Poids spécifique :  $\gamma_h = 21.2KN/m^2$
- ✓ Angle de frottement :  $\varphi = 7^\circ$
- ✓ La cohésion :  $C = 0.44bar$
- ✓



### VI.7.4.Evaluation des charges et surcharges

Figure .VI. 8.Voile périphérique

Le voile périphérique est soumis à :

#### ➤ La poussée des terres

A la base du rideau : la pression  $P_1 = A \times \gamma \times h$

A : coefficient de poussée donnée par le tableau de **Caquot-Kérisel**.

$$A = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.78$$

$$P_1 = 0.78 \times 21.2 \times 3.06 = 50.77 \text{KN/m}^2$$

#### ➤ Surcharge accidentelle : $q = 10 \text{KN/m}^2$

$$P_2 = q \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \times 0.782 = 7.82 \text{KN/m}^2$$

### VI.7.5.Ferraillage du voile

#### ➤ Méthode de calcul

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appui uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

#### ➤ Calcul à l'ELU

$$P_u = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 80.26 \text{ KN/m}$$

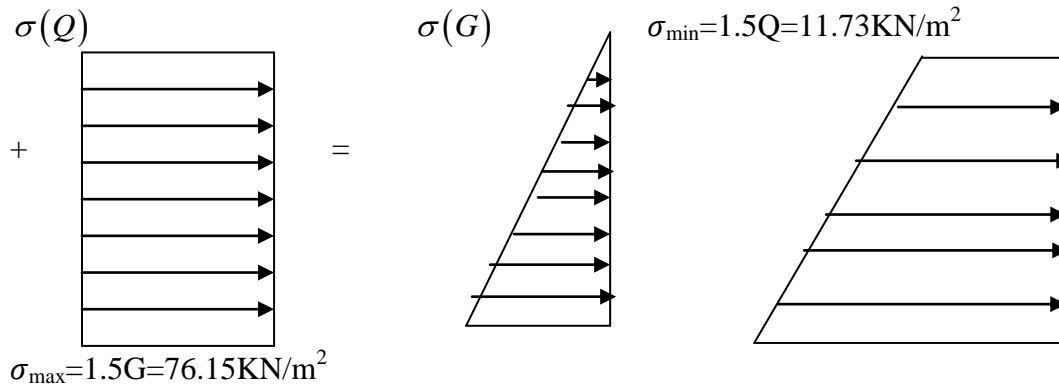


Figure .VI. 9.Diagramme des contraintes.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 60.04 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 60.04 \text{ KN/m}$$

Pour le ferraillage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont les suivantes

$$L_x = 1.9 \text{ m}$$

$$L_y = 3.06 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.9}{3.06} = 0.62$$

$\rho > 0.4$  Donc Le panneau travail dans les deux sens

**ELU :**

$$\mu_x = 0.0794$$

$$\mu_y = 0.3205$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0794 \times 60.04 \times 1.9^2 = 17.20 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 5.51 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx}=0.85 M_x=14.2\text{KN.m}$$

$$M_{ty}=0.85M_y=4.68\text{KN.m}$$

• **Moment en appui :**

$$M_{ax}=M_{ay}=0.5M_x =8.6\text{KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec  $A_{\min} = 0.1\% \times b \times h$ ..... condition exigée par le **RPA**.

Le ferrailage se fait pour une section  $(b \times e) = (1 \times 0.15)m^2$ .

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous

**Tableau VI.14.**Ferrailage du voile périphérique

| Sens   |     | M (KN.m) | A (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )/ml | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | choix |
|--------|-----|----------|----------------------|--|-------------------------------------|-------|
| travée | x-x | 14.2     | 3.23                 | 4.52                                   | 1.5                                 | 4HA12 |
|        | y-y | 4.68     | 1.04                 | 3.14                                   | 1.5                                 | 4HA10 |
| appui  |     | 8.6      | 1.93                 | 3.14                                   | 1.5                                 | 4HA10 |

➤ **Espacements :**

$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(3 \times h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t \leq \min(3 \times h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

**VI.7.6.Vérifications**

➤ **AP' ELU:**

✓ **Condition de non fragilité**

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

**En travée :**

$$A_x^{\min} = 1.42\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

$$A_y^{\min} = 1.2\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

$$\text{En appui : } A_x^{\min} = A_y^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.86\text{cm}^2$$

$$A_t > A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a > A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$



## ✓ Effort tranchant

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

(Fissuration nuisible)

$$V_u = \frac{q_u \times L_y}{2} = \frac{60.04 \times 3.06}{2} = 91.86 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{91.86 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.7 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  ..... Condition vérifiée.

## AI' ELS

$$\mu_x = 0.0844$$

$$\mu_y = 0.4892$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G = 1 \times 50.77 = 50.77 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 1 \times 1.25 = 7.82 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 50.77 + 7.82}{4} = 40.03 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$q_s = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 40.03 \text{ KN} / \text{m}.$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 12.19 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 5.96 \text{ KN.m}$$

## • Moment en travée

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 10.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 5.06 \text{ KN.m}$$

## • Moment en appui

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 6.09 \text{ KN.m}$$

## ✓ Vérification des contraintes

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant

**Tableau VI.15.** Vérification des contraintes

| Sens   |     | M (KN.M) | Y (cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) |
|--------|-----|----------|--------|----------------------|---------------------|------------------|
| travée | x-x | 10.36    | 3.06   | 4220.6               | 8.56                | 365.98           |
|        | y-y | 5.06     | 2.63   | 3164.7               | 5.7                 | 251.7            |
| Appui  |     | 6.09     | 2.63   | 3164.7               | 6.54                | 299.33           |

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée, donc on augmente la section d'armatures et les nouveaux résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau.VI.16.** Vérification des contraintes du radier.

| Sens | Moments        | Valeurs (KN.m) | y (cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$ Mpa | $\sigma_s$ Mpa | observation |
|------|----------------|----------------|--------|----------------------|-------------------|----------------|-------------|
| x-x  | M <sub>t</sub> | 10.36          | 4.47   | 8509.2               | 6.19              | 155.77         | vérifiée    |
|      | M <sub>a</sub> | 6.09           | 4.47   | 8509.2               | 4.19              | 91.57          | vérifiée    |
| y-y  | M <sub>t</sub> | 5.06           | 4.47   | 8509.2               | 3.6               | 76.53          | vérifiée    |
|      | M <sub>a</sub> | 6.09           | 4.47   | 8509.2               | 4.19              | 91.57          | vérifiée    |

## VI.7.7.Schéma de ferrailage

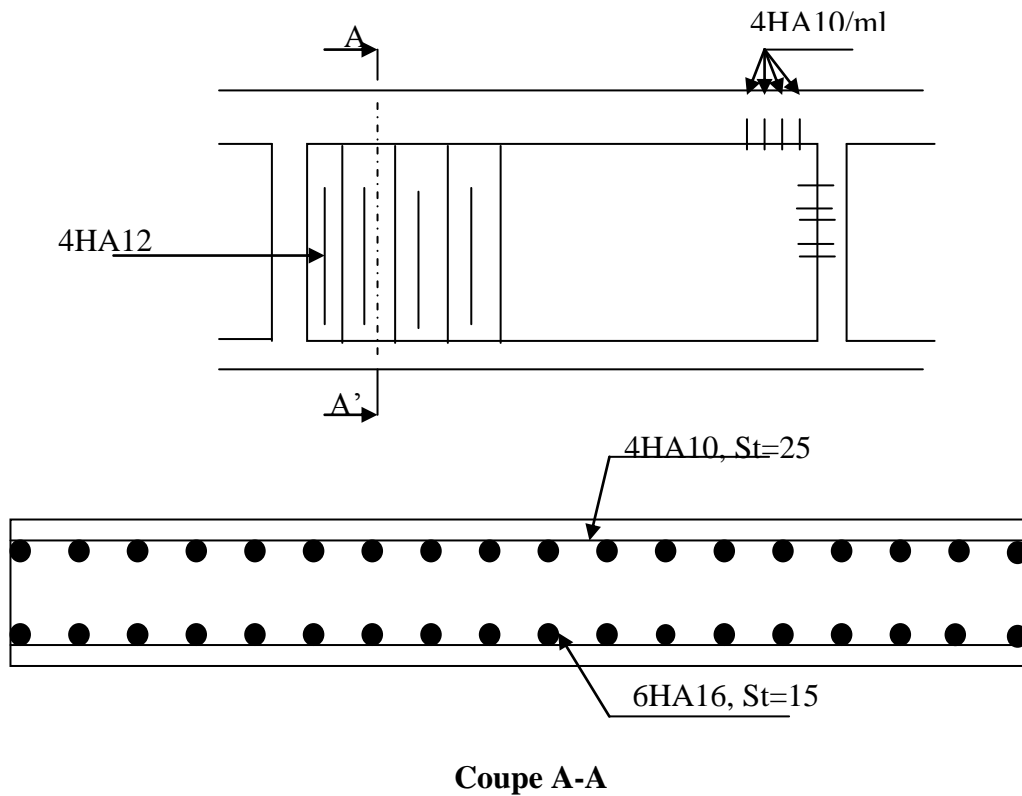


Figure .VI. 10.schéma de ferrailage du voile périphérique.

# *Bibliographie*

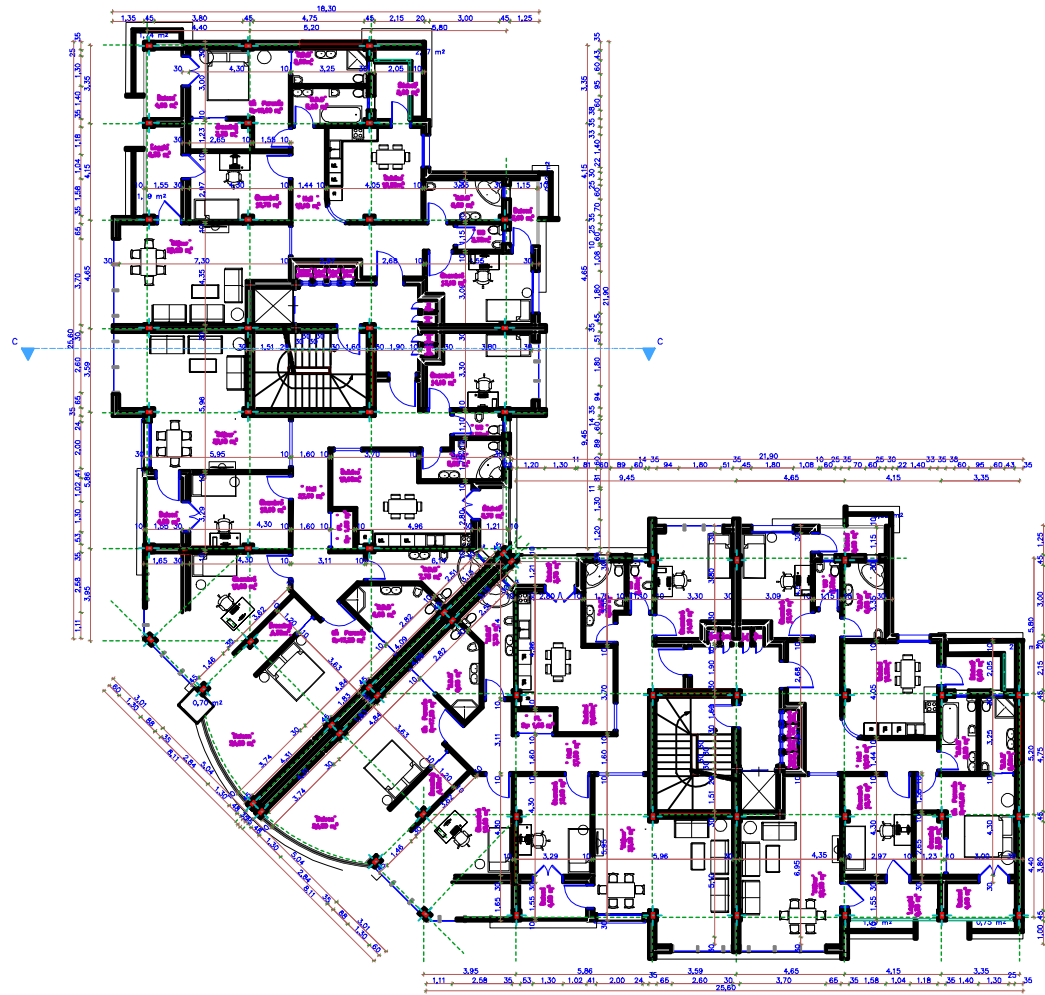
- *Document technique réglementaire DTR BC 2 48 « Règles parasismiques Algériennes; RPA99/version 2003 ».*
- *BAEL91 « Béton armé aux états limites; édition Eyrolles troisième tirage 1997 ».*
- *CBA 93 « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».*
- *DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».*
- *D.T.R. BC 2.33.2 « Méthodes de calcul des fondations profondes ».*
- *D.T.U 13.2 : « Fondations profondes ».*
- *Autres documents consultés :*  
*Cahiers de cours de cursus.*  
*Mémoires de fin d'étude.*

## CONCLUSION :

La recherche du bon comportement de la structure nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- ✓ La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- ✓ La structure doit être symétrique le plus possible afin d'obtenir un bon comportement dynamique vis à vis des sollicitations sismiques.
- ✓ Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une bonne répartition des charges entre les portiques et les voiles (interaction) et de limiter les effets de torsions (moment de torsion).
- ✓ Dans le but de vérifier l'effort normal réduit et l'interaction horizontale ; les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.
- ✓ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié les effets du second ordre (effet P-delta).
- ✓ Nous avons vérifié les moments résistants ultimes dans les poteaux et les poutres au niveau des zones nodales et nous avons constaté qu'il n'y a pas de risque de formation de rotules plastiques dans les poteaux avant les poutres.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en faisant le choix adéquat des sections de béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.



RDC.1 à 7 eme etages



Sous-sol

