

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE.**

**Université de Jijel**  
**M<sup>ed</sup> Seddik Benyahia**



**FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE**



# **PROJET DE FIN D'ETUDE**

**En vue de l'obtention du diplôme master académique en Génie Civil  
Option : Structures**

## **THEME**

**Modélisation et étude d'un bâtiment  
(RDC+10 étages+ Sous-sol) à usage d'habitation en  
béton armé**

***Encadré par :***

***M<sup>r</sup>. NOUASRA Djamel.***

***Présenté par :***

***BENMERZOUK Khalida***

***ATTI Namira***

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# Remerciements

*Ce travail a été achevé grâce à la volonté d'Allah et nous ne sommes que ses humbles serviteurs.*

*Nous remercions au premier lieu notre encadreur bienveillant **Mr. NOISSRA Djamel** de nous avoir pris en charges, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.*

*Nous tenons à exprimer notre reconnaissance envers ceux qui nous ont fait l'honneur de juger notre travail.*

*Nous remercions aussi, **TITI Yasser** et **BENAYAD MED Islem** qui nous ont aidé et encouragé pendant la durée de la réalisation de ce travail.*

# Dédicaces

*Je dédie ce travail à :*

*Mes chers parents **KAMEL** et **SOUAD** que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments pour leur patience illimité leur encouragement contenu leur aide en témoignage de mon profond amour et respect pour leurs grandes sacrifices.*

*Vous resterez à tout jamais dans mon cœur*

*Mon frère **MAHMOUD**, Mes sœurs **IMENE**, **YASSAMINA**, **LINDA** et ma chère amie **NAMIRA** pour leur grand amour et leurs soutiens qu'ils trouvent ici l'expression de ma haute gratitude*

*À tous ceux qui me sont chers.*

*Khalida*



# Dédicaces

Je dédie ce travail à :

Mes chers parents **NAFAA** et **NASSIMA** que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments pour leur patience illimité leur encouragement contenu leur aide en témoignage de mon profond amour et respect pour leurs grandes sacrifices.

Vous resterez à tout jamais dans mon cœur

Mon frère **NACER**, ma sœur **NAIMA** et ma chère amie **KHALIDA**, pour leur grand amour et leurs soutiens qu'ils trouvent ici l'expression de ma haute gratitude

À tous ceux qui me sont chers.

Namira

# Sommaire

---

# Sommaire

|  |           |
|--|-----------|
| Liste des figures .....  | 1         |
| Liste les tableaux .....   | 4         |
| Liste des symboles .....   | 8         |
| <b>Introduction générale .....</b>                                   | <b>10</b> |
| <br>   |           |
| <b>Chapitre I</b>  |           |
| <b>Présentation du projet et Caractéristique des matériaux .....</b> | <b>12</b> |
| <br>   |           |
| <b>I.1. Présentation du projet .....</b>                             | <b>12</b> |
| I.1.1. Introduction .....  | 12        |
| I.1.2. Présentation de l'ouvrage .....                               | 12        |
| I.1.3. Les caractéristiques géométriques de la structure.....        | 12        |
| I.1.4. Les données du site .....                                     | 13        |
| I.1.5. Conception de la structure .....                              | 13        |
| I.1.5.1. Ossature de l'ouvrage .....                                 | 13        |
| I.1.5.2. Planchers .....   | 14        |
| I.1.5.3. Maçonnerie .....  | 14        |
| I.1.5.4. La terrasse.....  | 15        |
| I.1.5.5. L'acrotère.....   | 15        |
| I.1.5.6. Revêtement.....   | 15        |
| I.1.5.7. Le garde-corps .....  | 15        |
| I.1.5.8. Les escaliers .....   | 15        |
| I.1.5.9. Cage d'ascenseur.....                                       | 15        |
| <br>   |           |
| <b>I.2. Caractéristiques des matériaux .....</b>                     | <b>16</b> |
| I.2.1. Introduction .....  | 16        |
| I.2.2. Le béton .....  | 16        |
| I.2.3. Composants du béton .....                                     | 16        |

|          |  |    |
|----------|--|----|
| I.2.4.   | Caractéristiques mécaniques du béton .....   | 16 |
| I.2.4.1. | Résistance à la compression .....            | 16 |
| I.2.4.2. | Résistance à la traction .....               | 17 |
| I.2.4.3. | Modules de déformation longitudinale .....   | 18 |
| I.2.4.4. | Coefficient de poisson .....                 | 19 |
| I.2.4.5. | Contraintes limites .....                    | 19 |
| I.2.5.   | L'acier .....                                | 21 |
| I.2.6.   | Caractéristiques mécaniques de l'acier ..... | 21 |
| I.2.7.   | Limite d'élasticité garantie $F_e$ .....     | 21 |
| I.2.8.   | Actions et sollicitations .....              | 23 |
| I.2.8.1. | Actions .....                                | 23 |
| I.2.8.2. | Sollicitations .....                         | 24 |

## Chapitre II

### Pré dimensionnement des éléments et descente de charges .....25

#### II.1. Pré dimensionnement des éléments structuraux .....25

##### II.1.1. Introduction .....25

##### II.1.2. Pré dimensionnement des poutres .....25

###### II.1.2.1. La condition de flèche .....26

###### II.1.2.2. Le RPA.....26

###### a. Poutres secondaires.....26

###### b. Poutres principales .....27

##### II.1.3. Pré dimensionnement des planchers .....28

###### II.1.3.1. Plancher à corps creux .....28

###### II.1.3.2. Les poutrelles.....29

###### II.1.3.3. Plancher à dalle pleine .....30

###### a. Résistance à la flexion .....30

###### b. Isolation phonique .....30

###### c. Résistance au feu .....30

|              |  |           |
|--------------|--|-----------|
| II.1.4.      | Pré dimensionnement du Balcon .....                    | 30        |
| II.1.5.      | Pré dimensionnement des voiles .....                   | 31        |
| II.1.6.      | Pré dimensionnement d'escalier .....                   | 32        |
| II.1.7.      | Pré dimensionnement des Poteaux .....                  | 35        |
|              | ❖ D'après RPA99/version 2003 .....                     | 35        |
|              | ❖ D'après les règles BAEL91 .....                      | 35        |
| <b>II.2.</b> | <b>Evaluation des charges et surcharges .....</b>      | <b>36</b> |
| II.2.1.      | Introduction .....                                     | 36        |
| II.2.1.1.    | Les charges réglementaires .....                       | 36        |
| II.2.1.2.    | Les charges permanentes .....                          | 37        |
| II.2.1.3.    | Les charges exploitation .....                         | 37        |
| II.2.2.      | Evaluation des charges et surcharges .....             | 37        |
| II.2.2.1.    | Plancher terrasse (corps creux) : (inaccessible) ..... | 37        |
| II.2.2.2.    | Plancher étage courant (corps creux) .....             | 38        |
| II.2.2.3.    | Plancher sous-sol dalle pleine .....                   | 38        |
| II.2.2.4.    | Les balcons .....                                      | 39        |
|              | a. <i>Balcons terrasse</i> .....                       | 39        |
|              | b. <i>Balcon d'étage courant</i> .....                 | 39        |
| II.2.2.5.    | Les escaliers .....                                    | 41        |
|              | a. <i>Palier</i> .....                                 | 41        |
|              | b. <i>Paillasse avec inclinaison 32. 5 °</i> .....     | 41        |
| II.2.3.      | Descente de charge .....                               | 41        |
| II.2.3.1.    | Etapas de calcul .....                                 | 41        |
| II.2.3.2.    | Poteaux d'angle .....                                  | 42        |
| II.2.3.3.    | Poteaux de rive .....                                  | 46        |
| II.2.3.4.    | Poteaux de central .....                               | 50        |
| II.3.3.      | Calcul des sections des poteaux .....                  | 54        |

# Chapitre III

|   |           |
|---|-----------|
| Étude des éléments secondaires .....                                  | 57        |
| <b>III.1. Introduction .....</b>                                      | <b>57</b> |
| <b>III.2. Acrotère .....</b>  | <b>57</b> |
| III.2.1. Introduction .....   | 57        |
| III.2.2. Dimensions et Modélisation de l'acrotère .....               | 58        |
| III.2.3. Evaluation des charges .....                                 | 58        |
| III.2.4. Principe de calcul .....                                     | 58        |
| III.2.5. La force horizontale due à l'effet du séisme .....           | 59        |
| III.2.6. Evaluation des sollicitations .....                          | 60        |
| III.2.7. Calcul al'E.L.U. ....  | 60        |
| III.2.8. Calcul du ferrailage .....                                   | 62        |
| III.2.9. Ferrailage minimal .....                                     | 64        |
| III.2.10. Vérification des contraintes .....                          | 64        |
| III.2.11. Vérification au cisaillement .....                          | 65        |
| III.2.12. Calcul des armatures de répartition .....                   | 65        |
| III.2.13. L'espacement maximal .....                                  | 65        |
| III.2.14. Schéma de ferrailage .....                                  | 66        |
| <b>III.3. Calcul des Escaliers .....</b>                              | <b>66</b> |
| III.3.1. Définition .....   | 66        |
| III.3.2. Dimensionnement des escaliers .....                          | 67        |
| III.3.3. Calcul du ferrailage .....                                   | 68        |
| III.3.4. Calcul du ferrailage .....                                   | 75        |
| III.3.5. Etude de la poutre palière .....                             | 81        |
| III.3.5.1. Pré dimensionnement de la poutre palière .....             | 81        |
| III.3.5.2. Evaluation des charges .....                               | 81        |
| III.3.5.3. Moment fléchissant .....                                   | 82        |
| III.3.5.4. Calcul des armatures longitudinales (flexion simple) ..... | 82        |
| III.3.5.5. Calcul des armatures longitudinales (à la torsion) .....   | 84        |

|               |  |     |
|---------------|--|-----|
| III.3.5.6.    | Ferraillage de la poutre palière .....       | 86  |
| <b>III.4.</b> | <b>Les balcons</b> .....                     | 87  |
| III.4.1.      | Introduction .....                           | 87  |
| III.4.2.      | Etude des balcons appuyés sur 3 cotés .....  | 87  |
| III.4.2.1.    | Evaluation des charges .....                 | 87  |
| III.4.2.2.    | Sollicitation de calcul .....                | 87  |
| <b>III.5.</b> | <b>Les Planchers</b> .....                   | 97  |
| III.5.1.      | Introduction .....                           | 97  |
| III.5.2.      | Plancher à corps creux .....                 | 98  |
| III.5.2.1.    | Les poutrelles .....                         | 98  |
| i.            | <i>Calcul des armatures à L'E.L.U.</i> ..... | 115 |
| ii.           | <i>Vérification à l'E.L.U.</i> .....         | 122 |
| iii.          | <i>Vérification à l'E.L.S.</i> .....         | 126 |
| iv.           | <i>Schéma de ferraillage</i> .....           | 127 |
| III.5.2.2.    | Ferraillage de la dalle de compression ..... | 128 |
| III.5.3.      | Planchers dalle pleine .....                 | 129 |
| III.5.3.1.    | Evaluation des charges .....                 | 130 |
| III.5.3.2.    | Calcul des sollicitations .....              | 130 |
| III.5.3.3.    | Calcul de ferraillage .....                  | 132 |
| III.5.3.4.    | Vérification à l'ELU .....                   | 134 |
| III.5.3.5.    | Vérification à l'ELS .....                   | 134 |
| III.5.3.6.    | Schéma de ferraillage .....                  | 136 |

## Chapitre IV

|                        |  |     |
|------------------------|--|-----|
| <b>Etude sismique.</b> | .....  | 137 |
| <b>IV.1.</b>           | <b>Objectif de l'étude sismique</b> .....                    | 137 |
| <b>IV.2.</b>           | <b>Présentation des différentes méthodes de calcul</b> ..... | 137 |
| IV.2.1.                | Méthode statique équivalente .....                           | 138 |

|              |  |            |
|--------------|--|------------|
| IV.2.1.1.    | Condition d'application de la méthode statique équivalente .....       | 138        |
| IV.2.1.2.    | Principe de la méthode .....   | 138        |
| IV.2.1.3.    | Modélisation .....   | 138        |
| IV.2.2.      | Méthode d'analyse modale spectrale .....                               | 139        |
| IV.2.2.1.    | Condition d'application de la méthode d'analyse spectrale .....        | 139        |
| IV.2.2.2.    | Principe de la méthode .....   | 139        |
| IV.2.2.3.    | Modélisation .....   | 139        |
| IV.2.3.      | Méthode d'analyse dynamique par accélogramme .....                     | 140        |
| <b>IV.3.</b> | <b>Choix de la méthode de calcul .....</b>                             | <b>140</b> |
| <b>IV.4.</b> | <b>La modélisation de la structure .....</b>                           | <b>142</b> |
| IV.4.1.      | Description du logiciel ETABS .....                                    | 142        |
| IV.4.2.      | Modélisation de la rigidité .....                                      | 142        |
| IV.4.3.      | Modélisation de la masse .....   | 143        |
| IV.4.4.      | Nombre de mode à considérer .....                                      | 143        |
| IV.4.5.      | Etape de modélisation .....  | 143        |
| <b>IV.5.</b> | <b>Disposition des voiles .....</b>                                    | <b>144</b> |
| IV.5.1.      | Variante .....   | 145        |
| IV.5.2.      | Résultats de l'analyse .....   | 145        |
| IV.5.3.      | Les modes .....  | 147        |
| <b>IV.6.</b> | <b>Méthode dynamique modale spectrale .....</b>                        | <b>148</b> |
| IV.6.1.      | Spectre de réponse de calcul .....                                     | 148        |
| IV.6.1.1.    | Classification du site .....   | 149        |
| IV.6.1.2.    | Coefficient de correction d'amortissement $\eta$ .....                 | 149        |
| IV.6.1.3.    | Coefficient d'accélération de zone A .....                             | 149        |
| IV.6.1.4.    | Coefficient de comportement R .....                                    | 149        |
| IV.6.2.      | Facteur de qualité Q .....   | 149        |
| <b>IV.7.</b> | <b>Caractéristiques géométriques et massique de la structure .....</b> | <b>150</b> |
| IV.7.1.      | Centre de masse .....  | 151        |



|   |            |
|---|------------|
| IV.7.2. Centre de rigidité (centre de torsion) .....  | 150        |
| IV.7.3. Calcul de l'excentricité théorique .....  | 150        |
| IV.7.4. Calcul de l'excentricité accidentelle .....   | 150        |
| <b>IV.8. Vérifications réglementaires .....</b>   | <b>151</b> |
| IV.8.1. Période fondamentale théorique .....  | 151        |
| IV.8.2. Justification de l'interaction portiques voiles .....                               | 152        |
| <b>IV.9. La résultante des forces sismiques .....</b>                                       | <b>152</b> |
| IV.9.1. Facteur d'amplification dynamique moyen d .....                                     | 152        |
| IV.9.2. Poids total de la structure .....   | 153        |
| <b>IV.10. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur .....</b>                      | <b>155</b> |
| <b>IV.11. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur .....</b>                     | <b>157</b> |
| <b>IV.12. Vérification des déplacements latéraux inters étage .....</b>                     | <b>157</b> |
| <b>IV.13. Justification vis à vis de l'effet P-<math>\Delta</math> .....</b>                | <b>161</b> |
| <b>IV.14. Vérification au renversement .....</b>  | <b>163</b> |
| <b>IV.15. Vérification spécifique sous sollicitations normal (coffrage de poteau) .....</b> | <b>163</b> |
| <b>IV.16. Conclusion .....</b>  | <b>164</b> |

## Chapitre V

|  |            |
|--|------------|
| <b>Ferraillage des éléments porteurs. ....</b>             | <b>165</b> |
| <b>V.1. Introduction .....</b>                             | <b>165</b> |
| <b>V.2. Ferraillage des portiques .....</b>                | <b>165</b> |
| V.2.1. Ferraillage des poutres .....                       | 165        |
| V.2.1.1. Combinaisons d'actions .....                      | 165        |
| V.2.1.2. Ferraillage des poutres principales (30*45) ..... | 167        |
| V.2.1.3. Ferraillage des poutres secondaire (40*30) .....  | 170        |
| V.2.1.4. Schéma de ferraillage des poutres .....           | 174        |

|   |            |
|---|------------|
| V.2.2. Ferrailage des poteaux .....                           | 175        |
| V.2.2.1. Combinaison de ferrailage des Poteaux .....          | 175        |
| V.2.2.2. Recommandation du RPA 99/version 2003 .....          | 176        |
| V.2.2.3. Ferrailage des poteaux .....                         | 178        |
| V.2.2.4. Vérification de ferrailage des poteaux .....         | 179        |
| <b>V.3. Le ferrailage des voiles .....</b>                    | <b>184</b> |
| V.3.1. Introduction .....                                     | 184        |
| V.3.2. Prescriptions imposées par le RPA 99/version2003 ..... | 184        |
| V.3.3. Ferrailage vertical .....                              | 186        |
| V.3.4. Etudes des sections .....                              | 186        |
| V.3.5. Calcul de ferrailage des voiles .....                  | 190        |
| V.3.6. Le schéma de ferrailage .....                          | 196        |

## Chapitre VI

|   |            |
|---|------------|
| <b>Etude de l'infrastructure .....</b>                    | <b>198</b> |
| <b>VI.1. Introduction .....</b>                           | <b>198</b> |
| <b>VI.2. Différents types de fondations .....</b>         | <b>198</b> |
| <b>VI.3. Présentation du rapport d'étude de sol .....</b> | <b>198</b> |
| <b>VI.4. Choix du type de fondation .....</b>             | <b>199</b> |
| <b>VI.5. Radier général .....</b>                         | <b>200</b> |
| VI.5.1. Pré dimensionnement du radier .....               | 200        |
| VI.5.1.1. La surface du radier .....                      | 200        |
| VI.5.1.2. Pré dimensionnement de la dalle .....           | 201        |
| VI.5.1.3. Calcul du D (Débordement) .....                 | 201        |
| VI.5.1.4. Le choix final .....                            | 202        |
| VI.5.2. Vérification au poinçonnement .....               | 202        |
| VI.5.3. Caractéristique géométrique du radier .....       | 203        |
| VI.5.4. Vérification de la stabilité du radier .....      | 204        |

|                                      |   |         |
|--------------------------------------|---|---------|
| VI.5.5.                              | Ferraillage du radier .....                                       | 206     |
| VI.5.6.                              | Schéma de ferraillage de la dalle du radier (appui, travée) ..... | 210     |
| VI.5.7.                              | Etude de débord du radier .....                                   | 211     |
| VI.5.8.                              | Etude des nervures .....  | 213     |
| VI.5.8.1.                            | Données de l'étude .....  | 213     |
| VI.5.8.2.                            | Sollicitations .....  | 213     |
| VI.5.8.3.                            | Calcul des sections d'armatures à l'ELU .....                     | 215     |
| VI.5.8.4.                            | Calcul des armatures à l'ELS .....                                | 218     |
| VI.5.8.5.                            | Schéma de ferraillage des nervures .....                          | 220     |
| VI.5.9.                              | Etude du voile périphérique .....                                 | 221     |
| VI.5.9.1.                            | Pré dimensionnement .....   | 221     |
| VI.5.9.2.                            | Détermination des sollicitations .....                            | 222     |
| VI.5.9.3.                            | Calcul de ferraillage vertical .....                              | 223     |
| VI.5.9.4.                            | Calcul des armatures horizontales .....                           | 224     |
| VI.5.9.5.                            | Schémas de ferraillage .....                                      | 224     |
| <br><b>Conclusion générale</b> ..... |   | <br>225 |
| <b>Bibliographie</b> .....           |   | 226     |

# Liste des figures

---

|   |         |
|---|---------|
| <i>Fig.IV.5. Mode3 (torsion) <math>T=0.74s</math></i> .....                   | 148     |
| <i>Fig.IV.6. Distribution des forces sismiques selon la hauteur</i> .....     | 158     |
| <i>Fig.IV.7. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur</i> .....    | 158-159 |
| <i>Fig.IV.8. Les déplacements horizontaux selon les deux directions</i> ..... | 161     |

## **Chapitre V**

|  |         |
|--|---------|
| <i>Fig.V.1. Les combinaisons de calcul</i> .....                       | 167     |
| <i>Fig.V.2. Schéma de ferrailage des poutres principales</i> .....     | 174     |
| <i>Fig.V.3. Schéma de ferrailage des poutres secondaires</i> .....     | 175     |
| <i>Fig.V.4. Schéma des Combinaisons de ferrailage des Poteau</i> ..... | 176     |
| <i>Fig.V.5. Schéma de ferrailage des poteaux</i> .....                 | 183     |
| <i>Fig.V.6. Section transversale de voile</i> .....                    | 185     |
| <i>Fig.V.7. Section partiellement comprimée</i> .....                  | 187     |
| <i>Fig.V.8. Section partiellement comprimée</i> .....                  | 188     |
| <i>Fig.V.9. Section entièrement tendue</i> .....                       | 189     |
| <i>Fig.V.10. Numérotation des voiles</i> .....                         | 190     |
| <i>Fig.V.11. Schéma de ferrailage des voiles</i> .....                 | 196-197 |

## **Chapitre VI**

|   |     |
|---|-----|
| <i>Fig.VI.1. Schéma statique du radier</i> .....  | 200 |
| <i>Fig.VI.2. Schéma du radier</i> .....   | 203 |
| <i>Fig.VI.3. Schéma de ferrailage de la dalle du radier</i> .....                               | 210 |
| <i>Fig.VI.4. Présentation schématique du débord</i> .....                                       | 211 |
| <i>Fig.VI.5. Schéma de ferrailage du débord de radier</i> .....                                 | 213 |
| <i>Fig.VI.6. Modélisation du radier</i> .....   | 214 |
| <i>Fig.VI.7. Diagramme du moment fléchissant (sens x-x)</i> .....                               | 214 |
| <i>Fig.VI.8. Diagramme de l'effort tranchant (sens x-x)</i> .....                               | 214 |
| <i>Fig.VI.9. Diagramme du moment fléchissant (sens y-y)</i> .....                               | 215 |
| <i>Fig.VI.10. Diagramme de l'effort tranchant (sens y-y)</i> .....                              | 215 |
| <i>Fig.VI.11. Le ferrailage des nervures dans le sens X-X</i> .....                             | 200 |
| <i>Fig.VI.12. Le ferrailage des nervures dans le sens Y-Y</i> .....                             | 200 |
| <i>Fig.VI.13. Schéma de ferrailage du radier général</i> .....                                  | 221 |
| <i>Fig.VI.14. Poussée de terre sur voile périphérique</i> .....                                 | 222 |
| <i>Fig.VI.15. Représentation de la charge moyenne agissante sur le voile périphérique</i> ..... | 222 |
| <i>Fig.VI.16. Schéma de ferrailage du voile périphérique</i> .....                              | 226 |

# Liste des tableaux

---

|   |     |
|---|-----|
| <i>Tab.V.11. Croquis de ferrailage des poteaux .....</i>                        | 183 |
| <i>Tab.V.12. Résultats de ferrailage vertical des voiles longitudinaux.....</i> | 192 |
| <i>Tab.V.13. Résultats de ferrailage vertical des voiles transversaux .....</i> | 193 |
| <i>Tab.V.14. Vérification de la contrainte de cisaillement XX.....</i>          | 194 |
| <i>Tab.V.15. Vérification de la contrainte de cisaillement YY .....</i>         | 194 |
| <i>Tab.V.16. Ferrailage horizontal des voiles.....</i>                          | 196 |
| <i>Tab.V.17. Ferrailage vertical des voiles.....</i>                            | 196 |

## **Chapitre VI**

|  |     |
|--|-----|
| <i>Tab.VI.1 Les surfaces des semelles isolées et filantes.....</i>     | 199 |
| <i>Tab.VI.2. Vérification au soulèvement .....</i>                     | 205 |
| <i>Tab.VI.3. Vérification de la compression sous (G + Q + E) .....</i> | 205 |
| <i>Tab.VI.4. Calcul des contraintes.....</i>                           | 206 |
| <i>Tab.VI.5. Moment à l'ELU.....</i>                                   | 207 |
| <i>Tab.VI.6. Moment à l'ELS.....</i>                                   | 207 |
| <i>Tab.VI.7. Ferrailage à l'ELU .....</i>                              | 208 |
| <i>Tab.VI.8. Vérification des contraintes à l'ELS .....</i>            | 209 |
| <i>Tab.VI.9. Calcul des armatures à l'ELS .....</i>                    | 210 |
| <i>Tab.VI.10. Ferrailage de débord du radier à l'ELU .....</i>         | 212 |
| <i>Tab.VI.11. Vérification des contraintes à l'ELS .....</i>           | 212 |
| <i>Tab.VI.12. Ferrailage des nervures à l'ELU .....</i>                | 216 |
| <i>Tab.VI.13. Vérification à l'ELS.....</i>                            | 217 |
| <i>Tab.VI.14. Calcul des armatures à l'ELS .....</i>                   | 218 |
| <i>Tab.VI.15. Résultats des sollicitations à l'ELU .....</i>           | 224 |
| <i>Tab.VI.16. Résultats des sollicitations à l'ELS .....</i>           | 224 |
| <i>Tab.VI.17. Résultats de ferrailage .....</i>                        | 224 |

# Liste des symboles

---

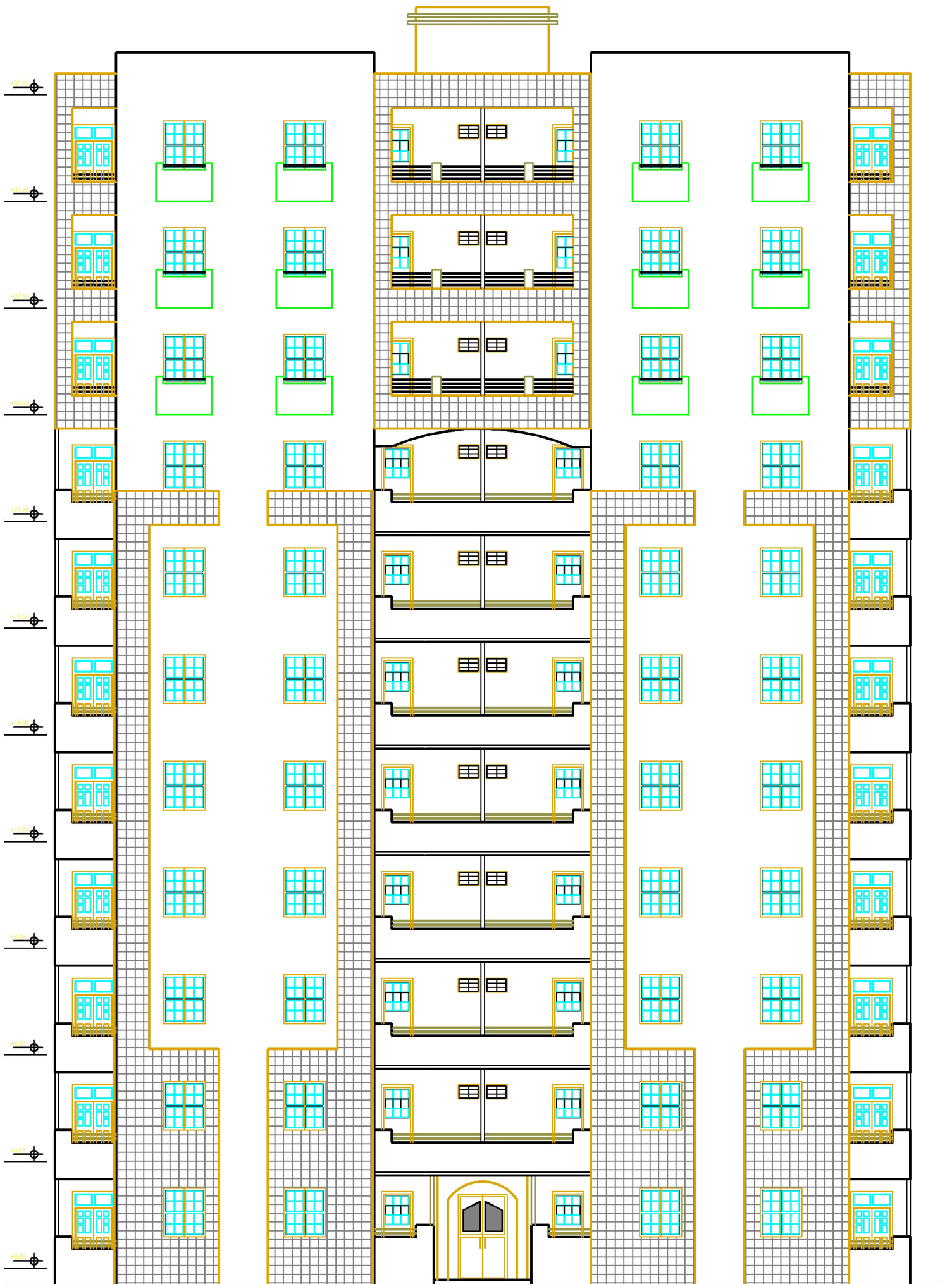


# Liste des symboles

- $A, A_s$  : aire d'une section d'acier.
- $A_t$  : somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.
- $B$  : aire d'une section de béton
- $D$  : diamètre, rigidité
- $E$  : module d'élasticité longitudinal, séisme.
- $E_b$  : module de déformation longitudinal béton.
- $E_i$  : module de déformation instantanée
- $(E_{vj})$  : pour a l'âge de j jours).
- $E_s$  : module d'élasticité de l'acier.
- $E_v$  : module de déformation différé  
 $E_{vj}$  : pour chargement applique a lage de j jours).
- $F$  : force ou action générale.
- $G$  : charge permanente.
- $Q$  : surcharge d'exploitation.
- $I$  : moment d'inertie.
- $L$  : longueur ou portée.
- $M$  : moment de flexion le plus souvent.
- $M_u$  : moment a l'état limite ultime.
- $M_{ser}$  : moment de calcul a l'état limite de service.
- $N$  : effort normal.
- $Q$  : action ou charge variable.
- $S$  : section
- $T, V$  : effort tranchant.
- $f_{cj}$  : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours
- $f_{tj}$  : résistance caractéristique à la traction du âgé de j jours
- $f_{c28}$  et  $f_{t28}$  : grandeurs précédemment calculé à 28 jours.
- $l$  : la distance entre nus d'appuis (sens des poutres principales).
- $l'$  : la distance entre nus d'appuis (sens des poutres secondaires).
- $d$  : hauteur utile.
- $h_p$  : épaisseur du plancher.
- $h_t$  : la hauteur des poutrelles.
- $h_0$  : épaisseur de la dalle de compression.
- $L_x$  : longueur maximale entre axes
- $A'$  : section d'armature comprimées
- $A$  : section d'armature tendues
- $e$  : excentricité d'un résultante ou d'un effort par apport au centre de gravité de la section.
- $S$  : espacement des armatures en général.
- $S_t$  : espacement des armatures transversales.
- $f_e$  : limite d'élasticité de l'acier .

## NOMENCLATURES GRECQUES

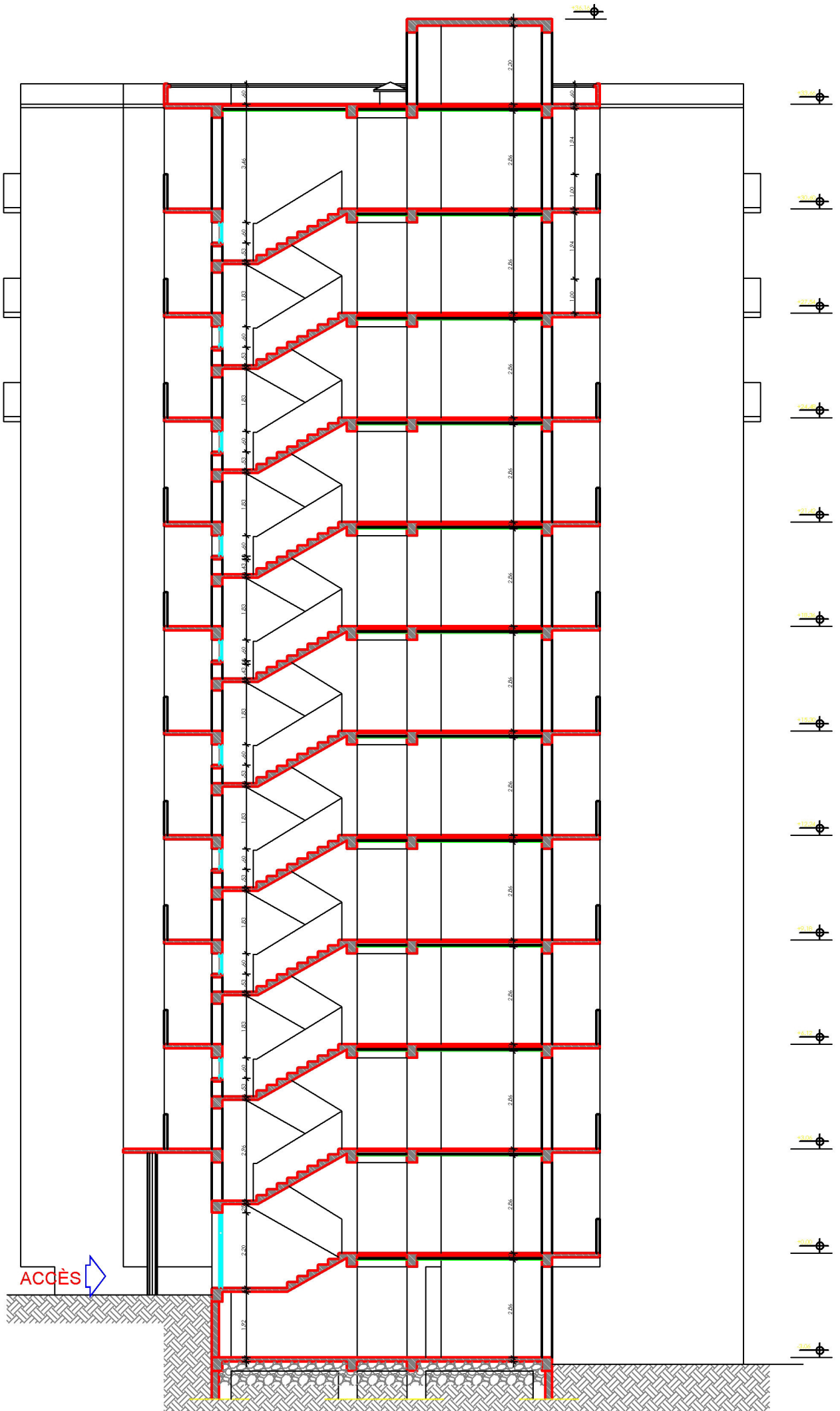
- $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton.
- $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier.
- $\alpha$ : Angle en général, coefficient
- $\zeta_{bc}$ : Raccourcissement relatif du béton.
- $\zeta_s$ : Déformation de l'acier.
- $\eta$ : Coefficient de fissuration relative a une armature.
- $\Theta$ : Coefficient sans dimension.
- $\lambda$ : Élancement.
- $\mu$  : Coefficient de frottement.
- $N$  : Coefficient de poisson.
- $\rho$ : rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.
- $\sigma$ : Contrainte normale général.
- $\sigma_{bc}$ : Contrainte de compression du béton.
- $\sigma_s$ : Contrainte de traction dans l'acier.
- $\bar{\tau}_u$ : Contrainte tangentielle admissible.



FACADE PRINCIPAL FCH:1/50

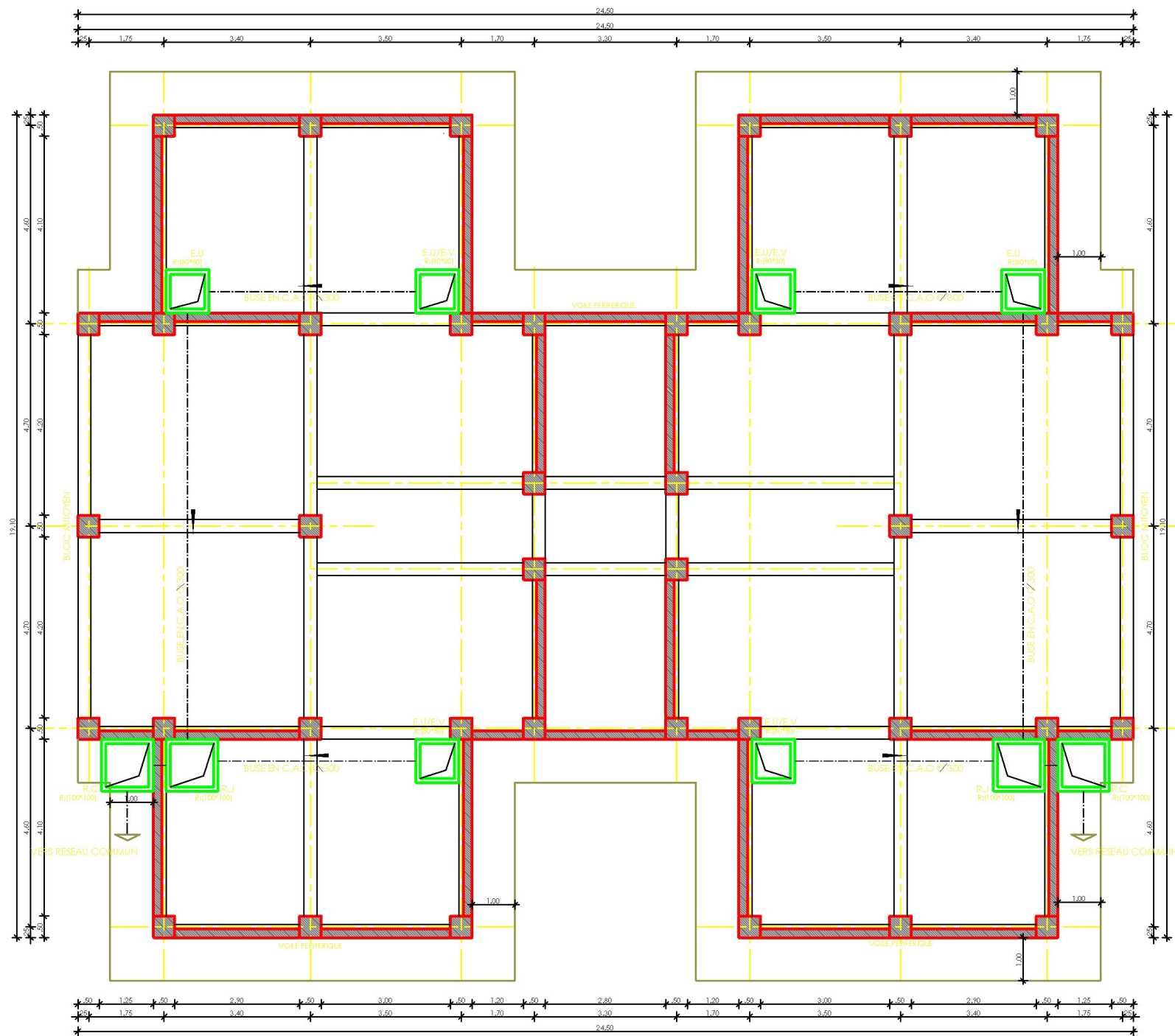


FACADE POSTERIEURE ECH:1/50

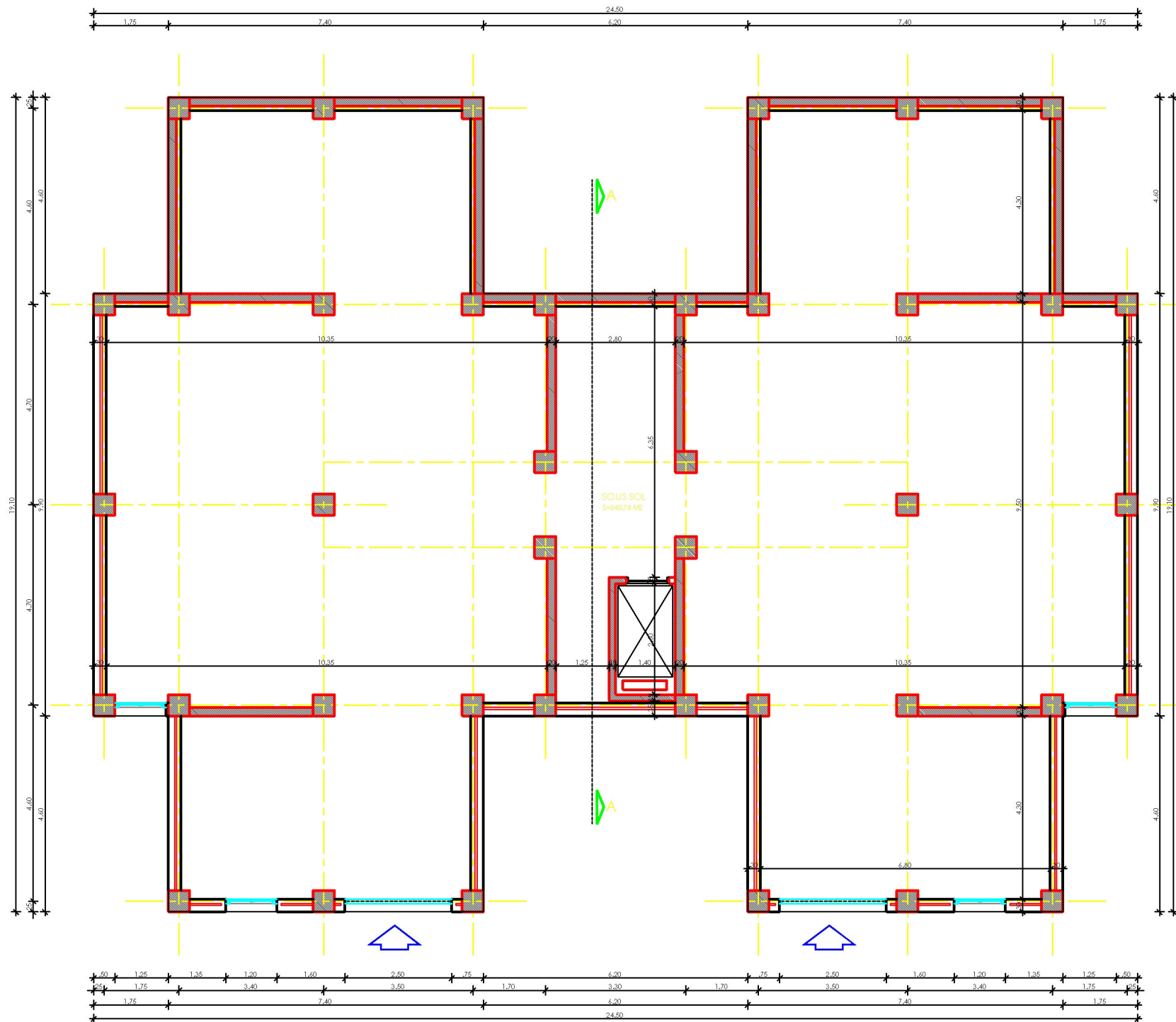


ACCÈS

COUPE :A-A ECH:1/50

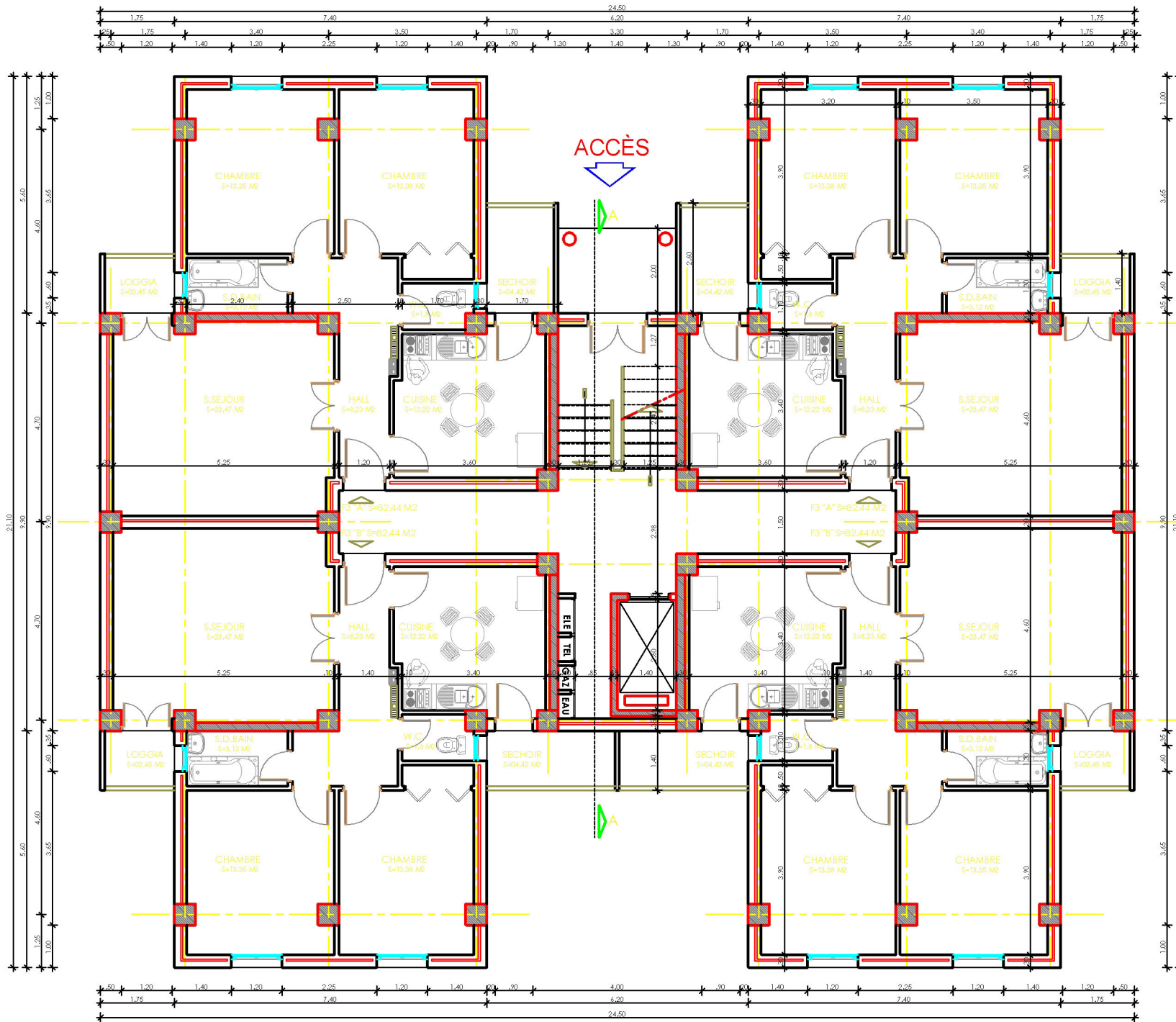


PLAN DES FONDATIONS ET ASSAINISSEMENTS ECH:1/50



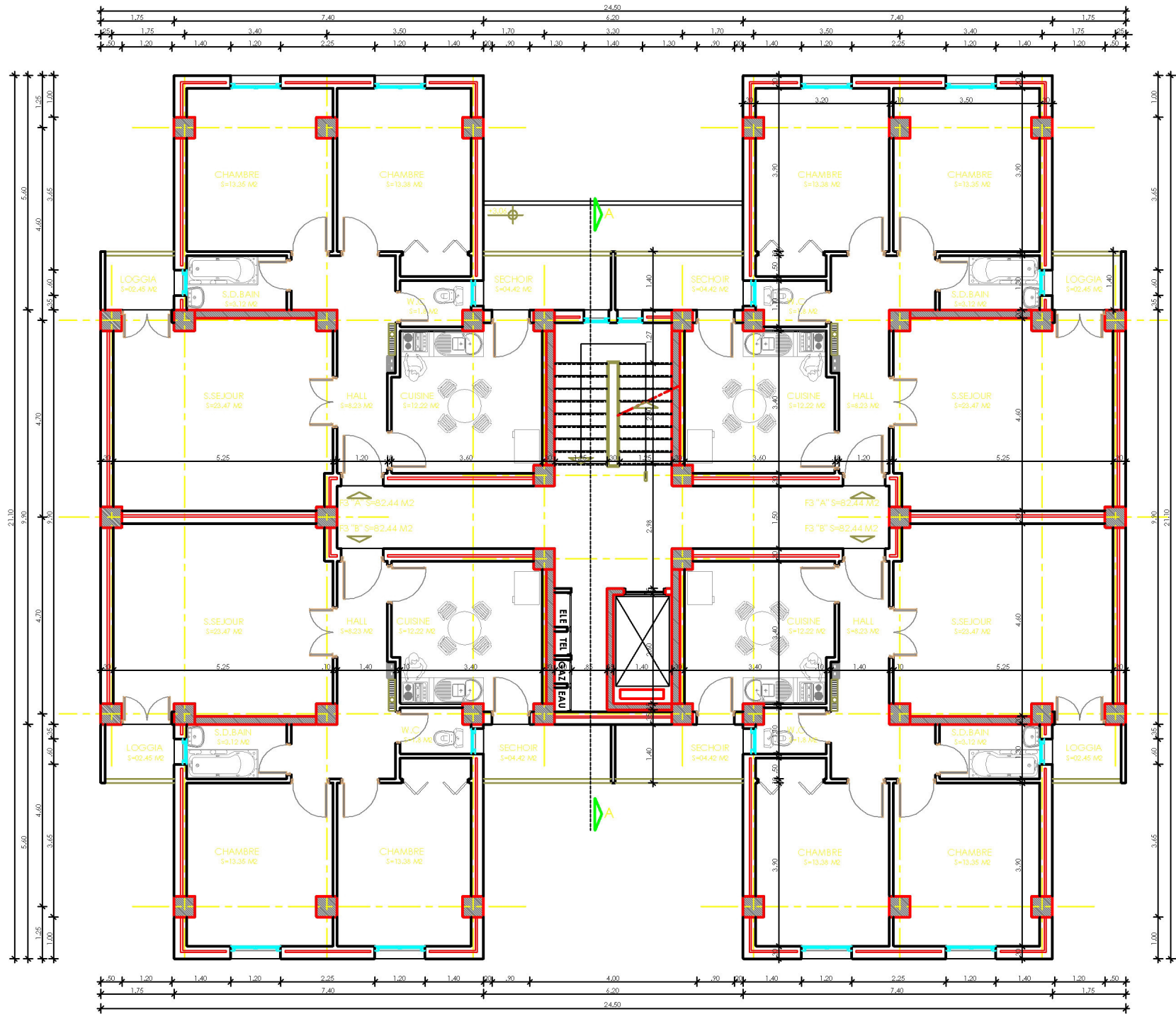
VUE EN PLAN SOUS SOL ECH: 1/50



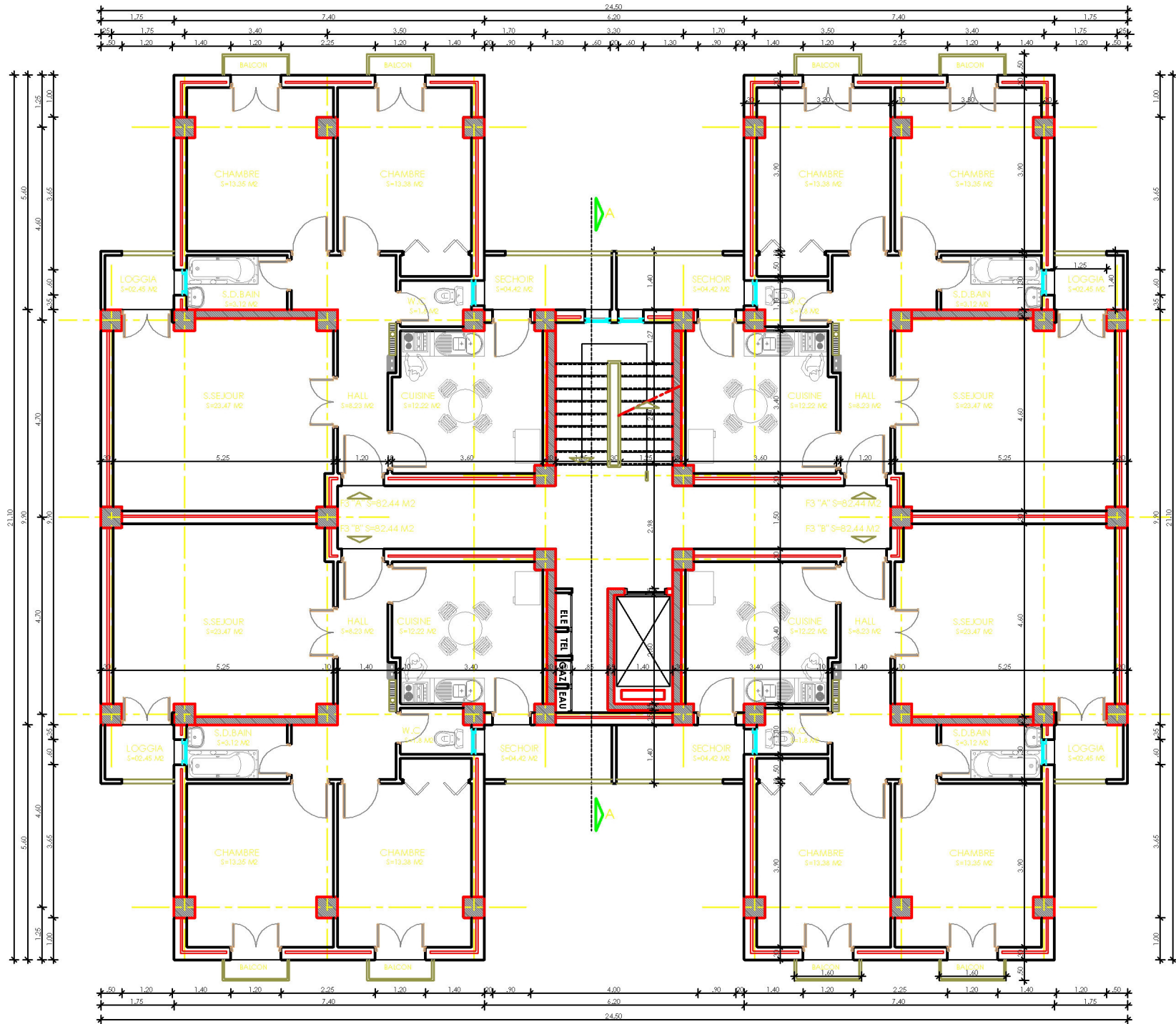


VUE EN PLAN REZ DE CHAUSSEE ECH: 1/50

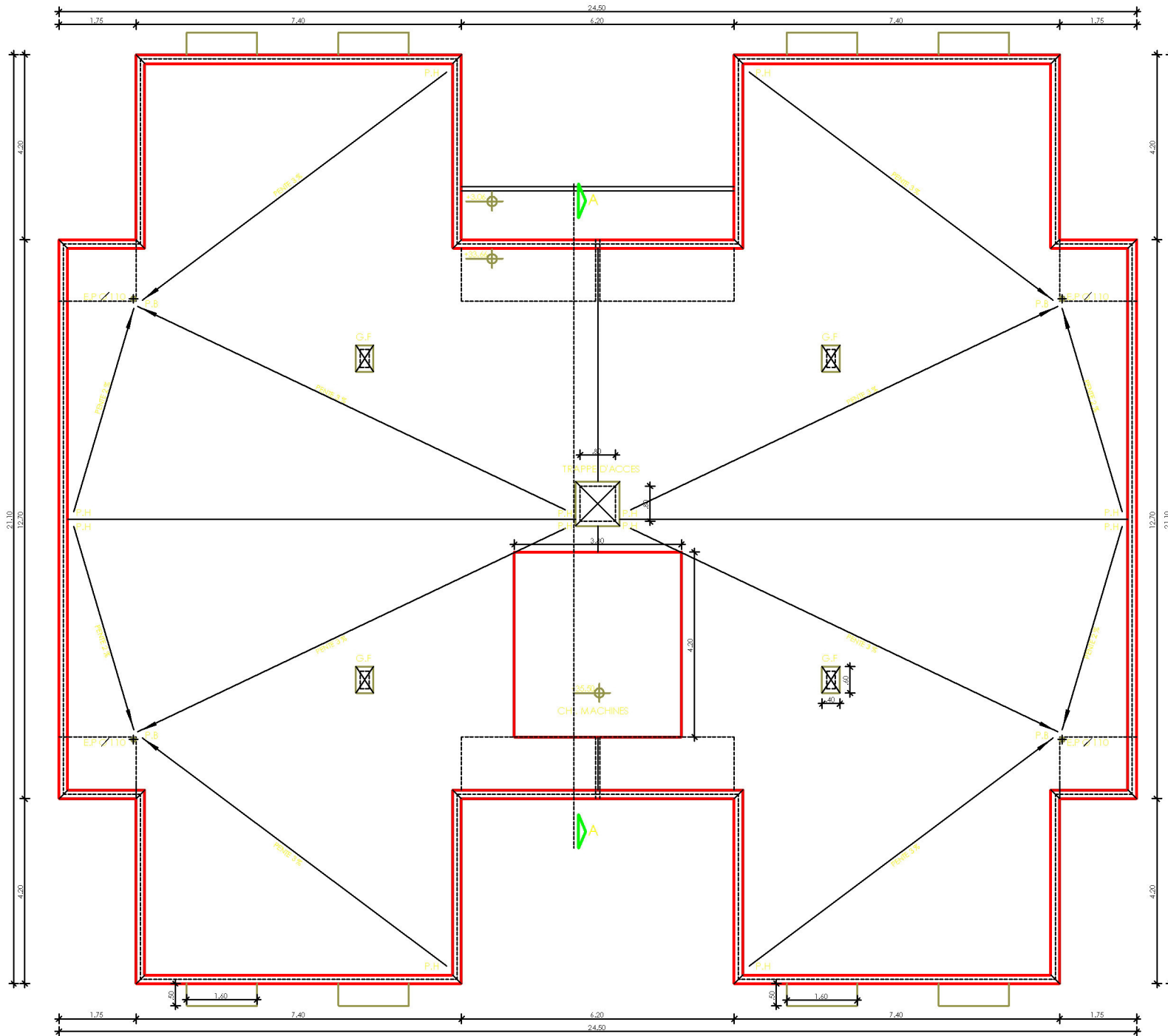




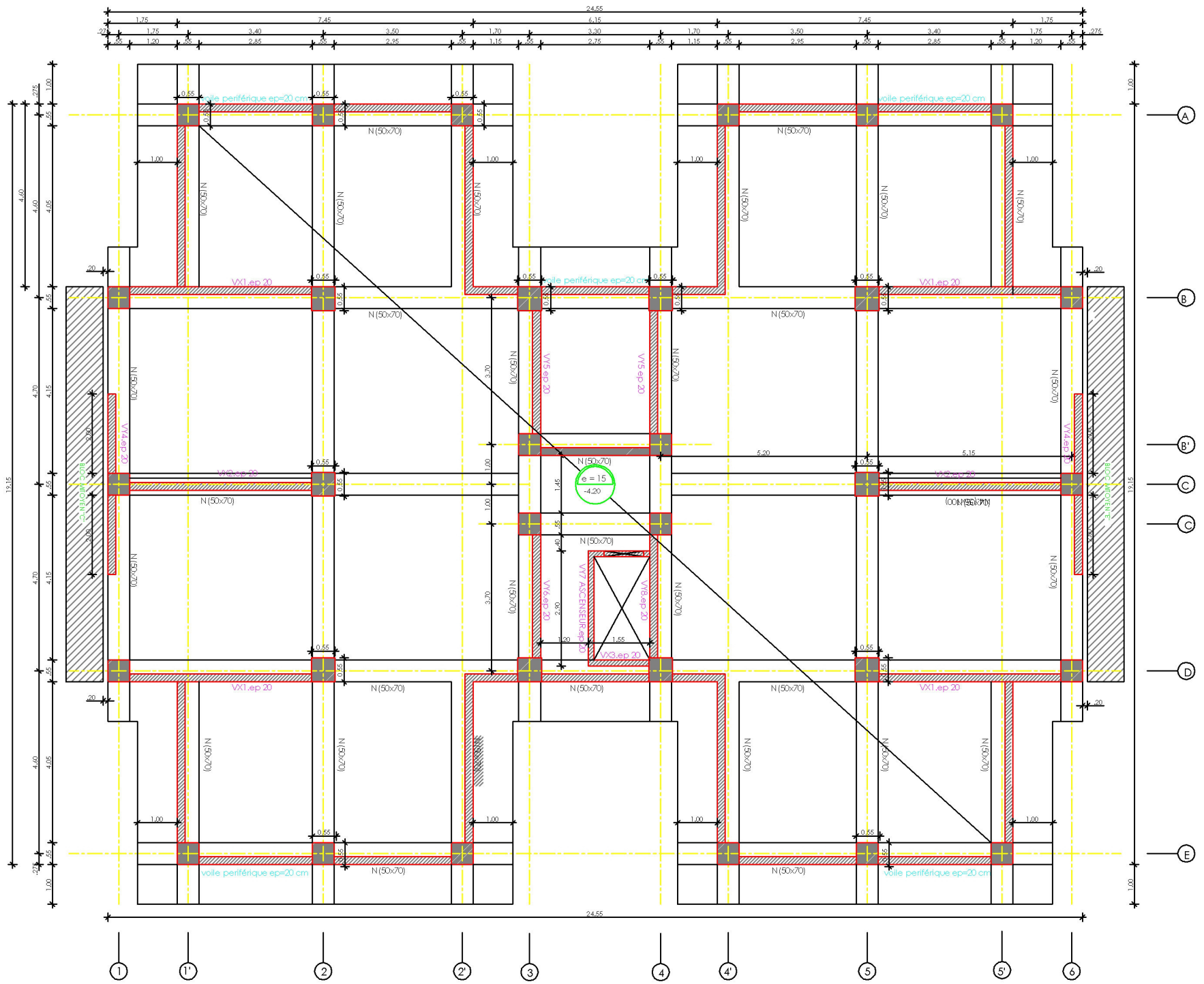
VUE EN PLAN ETAGE COURANT ECH:1/50



VUE EN PLAN 8,9,10 ETAGE ECH: 1/50

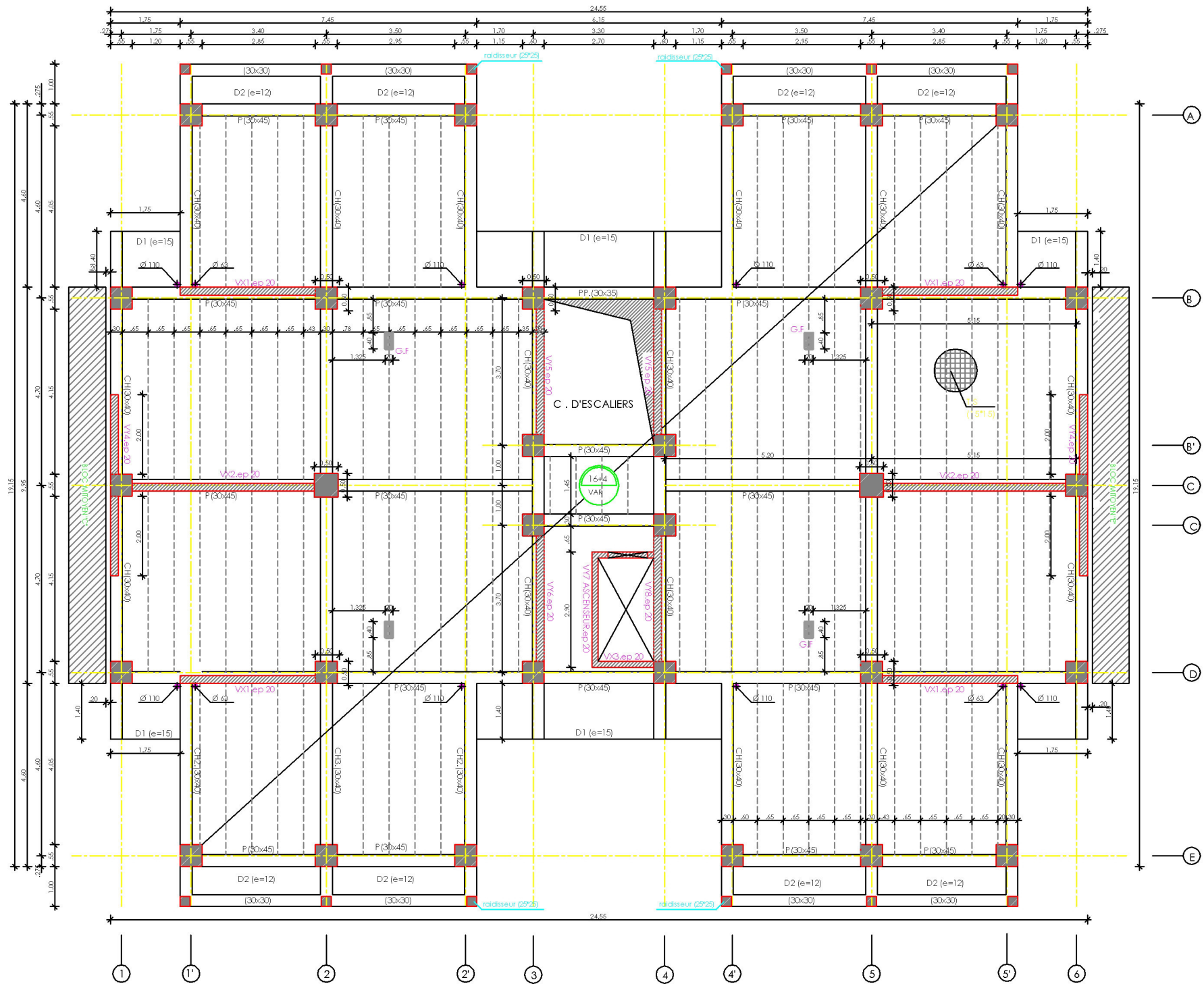


PLAN DE TOITURE ECH:1/50



— COFFRAGE NIV: -3.06 —





— COFFRAGE PLANCHER NIV:+ 3.06, +6.12,+9.18 —

# Introduction générale

---

# Introduction générale

La construction connaît un grand essor dans la plupart des pays, et très nombreux des professionnels sont menés par l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage et comment construire dans un temps idéal une structure bien rigide.

Malheureusement ces ouvrages sont toujours endommagés par des risques naturels, Parmi ces catastrophes affectant la surface de la terre, les secousses sismiques, elles sont sans doute celles qui ont le plus effets destructeurs dans les zones urbanisées, face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévision valable est de développer les techniques de construire. Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas.

La construction parasismique est l'une des nouvelles techniques, elle est le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis dans des hypothèses et des théories des vérifications, avec plus ou moins de détails, dans le Règlement Parasismique Algérien "RPA99 version 2003", le CBA93 et aussi le BAEL91, l'objectif de ces règlements est d'assurer la sécurité et l'économie de vie humaine et de construction.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'une tour implantée dans une zone de moyenne sismicité (ZONE IIa), comportant un RDC+10 étages et 1 sous-sols, dont le système de contreventement est assuré par des voiles et des portiques.

L'objectif final du projet est de mettre en situation réelle la structure, analyser des résultats, faire des choix et savoir les justifier, tel est le but que nous avons fixé.

L'étude de ce projet sera menée selon deux étapes principales suivantes :

La première étape du projet est l'étude statique générale du bâtiment, autrement dit un dimensionnement des différents éléments de la structure et des fondations profondes dans l'optique d'une modélisation sur un logiciel de calcul. Les objectifs de cette phase sont nombreux. Dans un premier temps, elle a comme but de nous faire découvrir le bâtiment et les diverses particularités du projet. En effet, celui-ci nous permettra de faire le point sur certains

principes de calcul en béton armé et quelques aspects des règlements non abordés et non approfondis pendant Le cursus de formation universitaire.

La seconde étape est l'étude du tour en dynamique. Celle-ci comprend une phase importante de modélisation de bâtiment sur le logiciel ETABS, d'analyse des résultats et de justification des solutions proposées.



# Chapitre I

---

**Présentation du projet et Caractéristique des matériaux**

# Chapitre I

## Présentation du projet et Caractéristique des matériaux

### I.1. Présentation du projet

#### I.1.1. Introduction

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles ...) aux différentes sollicitations (compression, flexion, ...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

#### I.1.2. Présentation de l'ouvrage

Notre étude consiste au calcul d'un bâtiment composé d'un RDC+10étage +un sous-sol, l'ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2 et implanté à la wilaya de Berrahal, Annaba. Ce bâtiment est situé dans une zone de moyenne sismicité (zone II a selon RPA99/version 2003).

La structure de l'ouvrage à étudier est mixte en béton armé (portique- voile) avec interaction, la configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et une régularité en élévation.

#### I.1.3. Les caractéristiques géométriques de la structure

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

Longueur en plan-----24.50 m

Largeur en plan-----21.10 m

Hauteur :

- Sous-sol -----3.06m

|                      |        |
|----------------------|--------|
| - RDC-----           | 3.06m  |
| - Etage courant----- | 3.06m  |
| -Totale-----         | 36.16m |
| -Acrotère-----       | 0.6m   |

#### **I.1.4. Les données du site**

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme :

- \* Une zone de sismicité moyenne (zone II).
- \* L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2a.
- \*Le site est considéré comme meuble (S3).
- \* Contrainte admissible du sol  $\sigma = 2$  bars.

#### **I.1.5. Conception de la structure**

##### ***I.1.5.1. Ossature de l'ouvrage***

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

Pour ce genre de contreventement il ya lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- \* 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 rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de

Leur interaction à tous les niveaux.

- \* Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.,

### **I.1.5.2. Planchers**

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- **Planchers en corps creux**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles Préfabriquées en béton armé, ou bétonné sur place. (Corps creux + table de compression). On utilise ce type pour les étages courants (niveaux d'habitation). Généralement les planchers corps creux sont utilisés pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

- **Plancher dalle pleine**

Pour certaines zones, on a opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

### **I.1.5.3. Maçonnerie**

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses. Pour cet ouvrage, nous avons deux types de murs :

\* Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées :

- Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.
- L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

\*Murs intérieures (cloison de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

#### **I.1.5.4. *La terrasse***

Dans notre projet la terrasse est inaccessible.

#### **I.1.5.5. *L'acrotère***

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'une acrotère en béton d'une hauteur variant entre 60 cm et 100 cm et de 10 cm d'épaisseur.

#### **I.1.5.6. *Revêtement***

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Au sol, carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

#### **I.1.5.7. *Le garde-corps***

Pour assurer la sécurité des habitants, les balcons sont entourés par des garde-corps en béton armé de 100 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

#### **I.1.5.8. *Les escaliers***

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre.

Dans notre structure on a un seul type d'escalier qui compose 2 volées et deux paliers (de départ, de repos).

#### **I.1.5.9. *Cage d'ascenseur***

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

## **I.2. Caractéristiques des matériaux**

### **I.2.1. Introduction**

Les matériaux de structure jouent un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que ; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier et en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

### **I.2.2. Le béton**

Le béton est un mélange d'agrégats (gravillons, sable), de liants (ciments), d'eau et éventuellement de produits d'addition (les adjuvants). Dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

### **I.2.3. Composants du béton**

\* Le ciment : Le ciment joue un rôle de liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

\* l'eau : L'eau doit être propre, si elle contient des chlorures, une réaction chimique aura lieu, est modifiera la prise du ciment. Le béton alors perdra ses qualités de résistance.

\* les granulats : Les granulats utilisés sont issus de carrière, ou blocs de roches concassés, la taille des granulats est indiquée par deux chiffres, la plus grande et les plus petites dimensions des éléments, pour le béton employé dans le bâtiment les granulats les plus courants sont le sable et le gravier.

\*Le sable : Le sable est constitué des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm.

\* Le gravier : Elles sont constituées des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

### **I.2.4. Caractéristiques mécaniques du béton**

#### **I.2.4.1. Résistance à la compression**

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

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge est inférieur à 28 jours on se refait à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  obtenue au jour (j) considéré.

On peut admettre (selon **BAEL**) que pour  $j \leq 28$  la résistance  $f_{cj}$  de béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \left[ \frac{j}{1,4 + 0,95 \cdot j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \left[ \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

pour  $j > 28$  jour  $f_{cj} = 1,10 \times f_{c28}$ .

Dans notre projet  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

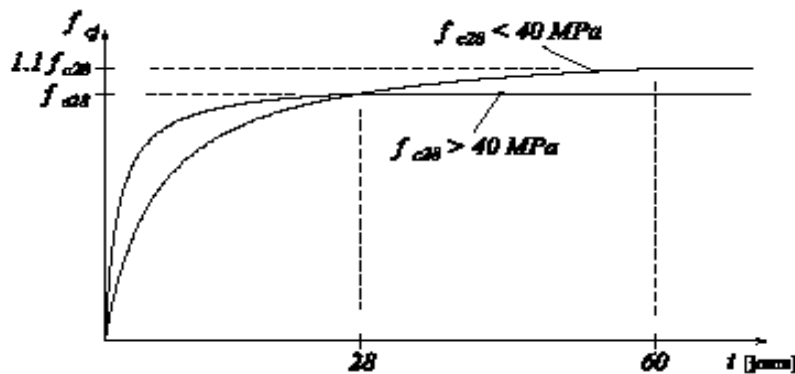


Fig.I.1. Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge

#### I.2.4.2. Résistance à la traction

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$$

Dans notre projet  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

Dans laquelle  $f_{tj}$  et  $f_{cj}$  sont exprimées en MPa, de plus cette formule est valable pour les valeurs de  $f_{cj} < 60 \text{ MPa}$

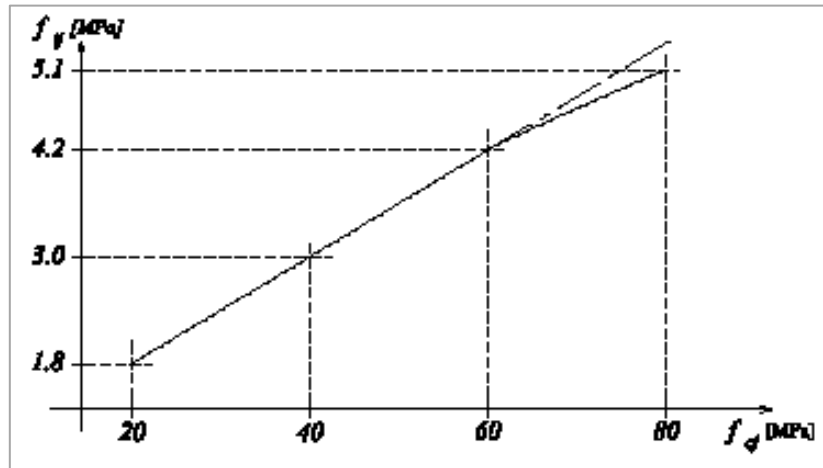


Fig.I.2. Evolution de la résistance à la traction  $f_t$  en fonction de celle à la compression  $f_c$

### I.2.4.3. Modules de déformation longitudinale

#### ❖ Déformations instantanées

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égale à :

$$E_{ij} = 11 \times 10^3 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}}.$$

Avec  $f_{cj}$  exprimé en MPa : désignant la résistance caractéristique à la compression à (j) jours.

#### ❖ Déformations différées

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Alors le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}}.$$

Avec  $f_{cj}$  exprime en MPa.



#### I.2.4.4. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson est pris égal à :

- ❖ 0,2 : pour le calcul des déformations.
- ❖ 0 (zéro) : pour le calcul des sollicitations.

#### I.2.4.5. Contraintes limites

Les sollicitations de calcul ne doivent pas dépasser dans le sens défavorable les sollicitations limites ultimes.

##### ❖ **Contrainte à l'état limite ultime**

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la relation :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

La constante 0,85, coefficient de sécurité, tient compte du fait que l'éprouvette est écrasée sous une charge instantanée, tandis que l'ouvrage est soumis à des charges de longue durée d'application.

- $\gamma_b = 1.5$  Cas d'actions courantes.
- $\gamma_b = 1.15$  Cas d'actions accidentelles.
- $\theta = 1$  Durée d'application des sollicitations supérieure à 24h.
- $\theta = 0.9$  Durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h.
- $\theta = 0.85$  Durée d'application des sollicitations inférieure à 1h.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton.

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

Dans notre étude on utilisera  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  :  $\begin{cases} f_{bu} = 14,17 \text{ MPA} & \text{cas courant.} \\ f_{bu} = 18,48 \text{ MPA} & \text{cas accidentelle.} \end{cases}$

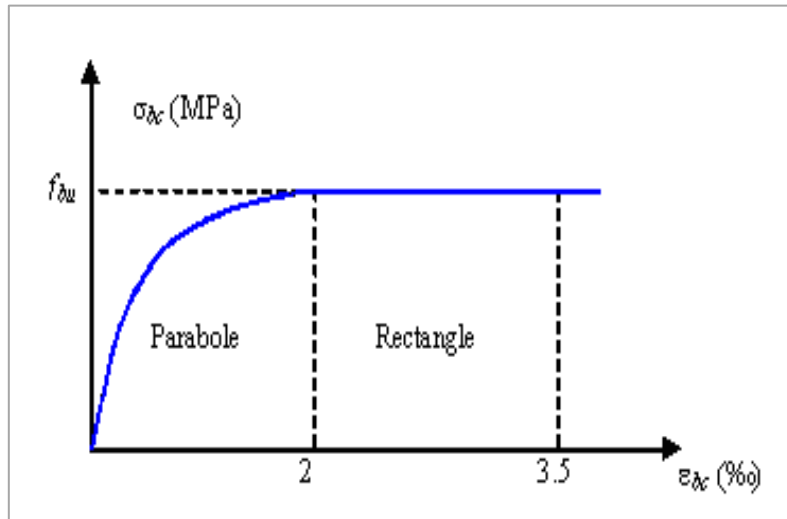


Fig.I.3. Diagramme Déformation-Contrainte du béton

❖ **Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte limite de cisaillement donne par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$V_u$  : Effort tranchant

$d$  : Hauteur utile de la section de béton considérée.

$b_0$  : Largeur de la section de béton considérée.

La contrainte admissible de cisaillement :

- Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \min (0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPA.}$$

- Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \min (0,10 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau}_u = 2,50 \text{ MPA.}$$

❖ **Contrainte limite de service :**

La contrainte limite de service en compression  $\overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA.}$$

### I.2.5. L'acier

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage de carbone, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0,15 à 0,25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0,25 à 0,40 % de Carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200\ 000$  MPa.

### I.2.6. Caractéristiques mécaniques de l'acier

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

L'acier est un mélange fer carbone, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Acier doux pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Acier dur pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

### I.2.7. Limite d'élasticité garantie $F_e$

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

| Type                               | Nuance              | $F_e$ (MPa) | Emploi  |
|------------------------------------|---------------------|-------------|---|
| <b>Ronds lisses</b>                | F <sub>e</sub> E22  | 215         | Emploi courant. Épingles de levage des pièces préfabriquées |
|                                    | F <sub>e</sub> E24  | 235         |   |
| <b>Barres ha<br/>-type 1 et 2</b>  | F <sub>e</sub> E40  | 4           | Emploi courant.   |
|                                    | F <sub>e</sub> E50  | 500         |   |
| <b>Fils tréfile ha<br/>-type 3</b> | F <sub>e</sub> TE40 | 400         | Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.         |
|                                    | F <sub>e</sub> TE50 | 500         |   |
| <b>Treillis soudés</b>             |                     |             | Emploi courant  |
| <b>-lisses</b>                     | TSL                 | 500         |   |
| <b>-type 4</b>                     | TSHA                | 520         |   |

*Tab.I.1 La limite d'élasticité de l'acier*

- L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence **HA FeE40** type1 (limite d'élasticité **fe = 400 MPa**), et pour les armatures transversales est un rond lisse **FeE24 (fe = 235 MPa)**.

Le module d'élasticité : **E<sub>s</sub> = 2 x 10<sup>5</sup> MPa**

Treillis soudé TLE500 **fe=500Mpa**.

#### ❖ **Contrainte limite ultime**

La contrainte limite **de traction des aciers en service n'est limitée qu'en cas de fissuration peu préjudiciable, préjudiciable ou très préjudiciable.**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ contrainte limite de l'acier}$$

F<sub>e</sub> : limite élastique de l'acier

γ<sub>s</sub> : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{action courante.} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{action accidentelle.} \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} : \text{Allongement unitaire de l'acier}$$

#### ❖ **Contrainte limite de service**

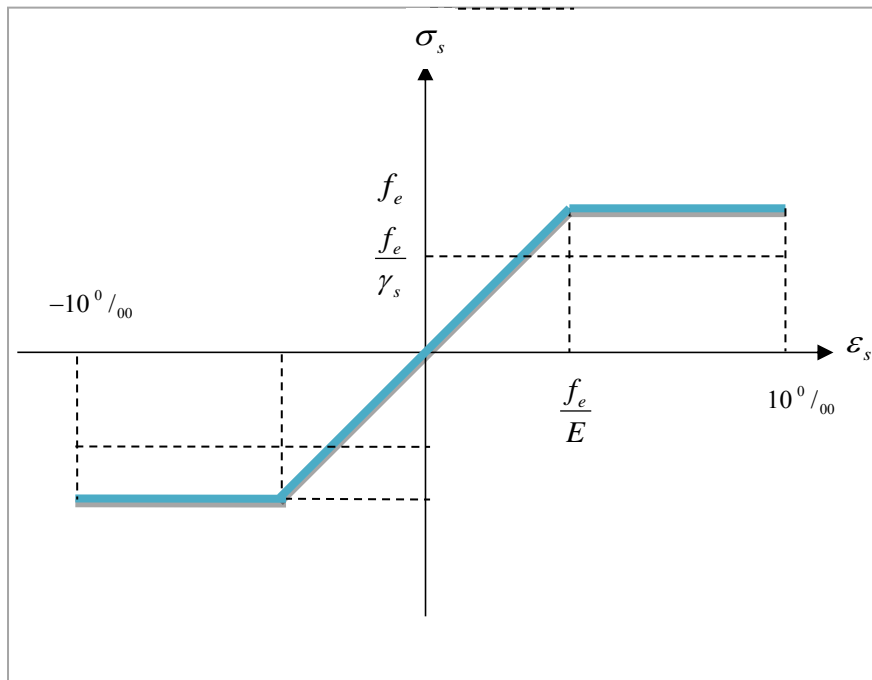
##### **- Fissuration peu nuisible**

Aucune vérification n'est demandée dans ce cas, sauf qu'il faut vérifier la contrainte dans le béton.

##### **- Fissuration préjudiciable**

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \text{ MPA.}$$

- *Fissuration très préjudiciable*



*Fig.I.4. Diagramme : Déformation – Contrainte de l'acier.*

Avec :

$n$  : Coefficient de fissuration dont la valeur est :

$$\begin{cases} \eta = 1,00 & \text{Pour les aciers ronds lisses.} \\ \eta = 1,60 & \text{Pour les aciers haute adhérence} \end{cases}$$

## I.2.8. Actions et sollicitations

### I.2.8.1. Actions

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (Permanentes, climatiques, d'exploitations) et aux déformations imposées (Variations de température, tassements d'appuis).

On notera :

- ❖ **G** : Charges permanentes (poids propre de la structure + les équipements fixes).
- ❖ **Q** : Charges variables (exploitations + climatiques).
- ❖ **E** : Action accidentelle (séisme)

### **I.2.8.2. Sollicitations**

*Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions.*

#### **❖ Sollicitations de calcul**

*Les combinaisons utilisées dans notre étude :*

À l'état limite ultime (ELU).

**1,35G + 1,5Q.**

À l'état Limite de Service (ELS).

**G + Q**

Les combinaisons sismiques utilisées dans notre étude selon le **RPA 99** Version **2003** :

- . **G + Q + E**
- . **0,8 × G ± E**

# Chapitre II

---

**Pré dimensionnement des éléments et de descente des charges**

# Chapitre II

## Pré dimensionnement des éléments et de descente des charges

### II .1. Pré dimensionnement des éléments structuraux

#### II .1.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du **BAEL 91** et le **RPA 99** modifié **2003**, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

Ce calcul préliminaire concerne :

- ✓ Les poutres,
- ✓ Les Poteaux,
- ✓ Les voiles,
- ✓ Les planchers,
- ✓ Les bacons,
- ✓ Les escaliers,
- ✓ L'acrotère.

#### II.1.2. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL 91 et vérifié selon le RPA99-2003. il est donné par les formules empiriques suivantes :



### 1. La condition de fleche

$$(L/15) \leq h \leq (L/10) \quad \text{et} \quad 0.3h \leq b \leq 0.5 h$$

### 2. D'après RPA

Le RPA exige les valeurs suivantes pour les dimensions de la poutre en zone II :

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad ; \quad b \geq 20 \text{ cm} \quad ; \quad h/b \leq 4 \text{ cm}$$

$h$  : la hauteur de la poutre.

$b$  : la largeur de la poutre.

$L$  : la portée de la poutre.

#### a. Poutres secondaires

Soit :  $L_{\max} = 420 \text{ cm}$

Suivant les conditions de BAEL, on établit les dimensions ( $b$ ,  $h$ )

- La hauteur de la poutre est déterminée par la condition suivant :

$$420/15 \leq h \leq 420/10 \Rightarrow 28 \leq h \leq 42$$

On adopte  $h=40\text{cm}$

- La largeur de la poutre est déterminée par la condition suivant :

$$0.3 * 40 \leq b \leq 0.5 * 40 \quad 12 \leq b \leq 20$$

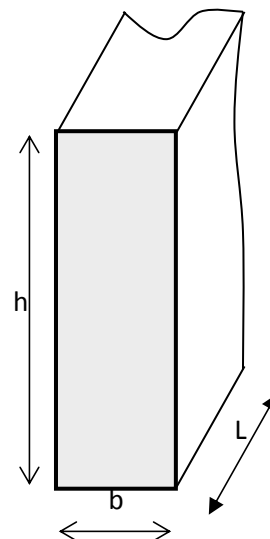
On adopte  $b = 20 \text{ cm}$

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions du RPA 99 :

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 20 = 20 \text{ cm (cv)}$
- $h \geq 40 \text{ cm} \Rightarrow 40 > 30 \text{ cm (cv)}$
- $h/b \leq 4 \Rightarrow (40/20) = 2 \leq 4 \text{ (cv)}$

Donc on adopte :  $b=30 \text{ cm}$

Soit :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$



*Fig.II.1. Section de la poutre*

**b. Poutres principaux**

Soit : **Lmax = 470cm**

Suivant les conditions de BAEL, on établit dimensions (b, h)

- La hauteur de la poutre est déterminée par la condition suivant :

$$470/15 \leq h \leq 470/10 \Rightarrow 31.33 \leq h \leq 47$$

On adopte : **h=45 cm**

- La largeur de la poutre est déterminée par la condition suivant :

$$0.3 * 45 \leq b \leq 0.5 * 45 \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 22.5$$

On adopte **b = 20cm**

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions de l'article 7.5.1 de RPA 99 :

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 20 = 20$  (C.V)
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 45 \geq 30 \text{ cm}$  (C.V)
- $h/b \leq 4 \Rightarrow 45/20 = 2,25 \leq 4$  (C.V)

**NB** : pour des raisons architecturales, nous avons des murs de 25 cm d'épaisseur.

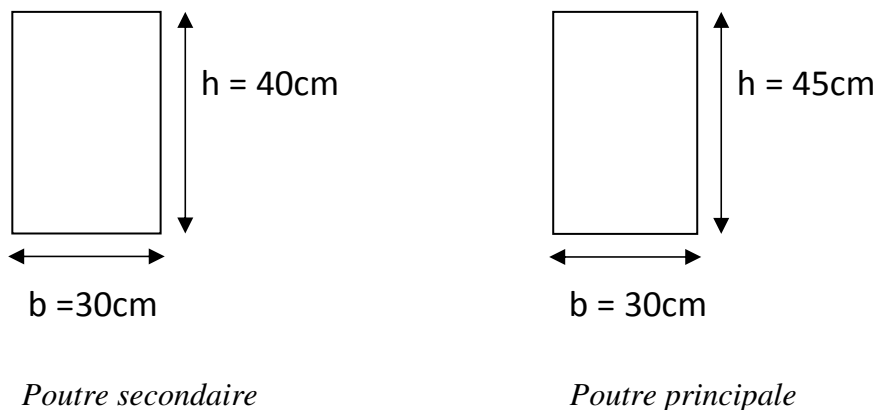
Donc on adopte : **b=30cm**

Soit : **(b\*h) = (30\*45) cm<sup>2</sup>**

Finalement, on aura :

- **Poutre secondaire (b\*h) = (30\*40) cm<sup>2</sup>**
- **Poutre principal (b\*h) = (30\*45) cm<sup>2</sup>**

b et h schématisés dans la figure ci-après :



**Fig.II.2. Dimensions des poutres**

### II.1.3. Pré dimensionnement des planchers

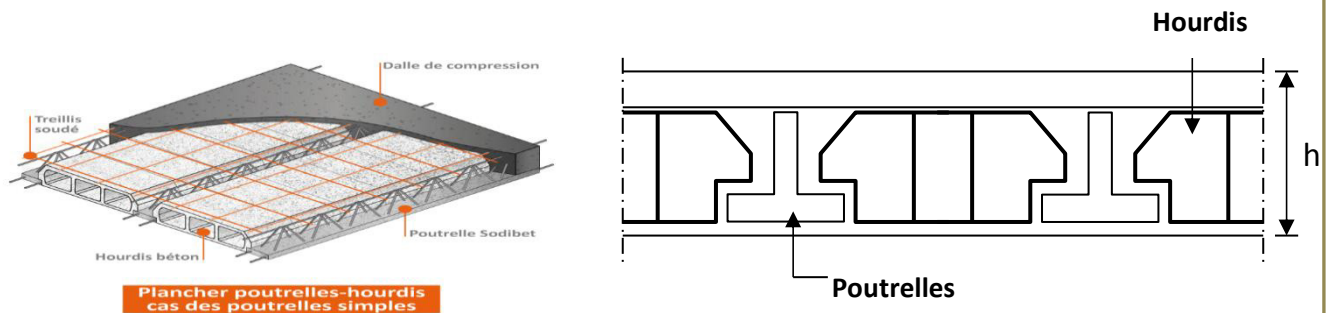
Le plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Corps creux pour tous les étages, RDC.
- Dalle pleine pour les balcons, sous-sol

#### 1. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de 65 cm, des corps creux en béton expansé (hourdis) et une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé



*Fig.II.3. Plancher à corps creux*

On adopte dans notre projet des planchers à corps creux, pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique
- L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions d'utilisation et de résistance, et également des considérations économiques.

$$H_t/L_x \geq \max \{ (1/15) \times (M_t \times M_0) ; (1/22.5) \}$$

Avec L : la plus grande portée dans le sens de disposition de nervure entre nus.

Dans notre cas : **L=420cm.**

$M_t$  : le moment en travée  $M_t \geq 0,75 M_0$ .

$M_0$  : le moment isostatique correspondant.

Donc :

$$H_t \geq \max \left\{ (1/15) \times (M_t/M_0) L_x ; (1/22,5) L_x \right\}$$

$$H_t \geq \max \left\{ (1/15) \times (0.75) \times 420 ; (1/22.5) 420 \right\}$$

$$H_t \geq \max \{ 21 ; 18.66 \}$$

On adopte l'épaisseur de :  $h_t = 20$  cm.

Tel que :  **$h_t = d + e = 16 + 4$ .**

**d** : l'épaisseur de corps creux.

**e** : l'épaisseur de la dalle de compression.

## 2. Les poutrelles

Pour la largeur de la nervure nous avons :  $b_0 = (8 ; 10)$  cm.

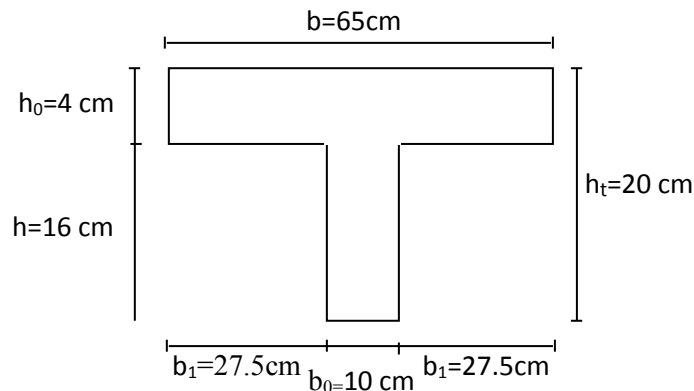
Soit  **$b_0 = 10$  cm.**

La largeur de la table de compression est déterminée à partir des conditions suivantes :

$$\begin{cases} b_1 \leq (L_{\max} / 10) \rightarrow b_1 \leq 420 / 10 = 42 \text{ cm.} \\ b_1 \leq L_{\text{hourdis}} / 2 \rightarrow b_1 \leq 55 / 2 = 27.5 \text{ cm.} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \rightarrow 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On a :  $b = 2 * b_1 + b_0 = 2 * 27.5 + 10 = 65$  cm.

Donc :  **$b_1 = 65$  cm.**



*Fig.II.4 : Section de la poutrelle.*

### 3. Plancher à dalle pleine

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis. Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion simple. L'épaisseur des dalles dépend des conditions d'utilisation et de résistance.

Elle est déterminée par les conditions suivantes :

#### Résistance à la flexion

- Dalle reposant sur deux appuis : .....  $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : .....  $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

$L_x$  : est la plus petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas, les dalles reposant sur 4 appuis ont une portée égale à :  $L_x=420\text{cm}$

$$\frac{420}{50} < e < \frac{420}{40} \rightarrow 8.4 < e < 10.5 \rightarrow e = 10\text{cm}$$

#### Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA 93 » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

#### Résistance au feu

D'après le BAEL 91 :

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

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

$e = 17,5\text{ cm}$  pour un coupe-feu de quatre heures.

D'après les résultats obtenus par les conditions précédents, on opte pour une épaisseur  **$e=15\text{cm}$** .

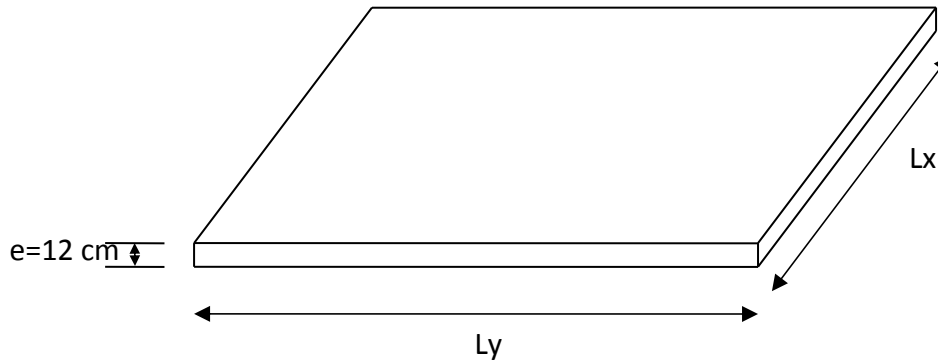
#### II.1.4. Pré dimensionnement du Balcon

Les balcons sont des dalles pleines encastrées dans les poutres, leurs épaisseurs sont déterminées suivant la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7, \text{ avec } L \text{ est la largeur du plus grand balcon } L=1.50 \text{ m.}$$

$$150/15 \leq e \leq (150/20) + 7 \rightarrow 10\text{cm} \leq e \leq 14.5\text{cm}$$

Donc on a pris une épaisseur **e =12 cm**.



*Fig.II.5. Dimensions des balcons*

### II.1.5. Pré dimensionnement des voiles

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par (**l'article 7.7.1 du RPA99/V2003**) ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

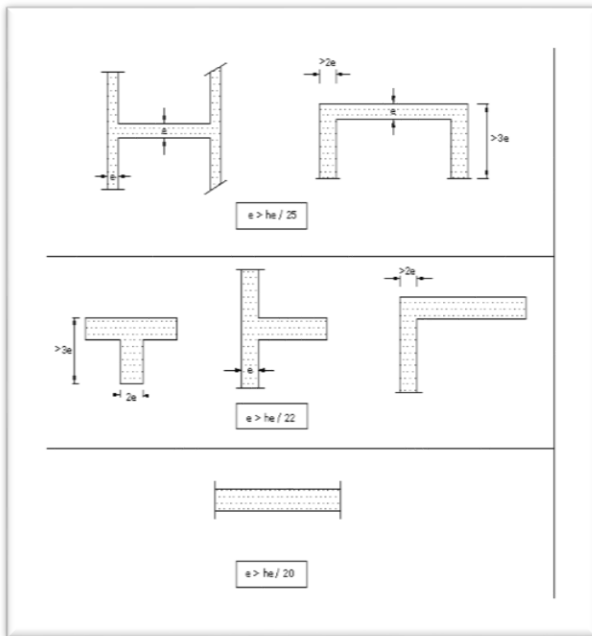
- Les charges verticales : charges permanents et surcharges.
- Les actions horizontales : effet du séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.

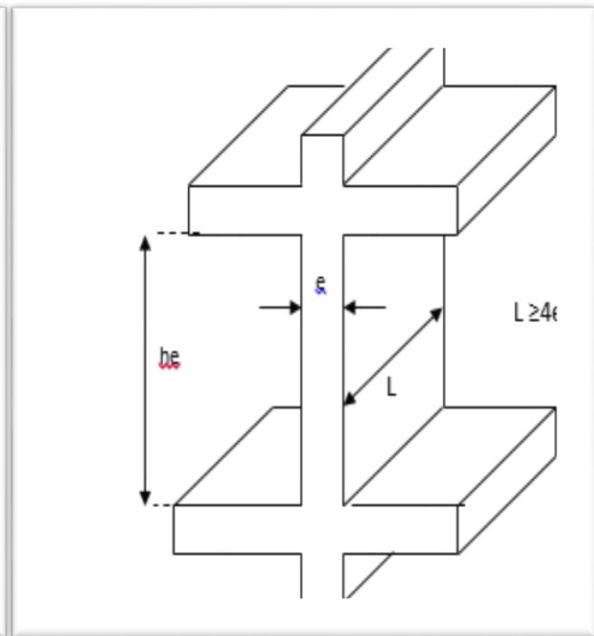
D'après le **RPA 99 article 7.7.1** « les éléments satisfaisant la condition ( $L \geq 4 e$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec :

- **L** : portée du voile.
- **e** : épaisseur du voile.

D'après l'article (**7.7.1 RPA99 /V2003**). « L'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des Conditions de rigidité aux extrémités.



*Fig.II.6. Coupe de voile en plan.*



*Fig.II.7. Coupe de voile élévation*

Soit:  $he = 3,06$

$$e \geq \text{Max} (he/25, he/22, he/20)$$

$$e \geq \text{Max} (12,24; 13,9; 15,3)$$

On adopte l'épaisseur du voile :  **$e = 20\text{cm}$**

Vérification de la condition  $L > 4e$  :

Dans notre projet la plus petite dimension  $L = \dots \text{cm}$

$$L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm (C.V)}$$

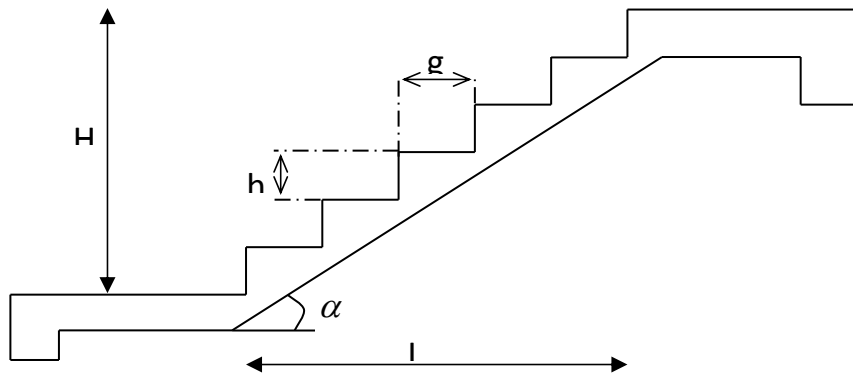
### II.1.6. Pré dimensionnement d'escalier

L'escalier est un moyen indispensable qui permet la circulation verticale dans un bâtiment et qui assure une fonction architecturale sécuritaire convenable.

Autre type d'escalier est se compose de deux paillasse et un palier.

- **Marche** : on appelle marche la partie horizontale des gradins constituant l'escalier .
- **Contre marche** : on appelle contre marche la partie verticale de ces gradins .
- **Limons** : mur supportant les marches et la paillasse , il peut être remplacé par un mur d'échiffre .

- **Paillasse** : plafond qui monte sous les marches.
- **Cage** : emplacement réservé à l'escalier.
- **Jour** : espace laissé au milieu d'une projection horizontale d'un escalier .
- **Pallier** : partie horizontale entre deux volées.
- **Volée** : suite ininterrompue de marches.
- **Collet** : bord limitant l'escalier sur le jour.
- **Ligne de foulée** : ligne sur laquelle se déplace une personne.
  - Le choix des dimensions résulte des conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage.
  - La hauteur  $< h >$  des contre marches se situe entre : 14 et 18 cm.
  - La largeur  $< g >$  de la marche se situe entre : 21,5 et 32 cm.



*Fig.II.8. Détail des marches et contre marches*

### Notations

$(n - 1)$  : Nombre de marches.

$n$  : Largeur de contre marches.

$g$  : Largeur de la marche (giron).

$H$  : hauteur entre les faces supérieures de deux paliers successifs.

$L$  : portée en plan de la volée.

$h$  : hauteur de la marche.

- Pour les dimensions des marches «  $g$  », et des contre marches «  $h$  » on utilise généralement la formule de « **blondel** » :  $60\text{cm} < m < 65\text{cm}$ .



$$\text{Avec : } \begin{cases} 14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm. On prend :} \\ 22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm.} \end{cases} \quad \begin{cases} g = 30\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \end{cases}$$

Vérification de la formule de Blondel :  $60 \text{ cm} \leq m \leq 65\text{cm}$ .

On a  $m = g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm}$ .

$\Rightarrow 60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{C.V.}$

La hauteur de volé est égale à :  $H_v = (1.53\text{m})$ .

**Nombre des contre marches :**  $\frac{H}{h} = \frac{1,53}{0,17} = 9$  contre marches

**Nombre des marches :**  $N_m = N_{cm} - 1 = 9 - 1 = 8$  marches.

**La ligne de foulée :**  $L_f = g \times N_{cm} = 0,3 \times 8 = 2,40 \text{ m}$

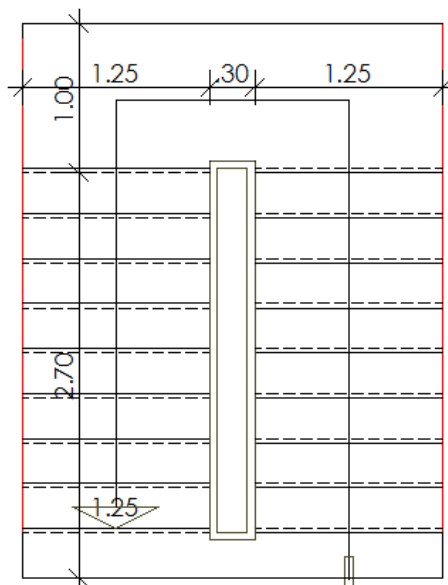
**L'inclinaison :**  $T_g(\alpha) = H_v / L_f = 1.53 / 2.4 = 0.637 \rightarrow \alpha = 32.50^\circ$

**Epaisseur de la paillasse :** Selon la condition suivant :  $e = \left( \frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) L = (9.5; 14.25)$

Avec :  $L = \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} = 2,85\text{m}$

$9.5\text{cm} \leq e \leq 14.25\text{cm}$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe : **e= 15 cm**.



**Fig.II.9. Détail des escaliers**

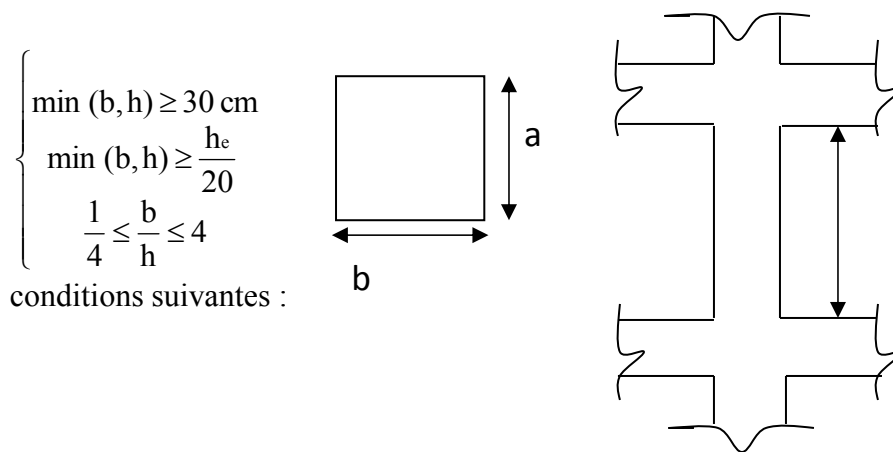
### II.1.7. Pré dimensionnement des Poteaux

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armature de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé) déterminé par la descente des charges.

#### ❖ D'après RPA99/version 2003 ;

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone II doivent satisfaire les



*Fig.II.10. Section des poteaux*

#### ❖ D'après les règles BAEL91;

L'effort normal ultime  $N_{ul}$  agissant sur un poteau (compression centré) est donné par la formule suivante :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[ \frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{\gamma_s (A_s / B_r)} \right]}$$

Avec :

**$B_r$** : section réduite du poteau,  **$B_r = (a - 0.02)(b - 0.02) \text{m}^2$** .

**$N_{ult}$** : Effort normal maximal à l'ELU ( $N_u = 1.35G + 1.5Q$ ).

**$f_{c28}$**  : contrainte de compression du béton à 28 jours (ici on prend :  $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ )

**$F_e$**  : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend :  $f_e = 400 \text{MPa}$ )

**$A_s$**  : section d'armature dans le poteau

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que :  $\gamma_b = 1.5$  (situation durable ou transitoire).

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :  $\gamma_s = 1.15$  (situation durable ou Transitoire).

$\alpha$  : coefficient fonction de l'élanement du poteau calculé par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } \lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda^2}{35^2} \right)} \\ \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \alpha = 0.6 \left( \frac{50^2}{\lambda^2} \right) \end{array} \right.$$

Généralement le pourcentage de l'acier est de 1% de la section :

$$\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100} \Rightarrow \text{Alors :}$$

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

- $\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0.708 \quad \Rightarrow B_r \geq 0.064 N_u$
- $\lambda = 50 \Rightarrow \alpha = 0.603 \quad \Rightarrow B_r \geq 0.075 N_u$

$N_u$  est déterminé à partir de la descente des charges.

Pour des raisons de sécurité on adopte :  $B_r = 0,075 \cdot N_u$ .

## II.2. Evaluation des charges et surcharges

### II.2.1. Introduction

Pour l'obtention d'une bonne résistance et d'une bonne stabilité de l'ouvrage il est nécessaire d'uniformiser la distribution des charges au niveau de tous les éléments porteurs de charges des planchers.

#### ✓ Les charges réglementaires

Les charges réglementaires sont en général de :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

✓ **Les charges permanentes**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés.

✓ **Les charges exploitation**

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

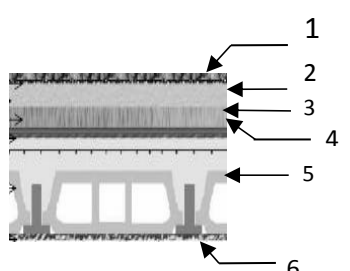
**II.2.2. Evaluation des charges et surcharges**

La descente de charge a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque planche.

✚ **Plancher terrasse (corps creux) : (inaccessible)**

• **Charge permanente**

| <i>Couche</i>                          | <i>Épaisseur<br/>(cm)</i> | <i>Poids volumique<br/>(kn/m<sup>3</sup>)</i> | <i>G<br/>(kn/m<sup>2</sup>)</i> |
|--|---------------------------|---|---------------------------------|
| <b>1</b> Gravillon roulé               | 0.05                      | 17  | 0,85                            |
| <b>2</b> Étanchéité                    | 0.02                      | 6   | 0,12                            |
| <b>3</b> Isolation thermique           | 0.05                      | 3   | 0,15                            |
| <b>4</b> Forme en pente                | 0.08                      | 22  | 1.76                            |
| <b>5</b> P- Corps creux                | 0.02                      | /   | 2.8                             |
| <b>6</b> Enduit de plâtre              | 0.02                      | 10  | 0.20                            |
| Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> ) |                           |   | <b>5.88</b>                     |



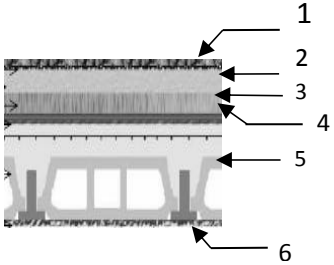
*Tab.II.1. Charge permanente due au plancher terrasse (corps creux).*

Surcharges d'exploitation = 1 KN/m<sup>2</sup>

**✚ Plancher étage courant (corps creux)**

• **Charge permanente**

|  | <i>Couche</i>         | <i>Épaisseur</i><br>(cm) | <i>Poids volumique</i><br>(KN/m <sup>3</sup> ) | <i>G</i><br>(KN/m <sup>2</sup> ) |
|--|-----------------------|--------------------------|--|----------------------------------|
| <b>1</b>                               | Cloison               | 0.1                      | 10   | 1                                |
| <b>2</b>                               | Carrelage             | 0.02                     | 22   | 0,44                             |
| <b>3</b>                               | Mortier de pose       | 0.02                     | 20   | 0,40                             |
| <b>4</b>                               | Couche de sable 2(cm) | 0.02                     | 18   | 0.36                             |
| <b>5</b>                               | P-Corps creux         | 0.02                     |  | 2.8                              |
| <b>6</b>                               | Enduit de plâtre 2    | 0.02                     | 10   | 0,20                             |
| Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> ) |                       |                          |  | <b>5,20</b>                      |



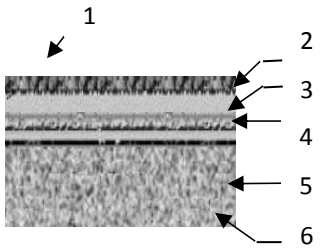
**Tab.II.2 Charge permanente du plancher étage courant (corps creux)**

Surcharges d'exploitation : Q=1,5KN/m<sup>2</sup>

**✚ Plancher sous-sol dalle pleine**

• **Charge permanente**

|  | <i>Couche</i>      | <i>Épaisseur</i><br>(cm) | <i>Poids volumique</i><br>(KN/m <sup>3</sup> ) | <i>G</i><br>(KN/m <sup>2</sup> ) |
|--|--------------------|--------------------------|--|----------------------------------|
| <b>1</b>                               | Cloison            | 0.1                      | 10   | 1                                |
| <b>2</b>                               | Carrelage          | 0.02                     | 22   | 0,44                             |
| <b>3</b>                               | Mortier de pose    | 0.02                     | 20   | 0,40                             |
| <b>4</b>                               | Couche de sable 2  | 0.02                     | 18   | 0.36                             |
| <b>5</b>                               | Dalle pleine       | 0.15                     | 25   | 3.75                             |
| <b>6</b>                               | Enduit de plâtre 2 | 0.02                     | 10   | 0,20                             |
| Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> ) |                    |                          |  | <b>6.15</b>                      |



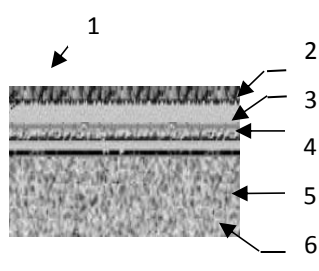
**Tab.II.3. Charge permanente du plancher sous-sol (dalles pleines).**

Surcharges d'exploitation: Q=1,5KN/m<sup>2</sup>

**Les balcons**

**1. Balcon terrasse**

| <i>Couche</i>                          | <i>Épaisseur</i><br>(cm) | <i>Poids volumique</i><br>(KN/m <sup>3</sup> ) | <i>G</i><br>(KN/m <sup>2</sup> ) |
|--|--------------------------|--|----------------------------------|
| Gravillon roulé                        | 0.05                     | 17   | 0,85                             |
| <b>2</b> Etanchéité                    | 0.02                     | 6  | 0,12                             |
| <b>3</b> Isolation                     | 0.05                     | 3  | 0,15                             |
| <b>4</b> Forme en pente                | 0.08                     | 22   | 1.76                             |
| <b>5</b> Dalle pleine                  | 0.12                     | 25   | 3.00                             |
| <b>6</b> Enduit de ciment              | 0.02                     | 18   | 0,36                             |
| Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> ) |                          |  | <b>6.28</b>                      |

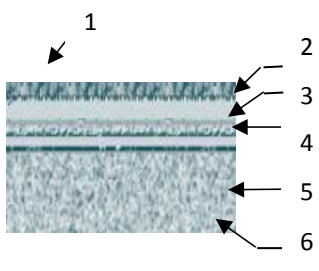


*Tab.II.4. Charge permanente du balcon terrasse.*

Surcharges d'exploitation : **Q =1,00 KN/m<sup>2</sup>**

**2. Balcon d'étage courant**

| <i>Couche</i>                          | <i>Épaisseur</i><br>(cm) | <i>Poids volumique</i><br>(KN/m <sup>3</sup> ) | <i>G</i><br>(KN/m <sup>2</sup> ) |
|--|--------------------------|--|----------------------------------|
| <b>1</b> Carrelage                     | 0.02                     | 22   | 0,44                             |
| <b>2</b> Mortier de pose               | 0.02                     | 20   | 0,40                             |
| <b>3</b> Lit de sable                  | 0.02                     | 18   | 0,36                             |
| <b>4</b> Dalle pleine                  | 0.12                     | 25   | 3.00                             |
| <b>5</b> Enduit de ciment              | 0.02                     | 18   | 0,36                             |
| Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> ) |                          |  | <b>4.56</b>                      |

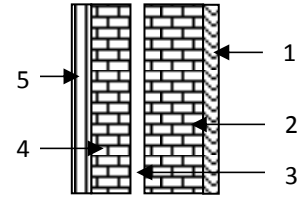


*Tab.II.5. Charge permanente du balcon étage.*

Surcharges d'exploitation : **Q =3.50 KN/m<sup>2</sup>**

❖ **Murs extérieurs** :(épaisseur e=30cm)

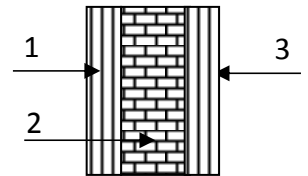
| Couche                                 | Épaisseur<br>(cm) | Poids volumique<br>(KN/m <sup>3</sup> ) | G<br>(KN/m <sup>2</sup> ) |
|--|-------------------|---|---------------------------|
| 1 Enduit de plâtre                     | 0.02              | 10                                      | 0,2                       |
| 2 Brique creux                         | 0.1               | 11                                      | 1.1                       |
| 3 L'air d'air                          | 0.05              | ----                                    | ----                      |
| 4 Brique creux                         | 0.15              | 11                                      | 1,65                      |
| 5 Enduit de ciment                     | 0.02              | 18                                      | 0,36                      |
| Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> ) |                   |   | <b>3.31</b>               |



*Tab.II.6. Charge permanente due aux murs extérieurs.*

❖ **Cloison intérieure : simple parois** (épaisseur e=10cm)

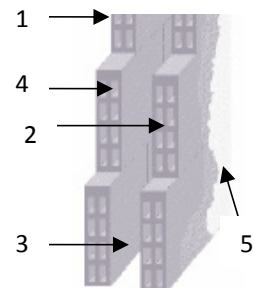
| Couche                                | Épaisseur<br>(Cm) | Poids Volumique<br>(Kn/M <sup>3</sup> ) | G<br>(Kn/M <sup>2</sup> ) |
|---------------------------------------|-------------------|---|---------------------------|
| 1 Enduit de plâtre                    | 0.02              | 10                                      | 0,20                      |
| 2 Brique creux                        | 0.10              | 11                                      | 1.1                       |
| 3 Enduit de plâtre                    | 0.02              | 10                                      | 0.20                      |
| Charge permanente KN/m <sup>2</sup> ) |                   |   | <b>1,50</b>               |



*Tab.II.7. Charge permanente due aux cloisons*

❖ **Cloisons intérieures à doubles parois**

| Couche                                 | Épaisseur<br>(cm) | Poids volumique<br>(KN/m <sup>3</sup> ) | G<br>(KN/m <sup>2</sup> ) |
|--|-------------------|---|---------------------------|
| 1 Enduit de plâtre                     | 0.02              | 10                                      | 0,2                       |
| 2 Brique creux                         | 0.1               | 11                                      | 1.1                       |
| 3 L'air d'air                          | 0.05              | ----                                    | ---                       |
| 4 Brique creux                         | 0.1               | 11                                      | 1.1                       |
| 5 Enduit de plâtre                     | 0.02              | 10                                      | 0,2                       |
| Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> ) |                   |   | <b>3.15</b>               |



*Tab.II.8. Charge permanente due aux cloisons intérieures à doubles parois.*

❖ **Les escaliers**

**1. Palier**

| <i>Matériaux</i>                       | <i>Epaisseur(Cm)</i> | <i>Poids Volumique (Kn/m<sup>3</sup>)</i> | <i>Poids (Kn/M<sup>2</sup>)</i> |
|--|----------------------|---|---------------------------------|
| Carrelage                              | 0.02                 | 22  | 0.44                            |
| Mortier De Pose                        | 0.02                 | 20  | 0.40                            |
| Couchede Sable Fin                     | 0.02                 | 18  | 0.36                            |
| Poids Propre Du Palier                 | 0.15                 | 25  | 3.75                            |
| Enduit De Ciment                       | 0.02                 | 20  | 0.40                            |
| <b>Total (KN/m<sup>2</sup>) = 5.35</b> |                      |   |                                 |

**Tab.II.9. Charge permanente des paliers.**

Surcharge d'exploitation : **Q=2.5 KN/m<sup>2</sup>**

**2. Paillasse avec inclinaison 32.5 °:**

| <i>Matériaux</i>                       | <i>Epaisseur(Cm)</i> | <i>Poids Volumique (Kn/m<sup>3</sup>)</i> | <i>Poids (Kn/M<sup>2</sup>)</i> |
|--|----------------------|---|---------------------------------|
| Carrelage                              | 0.02                 | 22  | 0.44                            |
| Mortier De Pose                        | <b>0.02</b>          | 20  | 0.40                            |
| Couche De Sable Fin                    | <b>0.2</b>           | 18  | 0.36                            |
| Poids Propre Des Marches               | 0.17/2               | 25  | 2.125                           |
| Poids Propre De La Paillasse           |                      | 0.15x25/Cos32.5                           | 4.45                            |
| Enduit De Ciment                       | <b>0.02</b>          | 20  | 0.40                            |
| <b>Total (Kn/M<sup>2</sup>) = 8.18</b> |                      |   |                                 |

**Tab.II.10. Charge permanente de la paillasse**

Surcharge d'exploitation : Surcharge d'exploitation : **Q=2.5KN/m<sup>2</sup>.**

**II.2.3) Descente de charge**

**Étapes de calcul**

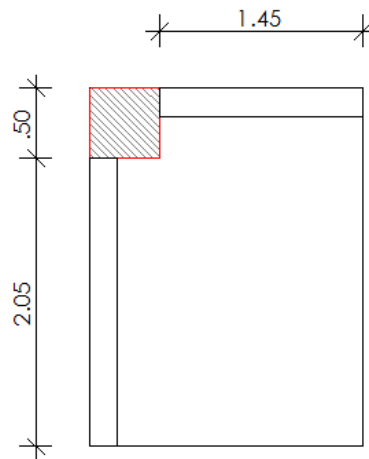
Les étapes de pré dimensionnement sont :

- Le choix du poteau le plus sollicité.
- Le calcul de la surface reprise par ce poteau



- La détermination des efforts repris par ce poteau à l'ELU et on fait la vérification avec RPA 2003.

**Poteau d'angle (C1) :**



*Fig.II.11. Dimension de la section revenant au poteau d'angle.*

**Plancher terrasse :**  $G = 3.67 \times 5.88 = 21.58 \text{ KN}$

$$Q = 3.91 \times 1 = 3.91 \text{ KN}$$

**Plancher étage courant :**  $G = 3.67 \times 5.2 = 19.08 \text{ KN}$

$$Q = 4.11 \times 1.5 = 6.165 \text{ KN}$$

**Plancher sous-sol :**  $G = 3.67 \times 6.15 = 22.57 \text{ KN}$

$$Q = 4.11 \times 1.5 = 6.165 \text{ KN}$$

**Poutre principale :**  $G = 0.43 \times 0.45 \times 25 = 4.84 \text{ KN}$

**Poutre secondaire :**  $G = 0.61 \times 0.4 \times 25 = 6.1 \text{ KN}$

**Poteau :**

Dimensionnement préliminaire :  $50 \times 50 \text{ cm}^2$

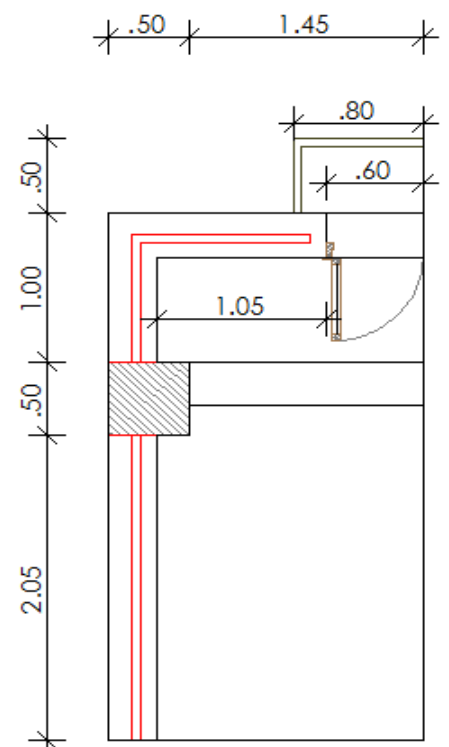
$$G = 3.06 \times 0.5 \times 0.5 \times 25 = 19.125 \text{ KN}$$

**Mur extérieur :**

$$G = [(4.1 \times 2.91) + 0.49] \times 3.31 = 41.11 \text{ KN}$$

**Acrotère :**

$$G = 0.067 \times 5.31 \times 25 = 8.89 \text{ KN}$$



*Fig.II.12. Dimension de la section revenant au poteau d'angle.*

**Balcon terrasse**

$$G=2.05 \times 6.28 = 12.87 \text{ KN}$$

$$Q=2.35 \times 1.00 = 2.35 \text{ KN}$$

**Balcon étage**

$$G=2.05 \times 4.56 = 9.35 \text{ KN}$$

$$Q=1.67 \times 3.5 = 5.845 \text{ KN}$$

**Charge revenant au poteau**

| <i>Niveau</i> | <i>Elément</i>    | <i>Q Avant<br/>Dégression</i> | <i>Coefficient De<br/>dégression</i> | <i>G (Kn)</i> | <i>Q (Kn)</i> |
|---------------|-------------------|-------------------------------|--------------------------------------|---------------|---------------|
| <b>N0</b>     | Plancher terrasse | 3,91                          | 1                                    | 21,58         | 3,91          |
|               | Poutre principale |                               |                                      | 4,84          |               |
|               | Poutre secondaire |                               |                                      | 6,1           |               |
|               | Acrotère          |                               |                                      | 8,89          |               |
|               | Balcon terrasse   | 2,35                          | 1                                    | 12,87         | 2,35          |
| <b>N1</b>     | Venant N0         |                               |                                      | 54,28         |               |
|               | Poteau            |                               |                                      | 19,125        |               |
|               | Mur extérieur     |                               |                                      | 41,11         |               |
| <b>N2</b>     | Venant N1         |                               |                                      | 114,515       | 6,26          |
|               | Plancher étage    | 6,165                         | 1                                    | 19,08         | 6,165         |
|               | Poutre principale |                               |                                      | 4,84          |               |
|               | Poutre secondaire |                               |                                      | 6,1           |               |
|               | Balcon étage      | 5,845                         | 1                                    | 9,35          | 5,845         |
| <b>N3</b>     | venant N2         |                               |                                      | 153,885       |               |
|               | Poteau            |                               |                                      | 19,125        |               |
|               | Mur extérieur     |                               |                                      | 41,11         |               |
| <b>N4</b>     | venant N3         |                               |                                      | 214,12        | 18,27         |
|               | Plancher étage    | 6,165                         | 0,9                                  | 19,08         | 5,5485        |
|               | Poutre principale |                               |                                      | 4,84          |               |
|               | Poutre secondaire |                               |                                      | 6,1           |               |
|               | Balcon étage      | 5,845                         | 0,9                                  | 9,35          | 5,2605        |
| <b>N5</b>     | venant N4         |                               |                                      | 253,49        |               |

|            |                   |       |     |         |         |
|------------|-------------------|-------|-----|---------|---------|
|            | Poteau            |       |     | 19,125  |         |
|            | Mur extérieur     |       |     | 41,11   |         |
| <b>N6</b>  | venant N5         |       |     | 313,725 | 29,079  |
|            | Plancher étage    | 6,165 | 0,8 | 19,08   | 4,932   |
|            | Poutre principale |       |     | 4,84    |         |
|            | Poutre secondaire |       |     | 6,1     |         |
|            | Plancher étage    | 5,845 | 0,8 | 9,35    | 4,676   |
| <b>N7</b>  | venant N6         |       |     | 353,095 |         |
|            | Poteau            |       |     | 19,125  |         |
|            | Mur extérieur     |       |     | 41,11   |         |
| <b>N8</b>  | venant N7         |       |     | 413,33  | 38,687  |
|            | Plancher étage    | 6,165 | 0,7 | 19,08   | 4,3155  |
|            | Poutre principale |       |     | 4,84    |         |
|            | Poutre secondaire |       |     | 6,1     |         |
| <b>N9</b>  | venant N8         |       |     | 443,35  |         |
|            | Poteau            |       |     | 19,125  |         |
|            | Mur extérieur     |       |     | 41,11   |         |
| <b>N10</b> | venant N9         |       |     | 503,585 | 43,0025 |
|            | Plancher étage    | 6,165 | 0,6 | 19,08   | 3,699   |
|            | Poutre principale |       |     | 4,84    |         |
|            | Poutre secondaire |       |     | 6,1     |         |
| <b>N11</b> | venant N10        |       |     | 533,605 |         |
|            | Poteau            |       |     | 19,125  |         |
|            | Mur extérieur     |       |     | 41,11   |         |
| <b>N12</b> | venant N11        |       |     | 593,84  | 46,7015 |
|            | Plancher étage    | 6,165 | 0,5 | 19,08   | 3,0825  |
|            | Poutre principale |       |     | 4,84    |         |
|            | Poutre secondaire |       |     | 6,1     |         |
| <b>N13</b> | venant N12        |       |     | 623,86  |         |
|            | Poteau            |       |     | 19,125  |         |

|            |                   |       |     |          |         |
|------------|-------------------|-------|-----|----------|---------|
|            | Mur extérieur     |       |     | 41,11    |         |
| <b>N14</b> | venant N13        |       |     | 684,095  | 49,784  |
|            | Plancher étage    | 6,165 | 0,5 | 19,08    | 3,0825  |
|            | Poutre principale |       |     | 4,84     |         |
|            | Poutre secondaire |       |     | 6,1      |         |
| <b>N15</b> | venant N14        |       |     | 714,115  |         |
|            | Poteau            |       |     | 19,125   |         |
|            | Mur extérieur     |       |     | 41,11    |         |
| <b>N16</b> | venant N15        |       |     | 774,35   | 52,8665 |
|            | Plancher étage    | 6,165 | 0,5 | 19,08    | 3,0825  |
|            | Poutre principale |       |     | 4,84     |         |
|            | Poutre secondaire |       |     | 6,1      |         |
| <b>N17</b> | venant N16        |       |     | 804,37   |         |
|            | Poteau            |       |     | 19,125   |         |
|            | Mur extérieur     |       |     | 41,11    |         |
| <b>N18</b> | venant N17        |       |     | 864,605  | 55,949  |
|            | Plancher étage    | 6,165 | 0,5 | 19,08    | 3,0825  |
|            | Poutre principale |       |     | 4,84     |         |
|            | Poutre secondaire |       |     | 6,1      |         |
| <b>N19</b> | venant N18        |       |     | 894,625  |         |
|            | Poteau            |       |     | 19,125   |         |
|            | Mur extérieur     |       |     | 41,11    |         |
| <b>N20</b> | venant N19        |       |     | 954,86   | 59,0315 |
|            | Plancher étage    | 6,165 | 0,5 | 19,08    | 3,0825  |
|            | Poutre principale |       |     | 4,84     |         |
|            | Poutre secondaire |       |     | 6,1      |         |
| <b>N21</b> | venant N20        |       |     | 984,88   |         |
|            | Poteau            |       |     | 19,125   |         |
|            | Mur extérieur     |       |     | 41,11    |         |
| <b>N22</b> | venant N21        |       |     | 1045,115 | 62,114  |

|            |                   |       |     |                 |               |
|------------|-------------------|-------|-----|-----------------|---------------|
|            | Plancher étage    | 6,165 | 0,5 | 19,08           | 3,0825        |
|            | Poutre principale |       |     | 4,84            |               |
|            | Poutre secondaire |       |     | 6,1             |               |
| <b>N23</b> | venant N22        |       |     | 1075,135        |               |
|            | Poteau            |       |     | 19,125          |               |
|            | Mur extérieur     |       |     | 41,11           |               |
| <b>N24</b> | venant N23        |       |     | 1135,37         | 65,1965       |
|            | Sous-sol          | 6.165 | 0,5 | 22.57           | 3,08          |
|            | Poutre principale |       |     | 4.84            |               |
|            | Poutre secondaire |       |     | 6.1             |               |
| <b>N25</b> | venant N24        |       |     | 1168.88         |               |
|            | Poteau            |       |     | 19,125          |               |
|            | Mur extérieur     |       |     | 41,11           |               |
|            | <b>Total</b>      |       |     | <b>1229.115</b> | <b>68,276</b> |

Tab.II.11. Descente des charges de poteau d'angle.

**Poteau de rive (A2):**

**Plancher terrasse :**

$$G = 11.06 \times 5.88 = 65.03 \text{ KN}$$

$$Q = 12.33 \times 1 = 12.33 \text{ KN}$$

**Plancher étage courant :**

$$G = 11.06 \times 5.2 = 57.51 \text{ KN}$$

$$Q = 11.06 \times 1.5 = 16.59 \text{ KN}$$

**Plancher sous-sol :**

$$G = 11.06 \times 6.15 = 68.02 \text{ KN}$$

$$Q = 11.77 \times 1.5 = 17.65 \text{ KN}$$

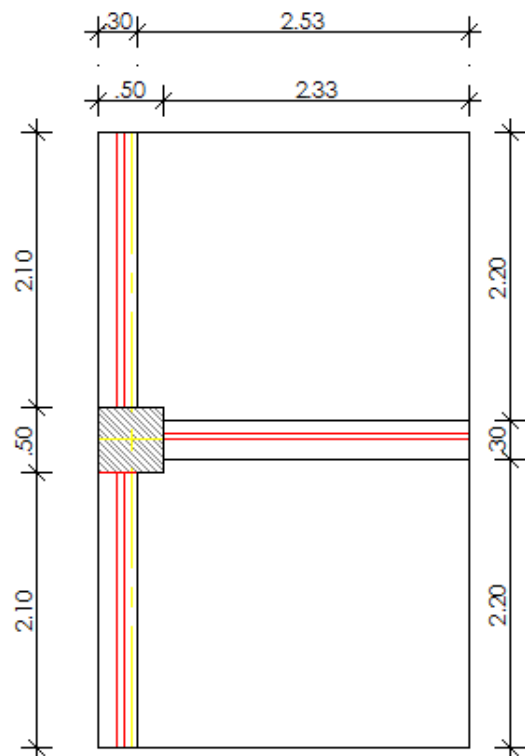


Fig.II.13. Dimension de la section revenant au poteau de rive.

**Poutre principale :**

$$G = 0.70 \times 0.45 \times 25 = 7.87 \text{ KN}$$

**Poutre secondaire :**

$$G = 1.26 \times 0.4 \times 25 = 12.60 \text{ KN}$$

**Poteau :**

Dimensionnement préliminaire : 50\*50cm<sup>2</sup>

$$G = 3.06 \times 0.5 \times 0.5 \times 25 = 19.125 \text{ KN}$$

**Mur extérieur :**

$$G1 = 17.25 \times 3.31 = 57.10 \text{ KN}$$

$$G2 = 11.17 \times 3.31 = 57.10 \text{ KN}$$

**Acrotère :**

$$G=0.067 \times 4.7 \times 25=7.87 \text{ KN}$$

**Charge revenant au poteau :**

| <i>Niveau</i> | <i>Elément</i>    | <i>Q Avant<br/>Dégression</i> | <i>Coefficient De<br/>Dégression</i> | <i>G (Kn)</i> | <i>Q (Kn)</i> |
|---------------|-------------------|-------------------------------|--------------------------------------|---------------|---------------|
| <b>N0</b>     | Plancher terrasse | 12,33                         | 1                                    | 65,03         | 12,33         |
|               | Acrotère          |                               |                                      | 7,87          |               |
|               | Poutre principale |                               |                                      | 7,87          |               |
|               | Poutre secondaire |                               |                                      | 12,6          |               |
| <b>N1</b>     | Venant de 0       |                               |                                      | 93,37         |               |
|               | Poteau            |                               |                                      | 19,125        |               |
|               | Mur extérieur     |                               |                                      | 57,1          |               |
| <b>N2</b>     | Venant de 1       |                               |                                      | 169,595       | 12,33         |
|               | Plancher étage    | 16,59                         | 1                                    | 57,51         | 16,59         |
|               | Poutre principale |                               |                                      | 7,87          |               |
|               | Poutre secondaire |                               |                                      | 12,6          |               |
| <b>N3</b>     | Venant de 2       |                               |                                      | 247,575       |               |
|               | Poteau            |                               |                                      | 19,125        |               |
|               | Mur extérieur     |                               |                                      | 57,1          |               |
| <b>N4</b>     | Venant de 3       |                               |                                      | 323,8         | 28,92         |
|               | Plancher étage    | 16,59                         | 0,9                                  | 57,51         | 14,931        |

|            |                   |       |     |         |        |
|------------|-------------------|-------|-----|---------|--------|
|            | Poutre principale |       |     | 7,87    |        |
|            | Poutre secondaire |       |     | 12,6    |        |
| <b>N5</b>  | Venant de 4       |       |     | 401,78  |        |
|            | Poteau            |       |     | 19,125  |        |
|            | Mur extérieur     |       |     | 57,1    |        |
| <b>N6</b>  | Venant de 5       |       |     | 478,005 | 43,851 |
|            | Plancher étage    | 16,59 | 0,8 | 57,51   | 13,272 |
|            | Poutre principale |       |     | 7,87    |        |
|            | Poutre secondaire |       |     | 12,6    |        |
|            | Venant de 6       |       |     | 555,985 |        |
| <b>N7</b>  | Poteau            |       |     | 19,125  |        |
|            | Mur extérieur     |       |     | 57,1    |        |
|            | Venant de 7       |       |     | 632,21  | 57,123 |
| <b>N8</b>  | Plancher étage    | 16,59 | 0,7 | 57,51   | 11,613 |
|            | Poutre principale |       |     | 7,87    |        |
|            | Poutre secondaire |       |     | 12,6    |        |
|            | Venant de 8       |       |     | 710,19  |        |
| <b>N9</b>  | Poteau            |       |     | 19,125  |        |
|            | Mur extérieur     |       |     | 57,1    |        |
|            | Venant de 9       |       |     | 786,415 | 68,736 |
| <b>N10</b> | Plancher étage    | 16,59 | 0,6 | 57,51   | 9,954  |
|            | Poutre principale |       |     | 7,87    |        |
|            | Poutre secondaire |       |     | 12,6    |        |
|            | Venant de 10      |       |     | 864,395 |        |
| <b>N11</b> | Poteau            |       |     | 19,125  |        |
|            | Mur extérieur     |       |     | 57,1    |        |
|            | Venant de 11      |       |     | 940,62  | 78,69  |
| <b>N12</b> | Plancher étage    | 16,59 | 0,5 | 57,51   | 8,295  |
|            | Poutre principale |       |     | 7,87    |        |
|            | Poutre secondaire |       |     | 12,6    |        |

|            |                   |              |            |                 |                |
|------------|-------------------|--------------|------------|-----------------|----------------|
|            | Venant de 12      |              |            | <i>1018,6</i>   |                |
| <b>N13</b> | Poteau            |              |            | <i>19,125</i>   |                |
|            | Mur extérieur     |              |            | <i>57,1</i>     |                |
|            | Venant de 13      |              |            | <i>1094,825</i> | <i>86,985</i>  |
| <b>N14</b> | Plancher étage    | <i>16,59</i> | <i>0,5</i> | <i>57,51</i>    | <i>8,295</i>   |
|            | Poutre principale |              |            | <i>7,87</i>     |                |
|            | Poutre secondaire |              |            | <i>12,6</i>     |                |
|            | Venant de 14      |              |            | <i>1172,805</i> |                |
| <b>N15</b> | Poteau            |              |            | <i>19,125</i>   |                |
|            | Mur extérieur     |              |            | <i>57,1</i>     |                |
|            | Venant de 15      |              |            | <i>1249,03</i>  | <i>95,28</i>   |
| <b>N16</b> | Plancher étage    | <i>16,59</i> | <i>0,5</i> | <i>57,51</i>    | <i>8,295</i>   |
|            | Poutre principale |              |            | <i>7,87</i>     |                |
|            | Poutre secondaire |              |            | <i>12,6</i>     |                |
|            | Venant de 16      |              |            | <i>1327,01</i>  |                |
| <b>N17</b> | Poteau            |              |            | <i>19,125</i>   |                |
|            | Mur extérieur     |              |            | <i>57,1</i>     |                |
|            | Venant de 17      |              |            | <i>1403,235</i> | <i>103,575</i> |
| <b>N18</b> | Plancher étage    | <i>16,59</i> | <i>0,5</i> | <i>57,51</i>    | <i>8,295</i>   |
|            | Poutre principale |              |            | <i>7,87</i>     |                |
|            | Poutre secondaire |              |            | <i>12,6</i>     |                |
|            | Venant de 18      |              |            | <i>1481,215</i> |                |
| <b>N19</b> | Poteau            |              |            | <i>19,125</i>   |                |
|            | Mur extérieur     |              |            | <i>57,1</i>     |                |
|            | Venant de 19      |              |            | <i>1557,44</i>  | <i>111,87</i>  |
| <b>N20</b> | Plancher étage    | <i>16,59</i> | <i>0,5</i> | <i>57,51</i>    | <i>8,295</i>   |
|            | Poutre principale |              |            | <i>7,87</i>     |                |
|            | Poutre secondaire |              |            | <i>12,6</i>     |                |
|            | Venant de 20      |              |            | <i>1635,42</i>  |                |
| <b>N21</b> | Poteau            |              |            | <i>19,125</i>   |                |



|            |                    |       |     |          |         |
|------------|--------------------|-------|-----|----------|---------|
|            | Mur extérieur      |       |     | 57,1     |         |
|            | Venant de 21       |       |     | 1711,645 | 120,165 |
| <b>N22</b> | Plancher étage     | 16,59 | 0,5 | 57,51    | 8,295   |
|            | Poutre principale  |       |     | 7,87     |         |
|            | Poutre secondaire  |       |     | 12,6     |         |
|            | Venant de 22       |       |     | 1789,625 |         |
| <b>N23</b> | Poteau             |       |     | 19,125   |         |
|            | Mur extérieur      |       |     | 57,1     |         |
|            | Venant de 23       |       |     | 1865,85  | 128,46  |
| <b>N24</b> | Plancher sous soul | 17,65 | 0,5 | 68,02    | 8,825   |
|            | Poutre principale  |       |     | 7,87     |         |
|            | Poutre secondaire  |       |     | 12,6     |         |
|            | Venant de 24       |       |     | 1954,34  |         |
| <b>N25</b> | Poteau             |       |     | 19,125   |         |
|            | Mur extérieur      |       |     | 36,97    |         |
|            | <b>TOTAL</b>       |       |     | 2010,435 | 137,285 |

*Tab.II.12. Descente des charges de poteau de Rive.*

**Poteau central(C3):**

**Plancher terrasse :**

$$G = 21.41 \times 5.88 = 125.89 \text{ KN}$$

$$Q = 24.32 \times 1 = 24.32 \text{ KN}$$

**Plancher étage courant :**

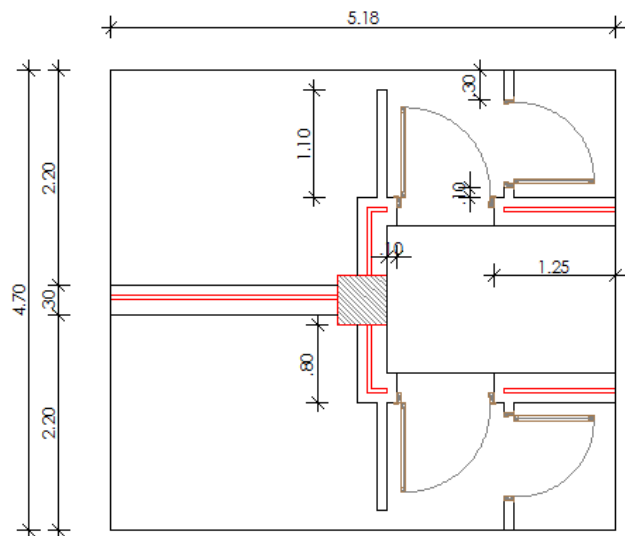
$$G = 21.41 \times 5.2 = 111.33 \text{ KN}$$

$$Q = 22.36 \times 1.5 = 33.54 \text{ KN}$$

**Plancher sous-sol :**

$$G = 21.41 \times 6.15 = 131.67 \text{ KN}$$

$$Q = 24.07 \times 1.5 = 36.105 \text{ KN}$$



*Fig.II.14. Dimension de la section revenant au poteau central*

**Poutre principale :**

$$G = 1.4 \times 0.45 \times 25 = 15.75 \text{ KN}$$

**Poutre secondaire :**

$$G = 1.26 \times 0.4 \times 25 = 12.60 \text{ KN}$$

**Poteau :**

Dimensionnement préliminaire : 50\*50cm<sup>2</sup>

$$G = 3.06 \times 0.5 \times 0.5 \times 25 = 19.125 \text{ KN}$$

**Mur extérieur :**

$$G = 17.39 \times 3.31 = 57.56 \text{ KN}$$

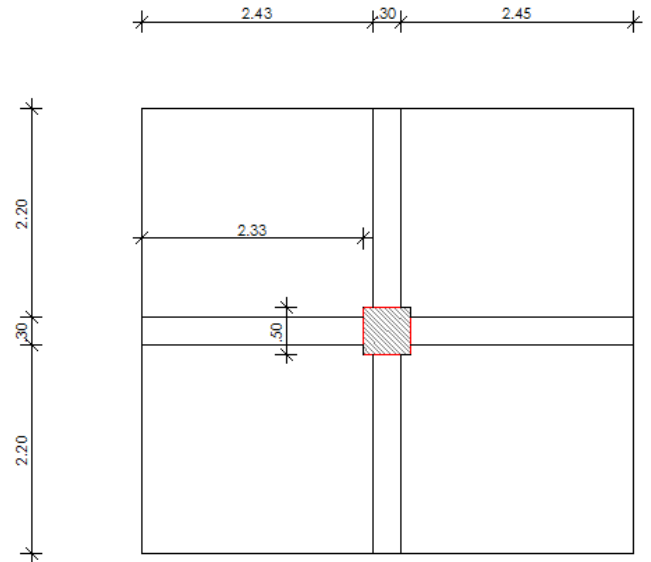


Fig.II.15. Dimension de la section revenant au poteau central

| Niveau | Elément           | Q Avant<br>Dégression | Coef De<br>Dégression | G       | Q      |
|--------|-------------------|-----------------------|-----------------------|---------|--------|
| N0     | Plancher terrasse | 24,32                 | 1                     | 125,89  | 24,32  |
|        | Poutre principale |                       |                       | 15,75   |        |
|        | Poutre secondaire |                       |                       | 12,6    |        |
| N1     | Venant de 0       |                       |                       | 154,24  |        |
|        | Poteau            |                       |                       | 19,125  |        |
|        | Mur extérieur     |                       |                       | 57,56   |        |
| N2     | Venant de 1       |                       |                       | 230,925 | 24,32  |
|        | Plancher étage    | 33,54                 | 1                     | 111,33  | 33,54  |
|        | Poutre principale |                       |                       | 15,75   |        |
|        | Poutre secondaire |                       |                       | 12,6    |        |
| N3     | Venant de 2       |                       |                       | 370,605 |        |
|        | Poteau            |                       |                       | 19,125  |        |
|        | Mur extérieur     |                       |                       | 57,56   |        |
| N4     | Venant de 3       |                       |                       | 447,29  | 57,86  |
|        | Plancher étage    | 33,54                 | 0,9                   | 111,33  | 30,186 |
|        | Poutre principale |                       |                       | 15,75   |        |

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et de descente des charges

|            |                   |       |     |          |         |
|------------|-------------------|-------|-----|----------|---------|
|            | Poutre secondaire |       |     | 12,6     |         |
| <b>N5</b>  | Venant de 4       |       |     | 586,97   |         |
|            | Poteau            |       |     | 19,125   |         |
|            | Mur extérieur     |       |     | 57,56    |         |
| <b>N6</b>  | Venant de 5       |       |     | 663,655  | 88,046  |
|            | Plancher étage    | 33,54 | 0,8 | 111,33   | 26,832  |
|            | Poutre principale |       |     | 15,75    |         |
|            | Poutre secondaire |       |     | 12,6     |         |
| <b>N7</b>  | Venant de 6       |       |     | 803,335  |         |
|            | Poteau            |       |     | 19,125   |         |
|            | Mur extérieur     |       |     | 57,56    |         |
| <b>N8</b>  | Venant de 7       |       |     | 880,02   | 114,878 |
|            | Plancher étage    | 33,54 | 0,7 | 111,33   | 23,478  |
|            | Poutre principale |       |     | 15,75    |         |
|            | Poutre secondaire |       |     | 12,6     |         |
| <b>N9</b>  | Venant de 8       |       |     | 1019,70  |         |
|            | Poteau            |       |     | 19,125   |         |
|            | Mur extérieur     |       |     | 57,56    |         |
| <b>N10</b> | Venant de 9       |       |     | 1096,385 | 138,356 |
|            | Plancher étage    | 33,54 | 0,6 | 111,33   | 20,124  |
|            | Poutre principale |       |     | 15,75    |         |
|            | Poutre secondaire |       |     | 12,6     |         |
| <b>N11</b> | Venant de 10      |       |     | 1236,065 |         |
|            | Poteau            |       |     | 19,125   |         |
|            | Mur extérieur     |       |     | 57,56    |         |
| <b>N12</b> | Venant de 11      |       |     | 1312,75  | 158,48  |
|            | Plancher étage    | 33,54 | 0,5 | 111,33   | 16,77   |
|            | Poutre principale |       |     | 15,75    |         |
|            | Poutre secondaire |       |     | 12,6     |         |
| <b>N13</b> | Venant de 12      |       |     | 1452,43  |         |

|            |                   |       |     |          |        |
|------------|-------------------|-------|-----|----------|--------|
|            | Poteau            |       |     | 19,125   |        |
|            | Mur extérieur     |       |     | 57,56    |        |
|            | Venant de 13      |       |     | 1529.115 | 175,25 |
| <b>N14</b> | Plancher étage    | 33,54 | 0,5 | 111,33   | 16,77  |
|            | Poutre principale |       |     | 15,75    |        |
|            | Poutre secondaire |       |     | 12,6     |        |
|            | Venant de 14      |       |     | 1668.795 |        |
| <b>N15</b> | Poteau            |       |     | 19,125   |        |
|            | Mur extérieur     |       |     | 57,56    |        |
|            | Venant de 15      |       |     | 1745.48  | 192,02 |
| <b>N16</b> | Plancher étage    | 33,54 | 0,5 | 111,33   | 16,77  |
|            | Poutre principale |       |     | 15,75    |        |
|            | Poutre secondaire |       |     | 12,6     |        |
|            | Venant de 16      |       |     | 1885.16  |        |
| <b>N17</b> | Poteau            |       |     | 19,125   |        |
|            | Mur extérieur     |       |     | 57,56    |        |
|            | Venant de 17      |       |     | 1961.845 | 208,79 |
| <b>N18</b> | Plancher étage    | 33,54 | 0,5 | 111,33   | 16,77  |
|            | Poutre principale |       |     | 15,75    |        |
|            | Poutre secondaire |       |     | 12,6     |        |
|            | Venant de 18      |       |     | 2101.525 |        |
| <b>N19</b> | Poteau            |       |     | 19,125   |        |
|            | Mur extérieur     |       |     | 57,56    |        |
|            | Venant de 19      |       |     | 2178.21  | 225,56 |
| <b>N20</b> | Plancher étage    | 33,54 | 0,5 | 111,33   | 16,77  |
|            | Poutre principale |       |     | 15,75    |        |
|            | Poutre secondaire |       |     | 12,6     |        |
| <b>N21</b> | venant de 20      |       |     | 2317.89  |        |
|            | Poteau            |       |     | 19,125   |        |
|            | mur extérieur     |       |     | 57,56    |        |

|            |                   |        |     |          |          |
|------------|-------------------|--------|-----|----------|----------|
|            | Venant de 21      |        |     | 2394.575 | 242,33   |
| <b>N22</b> | Plancher étage    | 33,54  | 0,5 | 111,33   | 16,77    |
|            | Poutre principale |        |     | 15,75    |          |
|            | Poutre secondaire |        |     | 12,6     |          |
|            | Venant de 22      |        |     | 2534.255 |          |
| <b>N23</b> | Poteau            |        |     | 19,125   |          |
|            | Mur extérieur     |        |     | 57,56    |          |
|            | Venant de 23      |        |     | 2610.94  | 259,1    |
| <b>N24</b> | Plancher sous-sol | 36,105 | 0,5 | 131,67   | 18,0525  |
|            | Poutre principale |        |     | 15,75    |          |
|            | Poutre secondaire |        |     | 12,6     |          |
|            | Venant de 24      |        |     | 2770.96  |          |
| <b>N25</b> | Poteau            |        |     | 19,125   |          |
|            | <b>TOTAL</b>      |        |     | 2790.085 | 277,1525 |

*Tab.II.13. Descente des charges de poteau central.*

$$N_u = 1,35(2790.085) + 1,5(277.1525) = 4182.3435 \text{ KN}$$

$$N_s = 2790.085 + 277.1525 = 3067.2375 \text{ KN.}$$

Dans notre cas le poteau central est voisin une fois de poteau de rive, donc on fait une majoration de 10%.

$$N_u = 1,1 * 4182.3435 = 4600.58 \text{ KN}$$

$$N_s = 1,1 * 3067.2375 = 3373.96125 \text{ KN.}$$

### II.3.3. Calcul des sections des poteaux

Après la descente des charges, le poteau central (C3) est le plus sollicité.

❖ Pour une section rectangulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } \lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda^2}{35^2} \right)} \\ \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \alpha = 0.6 \left( \frac{50^2}{\lambda^2} \right) \end{array} \right.$$

Pour  $\lambda=35$

$$\alpha = 0.85 / (1 + 0.2 * (\lambda / 35)^2)$$

$$\alpha = 0.708$$

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

$$B_r \geq 4600.58 * 1000 / 0.708 [(1 / [(25 / (0.9 * 1.5)) + (400 / (100 * 1.5))]]$$

$$B_r = 295406.6245$$

$$B_r = (h - 0.02) * (h - 0.02)$$

$$h = 54.35 \text{ cm}$$

Donc on fixe : **H=55**

Poteaux de section (**b\*h**) (**55\*55**) **cm**

### Vérification vis-à-vis le flambement

D'après les règles BAEL91 ; l'élançement géométrique  $\lambda$  est donné par

la relation suivante :  $\frac{l_f}{i}$  Avec :

$l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0,7l_0$  : poteau encastré à ses deux extrémités).

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

Avec :  $I$  : moment d'inertie.

$B$  : section du béton.

$$I = \frac{hb^3}{12} \Rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0,7l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 3.06 \times \frac{\sqrt{12}}{0.55} = 13.49$$

$\lambda = 13.49 < 35$  ..... **C.V.**

**Vérification d'après RPA :**

$$h > 25 \text{ cm} \Rightarrow h = 55 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \mathbf{C.V.}$$

$$b > \frac{h_c}{20} \Rightarrow b = 55 \text{ cm} > \frac{h_c}{20} = 15.50 \text{ cm} \dots\dots\dots \mathbf{C.V.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{55}{55} = 1 < 4 \dots\dots\dots \mathbf{C.V.}$$

**Donc on adopte la section du poteau : (b×h) =(55×55).**



# Chapitre III

---

Étude des éléments secondaires



# Chapitre III

## Étude des éléments secondaires

### III.1 Introduction

Dans toutes les structures on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas aux contreventements directement.

Un élément est considéré comme un élément secondaire dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'il ne contribue pas directement à la reprise de ces efforts), mais il est considéré comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement BAEL91 en respectant le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments secondaires suivants :

- L'acrotère ;
- Les escaliers ;
- Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression) ;
- Les balcons.

### III.2 Acrotère

#### III.2.1 Introduction

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

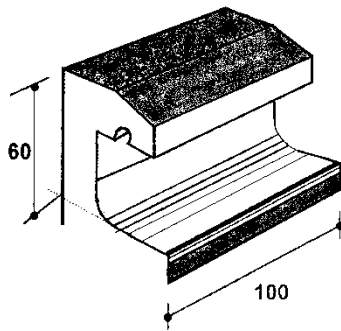
Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- Un moment dû à la surcharge (**Q**)

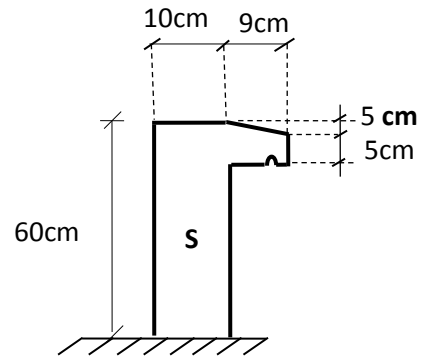
IL a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

### III .2.2. Dimensions et Modélisation de l'acrotère



*Les charges sur l'acrotère*



*Coupe transversale*

*Fig.III.1. Dimensions et Modélisation de l'acrotère*

### III.2.3. Evaluation des charges

➤ **Charges permanentes**

La surface de la coupe de l'acrotère est :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.05 \times 0.09) + (0.05 \times 0.09 / 2) = 0.067 \text{ m}^2$$

Charge permanent :  $G = S \cdot \gamma_b$

$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$  .....masse volumique du béton.

$$G = S \times 25 = 0.067 \times 25 = 1.675 \text{ KN/ml}$$

➤ **Sur charges d'exploitation**

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

### III.2.4. Principe de calcul

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS

### III.2.5. La force horizontale due à l'effet du séisme

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

**A**: Coefficient d'accélération pour la zone et le groupe approprié **A = 0.15 (zone IIa ; groupe d'usage 2)**.

**C<sub>p</sub>**: facteur de force horizontale pour les éléments secondaires) **C<sub>p</sub> = 0.8**.

**W<sub>p</sub>**: le poids propre de l'acrotère : **W<sub>p</sub> = 1.675KN**.

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.675 = \mathbf{0.804 \text{ KN/ml}}$$

► **Pour G** :  $N_G = 1.675 \text{ KN/ml}$

$$M_G = 0$$

$$T_G = 0$$

► **Pour Q** :  $N_Q = 0$

$$M_Q = H \times Q = 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN/ml}$$

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

► **Pour F<sub>p</sub>** :  $N_{F_p} = 0$

$$M_{F_p} = 0.6 \times 0.804 = 0.4824 \text{ KN/ml}$$

$$T_{F_p} = F_p = 0.804 \text{ KN/ml}$$

**F<sub>p</sub> ≤ Q ; alors**, le ferrailage sera donc donné par les sollicitations du deuxième cas qui sont :

$$\text{Poids propre : } N_G = 1.675 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Surcharges : } Q = 1.00 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Un moment : } M_E = Q \cdot h = 1.00 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Un effort tranchant : } T_Q = 1.00 \text{ KN}$$

**III.2.6. Evaluation des sollicitations**➤ **Etat limite ultime**

$$N_U = 1.35 N_G = 1.35 \times 1.675 = 2.26 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.5 \cdot Q \cdot h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0.9 \text{ KN.m.}$$

$$T_U = 1.5 \times T_Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

➤ **Etat limite de service**

$$N_{\text{ser}} = N_G = 1.675 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{ser}} = T_Q = 1 \text{ KN}$$

|            | Moments (KN.m) | Effort normal(KN) | Effort tranchant (KN) |
|------------|----------------|-------------------|-----------------------|
| <b>ELU</b> | 0.9            | 2.26              | <b>1.5</b>            |
| <b>ELS</b> | 0.6            | 1.675             | <b>1</b>              |

*Tab.III.1. Evaluation des sollicitations.*

**III.2.7. Calcul al'E.L.U.**➤ **Calcul de l'excentricité**

$$C = e_0 = M_U / N_U = 0.9 / 2.26 = 0.398 \text{ cm} \Rightarrow e_0 = \mathbf{40 \text{ cm}}$$

$$e_1 \succ \frac{h}{6} = 1.66 \text{ cm}$$

$$e_1 = ht/6 = 10/6 \Rightarrow e_1 = \mathbf{1.67 \text{ cm}}$$

C : Le centre de pression

Le centre de pression C se trouve en dehors de la section, implique que la section est partiellement comprimée (SPC).

➤ **Vérification de l'élancement**

D'après l'article B.8.3.2 du CBA93

$$L_{fx} = L_{fy} = 2 \times L = 1,2 \text{ m (cas d'une console)}$$

$L_f$  : La longueur de flambement

$e$  : l'épaisseur de l'acrotère

$\lambda$  : L'élancement.

$$\lambda_x = (L_f \times \sqrt{12}) / h \Rightarrow \lambda = 41.569.$$

$$\lambda = \text{Max} \left[ 50 ; \text{Min} \left( 67 \times \frac{e_0}{h} ; 100 \right) \right]$$

$$\lambda = \text{Max} (50, \text{Min} (67 \times e_0 / h, 100))$$

$$\lambda = \text{Max} (50, \text{Min} (67 \times 40 / 10, 100))$$

$$\Rightarrow \lambda = 100$$

$\lambda_x < \lambda$  donc pas de risque de flambement

➤ **L'excentricité additionnelle**

$e_a$  : L'excentricité additionnelle accidentelle.

$$e_a = \text{Max} \left( 2 \text{cm} ; \frac{L}{250} \right) \Rightarrow \text{Max} \left( 2 \text{cm} ; \frac{60}{250} \right) \Rightarrow e_a = 2 \text{cm}$$

➤ **Calcul du coefficient de majoration ( $\delta_f$ )**

$$\delta_f = \begin{cases} \text{Min} \left[ 1 + 0.15 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \times \frac{h}{e_0} ; 1.4 \right] & \text{si } \frac{e_0}{h} \geq 0.75 \\ 1 + 0.2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si } \frac{e_0}{h} < 0.75 \end{cases}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0.4}{0.1} = 4 > 0.75$$

$$\text{Donc: } \delta_f = \text{Min} \left[ 1 + 0.15 \times \left( \frac{41.57}{35} \right)^2 \times \frac{0.1}{0.4} ; 1.4 \right] \\ \Rightarrow \delta_f = 1.053$$

➤ **Sollicitations majorées**

• **E.L.U**

$$N_u^* = \delta_f \times N_u = 2.38 \text{KN}$$

$$M_u^* = \delta_f \times M_u + N_u^* e_a = 0.99 = 1 \text{KN.m}$$

• **E.L.S**

$$N_{ser}^* = 1.675 \text{KN}$$

$$M_{ser}^* = 0.6 \text{KN.m}$$

### III.2.8. Calcul du ferrailage

En flexion composée, le calcul des sections partiellement comprimés sera assimilé au calcul à la flexion simple avec un moment fictif :

➤ **Calcul le moment fictif**

$$M_u^a = M_u^* + N_u^* \times \left( d - \frac{h}{2} \right) \quad ; \quad \text{Avec: } d = 8 \text{ cm.}$$

$$M_u^a = 1.00 + 2.38 \times \left( 0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 1.0714 \text{ KN.m}$$

➤ **Le moment réduit**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0118 \quad ; \quad \text{Avec: } b = 100 \text{ cm} , \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \quad ; \quad \Rightarrow A_{sc} = 0 \text{ (La section est simplement armé)}$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0.0148$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 7.95 \text{ cm}$$

$$A_s^f = \frac{M_u^a}{Z \times \sigma_s} = 0.39 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Avec: } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{su} = A_s^f - \frac{N_u^*}{\sigma_s} = 0.32 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul à ELS**

On doit calculer les armatures à l'E.L.S et comparées avec les armatures qui se trouve à l'E.L.U

- **Position du centre de pression**

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.36 \text{ m}$$

$$e_o = h/6 = 0.017 \text{ m}$$

$$e_s > e_o \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (S.P.C)}$$

- **Calcul des contraintes**

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable : (**Art 4.5.33 p 30 - BAEL 91 mod 99**)

Avec : F<sub>e</sub>E400 ⇒ η = 1.6 ; f<sub>e</sub> = 400 MPa

$$\bar{\sigma}_{sc} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{sc} = \min\left(\frac{2}{3}400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

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

➤ **Calcul des armatures**

$$N_{ser}^* = N_{ser} = 1.675 \text{ KN}$$

$$M_{ser}^* = M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^a = M_{ser} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2}\right) = \mathbf{0,650 \text{ KN.m}}$$

$$M_{s/A}^* = N_{ser}^* \left(d - \frac{h}{2}\right) + M_{ser}^* = 1,675 \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) + 0,6 = \mathbf{0,650 \text{ m}^2}$$

- **Calcul du moment limite de service M<sub>l</sub>**

$$M_l = \mu_r \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}$$

$$\mu_r = (\alpha_r / 2) / (1 - \alpha_r / 3)$$

$$\alpha_r = (15\bar{\sigma}_{bc}) / (15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{sc}) = 0.53$$

$$\mu_r = 0.21 \Rightarrow M_l = 20.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^a < M_l \text{ (pas d'armatures comprimées } A' = 0)$$

$$Z = d(1 - \alpha_r / 3) = 0.066 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}^a}{Z\sigma_s} = \frac{0.651 \times 10^3}{0.066 \times 201.63 \times 100} = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_s - \frac{N_{ser}^a}{\sigma_s} = 0.49 - \frac{1.71 \times 10}{201.63} = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = \mathbf{0.41 \text{ cm}^2}$$

**III.2.9. Ferrailage minimal**

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

$$f_{t28} = 0.6 + f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{s\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 1000 \times 80 = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } A_s = \text{Max} [A_u, A_{ser}, A_{\min}] = \text{Max} [0.32, 0.41, 0.966] \Rightarrow A_s = 0.966 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons un ferrailage symétrique : **4T8/ml**..... $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

**III.2.10. Vérification des contraintes**

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A_s' (y - d')^2], \text{ avec } A_s' = 0$$

Y : la position de l'axe neutre.

Y : la solution de l'équation du deuxième degré suivante :

$$by^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(d \cdot A_s - d' \cdot A_s') = 0$$

$$Y = 1.92 \text{ cm et } I = 1350.47 \text{ cm}^4$$

- Vérification de la contrainte du béton comprimé :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = 0.044 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \times y_1 = 0.044 \times 1.92 = 0.85 \text{ MPa}$$



$$\sigma_{bc} = 0.85 \text{MPa} \leq 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

- Vérification des contraintes des armatures tendues :

$$\sigma_s = \eta \cdot K(d - y); \eta = 15 \Rightarrow \sigma_s = 40.13 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

**II.2.11. Vérification au cisaillement**

On doit vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{Mpa} \right\} = \min (2.5 \text{MPa}, 5 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu_{\max}}{b_0 d} \quad Vu = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,0015 / (1 \times 0.08) = 0.018 \text{Mpa}$$

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

**III.2.12. Calcul des armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{cm}^2$$

On adopte : **5T6**.....**Ar=1.41cm<sup>2</sup>**

**III.2.13. L'espace maximal**

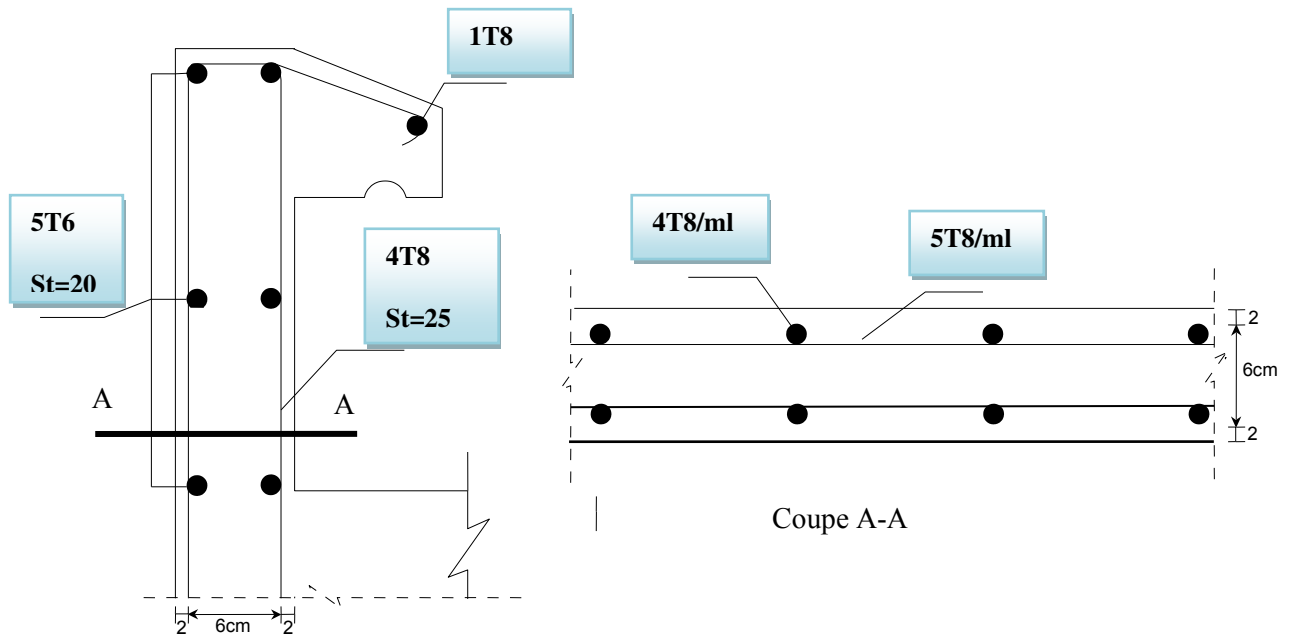
$$S_t \leq \min [3h, 33 \text{cm}] = \min [30 ; 33] = 30 \text{cm}$$

Soit :  $S_t = 25 \text{cm}$

$$\text{Dans le sens le moins sollicité : } S_t \leq \min [4h, 45 \text{cm}] = 40 \text{cm}$$

Soit :  $S_t = 20 \text{cm}$ .

### III.2.14. Schéma de ferrailage

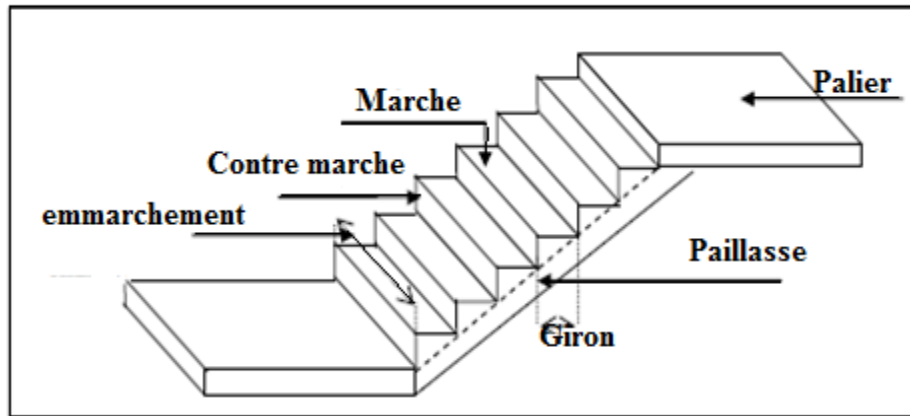


*Fig.III.2. Ferrailage de l'acrotère.*

## III.3. Calcul des Escaliers

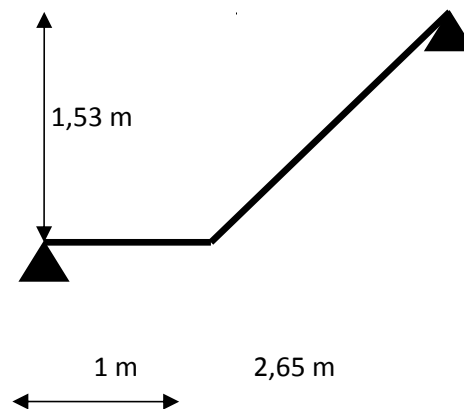
### III.3.1. Définition

Un escalier est essentiellement un assemblage de la poutre et des dalles inclinées horizontales en hélice etc. Ils servent à relier les différents niveaux d'une construction et peuvent orner une façade, une entrée. Ils sont importants dans le fait qu'ils sont l'un des éléments clé pour la sécurité des personnes dans le cas d'une catastrophe telle que l'incendie, un séisme (voie de secours).



*Fig.III.3. Schéma d'un escalier.*

Dans notre structure on a un seul type d'escalier qui compose 2 volées et paliers de repos.



*Fig.III.4. Schéma statique d'escalier.*

### III.3.2. Dimensionnement des escaliers

-Paillasse 1 :  $G=8,18\text{KN/ml}$  ;  $Q=2,5\text{KN/ml}$

-Palier :  $G=5.35\text{KN/ml}$  ;  $Q=2,5\text{KN/ml}$ ,

Le calcul se fera pour une bande de 1ml

- **L'état limite ultime :**  $q_u = 1.35G + 1.5Q$
- **Palier :**  $q_1 = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 2.5 = 10.97\text{KN/ml}$
- **Paillasse :**  $q_2 = 1.35 \times 8.18 + 1.5 \times 2.5 = 14.79\text{KN/ml}$

La charge équivalente :  $q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i}$

$$q_u = \frac{10.97 \times 1 + 14.79 \times 2.65}{3.65} = 13.74 \text{ KN/ml}$$

Alors :  $q_{eq} = 13.74 \text{ KN/ml}$ .

Moment isostatique :  $M_0 = ql^2 / 8 = (13.74 \times 3.65^2) / 8 = 22.88 \text{ KN/m}$ .

Moment en travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 19.45 \text{ KN/m}$ .

Moment sur appui :  $M_a = 0.3 M_0 = 6.86 \text{ KN/m}$ .

• **L'état limite de service :  $q_s = G + Q$**

**Palier :**  $q_1 = 5.35 + 2.5 = 7.85 \text{ KN/ml}$

**Paillasse :**  $q_2 = 8.18 + 2.5 = 10.68 \text{ KN/ml}$

$$q_{ser} = \frac{7.85 \times 1 + 10.68 \times 2.65}{3.65} = 9.90 \text{ KN/ml}$$

Alors :  $q_{eq} = 9.90 \text{ KN/ml}$ .

Moment isostatique  $M_0 = ql^2 / 8 = (9.90 \times 3.65^2) / 8 = 16.49 \text{ KN/m}$ .

Moment en travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 14.02 \text{ KN/m}$ .

Moment sur appui :  $M_a = 0.3 M_0 = 4.95 \text{ KN/m}$ .

### III.3.3. Calcul du ferrailage

#### Les armatures longitudinales

Le calcul des armatures se fera à la flexion simple pour une bande de 1 m, la section du béton est  $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ Cm}^2$ .

| B (cm) | D (cm) | $F_{c28}$<br>(Mpa) | $F_{t28}$<br>(Mpa) | $\gamma_b$ | $F_{bu}$<br>(Mpa) | $\gamma_s$ | Fe<br>(Mpa) | $\sigma_s$ (MPa) |
|--------|--------|--------------------|--------------------|------------|-------------------|------------|-------------|------------------|
| 100    | 12.5   | 25                 | 2.1                | 1.5        | 14.2              | 1.15       | 400         | 348              |

*Tab.III.2. Les Caractéristiques du béton et acier*

On utilise les formules suivantes :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

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

$$A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s}$$

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

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

|               | <b>Mu</b><br><b>(KN.m)</b> | <b>μ</b> | <b>α</b> | <b>Z (cm)</b> | <b>As</b><br><b>(Cm<sup>2</sup>)</b> | <b>As min</b><br><b>(Cm<sup>2</sup>)</b> | <b>As adopte</b><br><b>(Cm<sup>2</sup>)</b> |
|---------------|----------------------------|----------|----------|---------------|--------------------------------------|--|---|
| <b>Travée</b> | 24.26                      | 0.088    | 0.115    | 11.92         | 4.68                                 | 1.51                                     | 6HA10=4.71                                  |
| <b>Appuis</b> | 08.56                      | 0.031    | 0.039    | 12.30         | 1.60                                 | 1.51                                     | 4HA8=2.01                                   |

*Tab.III.3. Les Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier*

#### Espacement maximal

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 17; 33) = 33\text{cm}$$

- En travée :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$  .....CV
- En appuis :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$  .....CV

#### Armatures de répartition

$$A_{\text{rep}} = A_s / 4$$

En travée :  $A_{\text{rep}} = 1.17\text{cm}^2$ . On adopte : **4HA8=2.01cm<sup>2</sup>**

Sur appui :  $A_{\text{rep}} = 0.4\text{cm}^2$ . On adopte : **4HA8=2.01cm<sup>2</sup>**

#### Espacement maximal

$$S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = \min(4 \times 17; 45) = 45\text{cm}$$

- En travée :  $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$  .....CV

#### La section minimale

$$A_{s\min} = 1.51\text{cm}^2$$

- En travée :  $A_s = 4.71\text{cm}^2 > A_{s\min} = 1.51\text{cm}^2$  .....CV
- En appuis :  $A_s = 2.01\text{cm}^2 > A_{s\min} = 1.51\text{cm}^2$  .....CV

**Vérifications**

• **Vérification de la contrainte tangentielle**

On vérifie la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$  tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28}/\gamma_b; 5\text{MPa}) \text{ (Fissuration non préjudiciable).}$$

Donc :  $\bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{28.11 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.23, \text{ avec } T_u : \text{l'effort tranchant maximal sur appui.}$$

$$T_u = ql/2 = 13.74 \times 10^3 \times 3.65/2 = 25.07 \text{ KN.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

• **Vérification à ELS**

➤ **Vérification des contraintes de béton**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$

• **En travée**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{19.45}{14.02} = 1.38$$

$$\left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) = 0.44.$$

Donc :  $\alpha = 0.145 \leq 0.44 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

• **Sur appui**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{6.86}{4.95} = 1.38$$

$$\left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) = 0.44$$

Donc :  $\alpha = 0.048 \leq 0.44 \dots\dots\dots \text{CV}$

➤ **Contrainte dans les aciers tendus**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

• **Verification de la fleche**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

✓  $h/l \geq 1/16 \Rightarrow 15/365 = 0.041 \geq 1/16 = 0.0625 \dots\dots\dots \text{CNV.}$

✓  $h/l \geq M_t/10 \cdot M_0 \Rightarrow 15/365 = 0.041 \geq 14.02/10 \cdot 16.49 = 0.085 \dots\dots\dots \text{CNV.}$

$$\checkmark A/bd \leq 4.2/f_e \Rightarrow 471/100 \cdot 125 = 0.003768 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

• **Calcul de la flèche**

Selon la méthode de BAEL91 la flèche totale est donnée par :

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

$f_{gi}$ ,  $f_{gv}$  : les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

$f_{ji}$  : la flèche due à l'ensemble des charges appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : la flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément.

Cette flèche ne doit pas dépasser  $L/500$

D'après le BAEL91 on a :  $f_i = \frac{MP}{10E_i I_{fi}}$ ,  $f_v = \frac{MP}{10E_v I_{fv}}$

• **La position de l'axe neutre**

$$by^2 + 30(As + As')y - 30(dAs - d'As') = 0 \quad \text{Avec: } A' = 0 ; A = 4.71 \text{ cm}^2.$$

$$Y = 3.55 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie de la section homogène réduite « I »**

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta [A_s (d - y)^2] \rightarrow \text{BAEL91}$$

Avec  $y$  : la position de l'axe neutre

$\eta$  : Coefficient d'équivalence = 15

• **Moment d'inertie de la section homogène réduite «  $I_0$  »**

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \left( \frac{h}{2} - V \right) + 15 A_s (d - V)^2$$

$$V = \left( \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 A_s \cdot d \right) / (b \cdot d + 15 A_s)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} ; \lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i ; \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5 \rho} ; E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} ; E_v = \frac{E_i}{3}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Y(cm) | I<br>(cm <sup>4</sup> ) | V<br>(Cm) | I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> ) | ρ        | λ <sub>i</sub><br>MPa | λ <sub>v</sub><br>MPa | Ei<br>MPa   | Ev<br>MPa |
|-------|-------------------------|-----------|-----------------------------------|----------|-----------------------|-----------------------|-------------|-----------|
| 3.55  | 7150.54                 | 9.19      | 26364.04847                       | 0.003768 | 5.57                  | 2.23                  | 32164.19512 | 10721.4   |

*Tab.III.4. Différents coefficients pour le calcul de la flèche.*

➤ **Flèches due à l'ensemble des charges permanente « f<sub>gv</sub>, f<sub>gi</sub> » :**

La combinaison : q=G..... (Pour 1ml).

Palier : 8.18=KN/ml.

Paillasse : 5.35 KN/ml.

$$q_{eq} = \frac{8.18 \times 2.56 + 5.35 \times 1}{3.65} = 7.40 \text{ KN/ml.}$$

$$M_s = 0.85M_0 = 10.47 \text{ KN.m avec : } M_0 = (q_{eq} \cdot l^2) / 8 = 12.32 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = 15 M_s(d-y) / I = 15 \times 10.47 \times 10^6 (125 - 35.5) / 7150.54 \times 10^4 = 196.572 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right) = 0.274$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 11479.96 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{gi} = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fg}} = 3.78 \text{ mm.}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 18001.30 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{gv} = \frac{Ml^2}{10E_v I_{fv}} = 7.22 \text{ mm.}$$

➤ **Flèche instantanée due à j « f<sub>ji</sub> » :**

J : charge permanente avant la mise en place du revêtement :

- Paillasse : q<sub>1</sub>=6.58 KN /ml.

- Palier: q<sub>2</sub>= 3.75KN/ml.

| Type      | q =1.35j           | Qeq  | Mt    |
|-----------|--------------------|------|-------|
| Paillasse | 4.71 × 1.35 = 6.35 | 6.07 | 11.37 |
| Palier    | 4 × 1.35 = 5.4     | 6.07 | 11.37 |

*Tab.III.5. Les charges de calcul de la flèche instantanée due à « f<sub>ji</sub> » .*

**-La charge équivalente : q<sub>eq</sub> =  $\frac{6.58 \times 2.65 + 3.75 \times 1}{3.65} = 5.80$  KN/ml.**

$$M_s = 0.85M_0 = 8.20 \text{ KN.m avec : } M_0 = (q_{eq} \cdot l^2) / 8 = 9.65 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = 15 M_s(d-y) / I = 15 \times 8.20 \times 10^6 (125 - 35.5) / 7150.54 = 153.953 \text{ MPa.}$$



$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right) = 0.168$$

$$I_{f_i} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_1 \cdot \mu} = 14981.43 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{ji} = \frac{Ml^2}{10E_i I_{f_i}} = 2.27 \text{ mm.}$$

➤ **Flèche due à G+Q « f<sub>pi</sub> » :**

$$q_{eq} = 7.40 + 2.5 = 9.90 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{pi} = 0.85M_0 = 14.02 \text{ KN.m avec : } M_0 = (q_{eq} \cdot l^2) / 8 = 16.49 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = 15 M_{pi}(d-y) / I = 15 \times 14.02 \times 10^6 (125 - 35.5) / 7150.54 = 263.22 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right) = 0.394$$

$$I_{f_p} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_1 \cdot \mu} = 9078.02 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{pi} = \frac{Ml^2}{10E_i I_{f_p}} = 6.40 \text{ mm.}$$

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

$$\Delta f_t = 7.22 - 2.27 + 6.40 - 3.78 = 7.57 \text{ mm.}$$

$$\Delta f_t = 7.57 \text{ mm.}$$

On a aussi :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq L/500 \dots\dots\dots \text{si : } L \leq 5\text{m.} \\ \bar{f} \leq 0.5 + L/1000 \dots\dots\dots \text{si : } L > 5\text{m.} \end{array} \right.$$

$$L = 3.06 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = 3650 / 500 = 7.3 \text{ mm.}$$

7.57mm > 7.3 mm.....**CNV**

La flèche ne vérifie pas la condition alors on doit augmenter l'épaisseur à 17cm et refaire le calcul.

❖ **Evaluation des charges**

✓ **Paillasse**

| Matériaux                         | Epaisseur(cm) | Poids Volumique (kN/ m <sup>3</sup> ) | Poids (kN/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------------------------|---------------|---------------------------------------|----------------------------|
| Carrelage                         | 0.02          | 22                                    | 0.44                       |
| Mortier de pose                   | 0.02          | 20                                    | 0.40                       |
| Couche de sable fin               | 0.2           | 18                                    | 0.36                       |
| Poids propre des marches          | 0.17/2        | 25                                    | 2.125                      |
| Poids propre de la paillasse      |               | $0.17 \times 25 / \cos 32.5$          | 5.04                       |
| Enduit de ciment                  | 0.02          | 20                                    | 0.40                       |
| <b>Total (KN/m<sup>2</sup>) =</b> |               |                                       | <b>8.76</b>                |

*Tab.III.6. Charge permanente de la paillasse.*

Surcharge d'exploitation : **Q=2.5KN/m<sup>2</sup>.**

✓ **Palier :**

| Matériaux                         | Epaisseur(cm) | Poids Volumique (kN/ m <sup>3</sup> ) | Poids (kN/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------------------------|---------------|---------------------------------------|----------------------------|
| -carrelage                        | 0.02          | 22                                    | 0.44                       |
| - mortier de pose                 | 0.02          | 20                                    | 0.40                       |
| -couche de sable fin              | 0.02          | 18                                    | 0.36                       |
| -poids propre du palier           | 0.17          | 25                                    | 4.25                       |
| - Enduit de ciment                | 0.02          | 20                                    | 0.40                       |
| <b>Total (KN/m<sup>2</sup>) =</b> |               |                                       | <b>5.85</b>                |

*Tab.III.7. Charge permanente des paliers*

Surcharge d'exploitation : **Q=2.5 KN/m<sup>2</sup>**

**Calcul de sollicitation**

Paillasse1 : G=8,76KN/ml ; Q=2,5KN/ml

Palier : G=5.85KN/ml ; Q=2,5KN/ml,

Le calcul se fera pour une bande de 1ml

- **L'état limite ultime** :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$
- **Palier** :  $q_1 = 1.35 \times 5.85 + 1.5 \times 2.5 = 11.64 \text{ KN/ml}$
- **Paillasse** :  $q_2 = 1.35 \times 8.76 + 1.5 \times 2.5 = 15.57 \text{ KN/ml}$

$$\text{La charge équivalente} : q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i}$$

$$q_u = \frac{11.94 \times 1 + 15.57 \times 2.65}{3.65} = 14.49 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Alors : } q_{eq} = 14.49 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Moment isostatique} : M_0 = q l^2 / 8 = (14.49 \times 3.65^2) / 8 = 24.13 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Moment en travée} : M_t = 0.85 M_0 = 20.51 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Moment sur appui} : M_a = 0.3 M_0 = 7.24 \text{ KN/m.}$$

- **L'état limite de service** :  $q_s = G + Q$

$$\text{Palier} : q_1 = 5.85 + 2.5 = 8.35 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Paillasse} : q_2 = 8.76 + 2.5 = 11.26 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = \frac{8.35 \times 1 + 11.26 \times 2.65}{3.65} = 10.46 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Alors : } q_{eq} = 10.46 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Moment isostatique } M_0 = q l^2 / 8 = (10.46 \times 3.65^2) / 8 = 10.46 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Moment en travée} : M_t = 0.85 M_0 = 14.80 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Moment sur appui} : M_a = 0.3 M_0 = 5.22 \text{ KN/m.}$$

### III.3.4. Calcul du ferrailage

#### ❖ Les armatures longitudinales

Le calcul des armatures se fera à la flexion simple pour une bande de 1 m , la section du béton est  $(b \times h) = (100 \times 17) \text{ Cm}^2$  .

| b (cm) | d (cm) | F <sub>c28</sub><br>(Mpa) | F <sub>t28</sub><br>(Mpa) | Y <sub>b</sub> | F <sub>bu</sub><br>(Mpa) | Y <sub>s</sub> | Fe<br>( Mpa) | σ <sub>s</sub> (MPa) |
|--------|--------|---------------------------|---------------------------|----------------|--------------------------|----------------|--------------|----------------------|
| 100    | 14.5   | 25                        | 2.1                       | 1.5            | 14.2                     | 1.15           | 400          | 348                  |

*Tab.III.8. Les Caractéristiques du béton et acier*

On utilise les formules suivantes :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

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

$$A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s}$$

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

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

|        | Mu<br>(KN.m) | μ     | α     | Z (cm) | As<br>(cm <sup>2</sup> ) | As min<br>(cm <sup>2</sup> ) | As adopte<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|--------|--------------|-------|-------|--------|--------------------------|------------------------------|---------------------------------|
| Travée | 20.51        | 0.068 | 0.088 | 13.98  | 4.21                     | 1.75                         | 6HA10=4.71                      |
| Appuis | 7.24         | 0.024 | 0.030 | 14.32  | 1.45                     | 1.75                         | 4HA8=2.01                       |

*Tab.III.9. Les Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier*

❖ **Espacement maximal**

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 17; 33) = 33\text{cm}$$

✓ En travée : S<sub>t</sub> = 25cm < 33cm .....CV

✓ En appuis : S<sub>t</sub> = 25cm < 33cm .....CV

• **Armatures de répartition**

$$A_{rep} = A_s / 4$$

En travée : A<sub>rep</sub> = 1.17cm<sup>2</sup> .on adopte :**4HA8=2.01cm<sup>2</sup>**

Sur appui : A<sub>rep</sub> = 1.60cm<sup>2</sup> .on adopte :**4HA8=2.01cm<sup>2</sup>**

- **Espacement maximal**

$$S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = \min(4 \times 17; 45) = 45\text{cm}$$

✓ En travée :  $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$  ..... **C.V.**

- **La section minimale**

$$A_{s \text{ min}} = 1.63 \text{ cm}^2.$$

✓ en travée :  $A_s = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1.75 \text{ cm}^2$  ..... **C.V.**

✓ en appuis :  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1.75 \text{ cm}^2$  ..... **C.V.**

**Vérifications**

- **Vérification de la contrainte tangentielle**

On vérifie la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$  tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}) \quad (\text{Fissuration non préjudiciable}).$$

$$\text{Donc : } \bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{26.44 \times 10^3}{1000 \times 145} = 26.44 \text{ KN}, \text{ avec } T_u : \text{l'effort tranchant maximal sur appui .}$$

$$T_u = ql/2 = 26.44 \times 10^3 \times 3.65 / 2 = 26.44 \text{ KN.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \text{ ..... C.V.}$$

- **Vérification à ELS**

➤ **Vérification des contraintes de béton**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$$

- **En travée:**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{20.51}{14.80} = 1.38$$

$$\left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) = 0.44.$$

$$\text{Donc : } \alpha = 0.088 \leq 0.44 \text{ ..... C.V}$$

- **Sur appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7.24}{5.22} = 1.38$$

$$\left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) = 0.44$$

$$\text{Donc : } \alpha = 0.030 \leq 0.44 \text{ ..... C.V}$$

➤ **Contrainte dans les aciers tendus**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

• **Vérification de la flèche**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \checkmark \quad h/l \geq 1/16 \quad \Rightarrow 17/365 = 0.046 \geq 1/16 = 0.0625 \dots\dots\dots \text{C.V.} \\ \checkmark \quad h/l \geq M_t/10 \cdot M_0 \quad \Rightarrow 17/365 = 0.046 \geq 14.80/10 \cdot 17.42 = 0.085 \dots\dots\dots \text{C.N.V.} \\ \checkmark \quad A/bd \leq 4.2/f_e \Rightarrow 471/100 \cdot 145 = 0.00325 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{C.V.} \end{array} \right.$$

• **Calcul de la flèche**

Selon la méthode de BAEL91 la flèche totale est donnée par :

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

$f_{gi}$ ,  $f_{gv}$  : les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

$f_{ji}$  : la flèche due à l'ensemble des charges appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : la flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément.

Cette flèche ne doit pas dépasser  $L/500$

D'après le BAEL91 on a :  $f_i = \frac{M_F}{10E_i I_{fi}}$ ,  $f_v = \frac{M_F}{10E_v I_{fv}}$

• **La position de l'axe neutre**

$$by^2 + 30(As + As')y - 30(dAs - d'As') = 0 \quad \text{Avec: } A' = 0 ; A = 4.71 \text{ cm}^2.$$

$$Y = 3.87 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie de la section homogène réduite « I »**

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta [A_s (d - y)^2] \rightarrow \text{BAEL91}$$

Avec  $y$  : la position de l'axe neutre

$\eta$  : Coefficient d'équivalence = 15

• **Moment d'inertie de la section homogène réduite « I<sub>0</sub> »**

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \left( \frac{h}{2} - V \right)^2 + 15 A_s (d - V)^2$$

$$V = \left( \frac{b \cdot h^2}{2} + 15A_s \cdot d \right) / (b \cdot d + 15A_s)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} ; \lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i ; \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5\rho} ; E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} ; E_v = \frac{E_i}{3}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Y(cm) | I( cm <sup>4</sup> ) | V(Cm) | I <sub>0</sub> ( cm <sup>4</sup> ) | ρ        | λ <sub>i</sub> | λ <sub>v</sub> | E <sub>i</sub> | E <sub>v</sub> |
|-------|----------------------|-------|------------------------------------|----------|----------------|----------------|----------------|----------------|
|       |                      |       |                                    |          | MPa            | MPa            | MPa            | MPa            |
| 3.55  | 9915.25              | 10.18 | 39404.16523                        | 0.003248 | 6.46           | 2.58           | 32164.19512    | 10721.4        |

**Tab.III.10. Différents coefficients pour le calcul de la flèche.**

➤ **Flèches due à l'ensemble des charges permanente « f<sub>gv</sub>, f<sub>gi</sub> »**

La combinaison : q=G..... (Pour 1ml).

Palier : 5.85=KN/ml.

Paillasse : 8.76KN/ml.

$$q_{eq} = \frac{8.76 \times 2.56 + 5.8 \times 1}{3.65} = 7.96 \text{ KN/ml.}$$

$$M_s = 0.85 M_0 = 11.26 \text{ KN.m avec : } M_0 = (q_{eq} \cdot l^2) / 8 = 13.25 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = 15 M_s(d-y) / I = 15 \times 11.26 \times 10^6 (145 - 38.7) / 9915.25 \times 10^4 = 181.075 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right) = 0.174$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 20406.6625 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{gi} = \frac{M l^2}{10 E_i I_{fg}} = 2.88 \text{ mm.}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 29915.09659 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{gv} = \frac{M l^2}{10 E_v I_{fv}} = 4.68 \text{ mm.}$$

➤ **Flèche instantanée due à j « f<sub>ji</sub> »**

J : charge permanente avant la mise en place du revêtement :

Paillasse : q<sub>1</sub>=7.16 KN /ml.

Palier : q<sub>2</sub>= 4.25KN/ml.

| Type      | q =1.35j       | Qeq  | Mt    |
|-----------|----------------|------|-------|
| Paillasse | 4.71×1.35=6.35 | 6.07 | 11.37 |
| Palier    | 4×1.35=5.4     | 6.07 | 11.37 |

Tab.III.11. Les charges de calcul de la flèche instantanée due à «f<sub>ji</sub> » .

-La charge équivalente :  $q_{eq} = \frac{7.16 \times 2.65 + 4.25}{3.65} = 6.36 \text{KN/ml}$ .

$M_s = 0.85M_0 = 9 \text{KN.m}$  avec :  $M_0 = (q_{eq} \cdot l^2) / 8 = 10.59 \text{KN.m}$

$\sigma_s = 15 M_s(d-y) / I = 15 \times 9 \times 10^6 (145 - 38.7) / 9915.25 = 144.731 \text{MPa}$ .

$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right) = 0.076$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_t \cdot \mu} = 29071.59263 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{ji} = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fi}} = 1.28 \text{mm}.$$

➤ Flèche due à G+Q « f<sub>pi</sub> » :

$$q_{eq} = 7.96 + 2.5 = 10.46 \text{KN/ml}.$$

$M_{pi} = 0.85M_0 = 14.81 \text{KN.m}$  avec :  $M_0 = (q_{eq} \cdot l^2) / 8 = 17.42 \text{KN.m}$

$\sigma_s = 15 M_{pi}(d-y) / I = 15 \times 14.81 \times 10^6 (145 - 38.7) / 9915.25 \times 10^4 = 238.164 \text{MPa}$ .

$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right) = 0.292$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_t \cdot \mu} = 15017.24748 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{pi} = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fp}} = 4.08 \text{mm}.$$

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

$$\Delta f_t = 4.68 - 1.28 + 4.08 - 2.28 = 5.2 \text{mm}.$$

$$\Delta f_t = 5.2 \text{mm}.$$

On a aussi :

$$\begin{cases} \bar{f} \leq L/500 \dots\dots\dots \text{si} : L \leq 5 \text{m}. \\ \bar{f} \leq 0.5 + L/1000 \dots\dots\dots \text{si} : L > 5 \text{m}. \end{cases}$$

$$L = 3.06 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = 3650 / 500 = 7.3 \text{ mm}.$$

$$5.2 \text{ mm} > 7.3 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

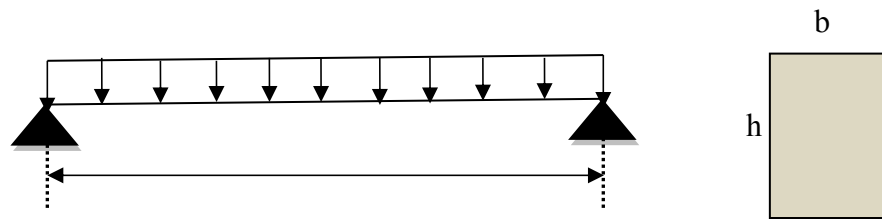


### III.3.5. Etude de la poutre palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encastrée à ces extrémités dans les poteaux ou les refends, généralement située à mi- étage au niveau de palier de repos.

Elle est soumise à la flexion simple et à la torsion. Ces sollicitations sont dues au poids propre, le poids du mur et en plus à l'action du poids de palier et paillasse.

Son schéma statique est le suivant :



*Fig.III.5. Schéma statique de la poutre palière.*

#### III.3.5.1. Pré dimensionnement de la poutre palière

Selon le BAEL 91, les dimensions de la poutre sont :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 280/15 \leq h \leq 280/10$$

$$\Rightarrow 18.67\text{cm} \leq h \leq 28\text{cm}$$

Suivant les conditions du RPA99/version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right.$$

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

$$h/b = 35/30 = 1.17 \leq 4 \dots\dots\dots (C.V)$$

#### III.3.5.2 Evaluation des charges

##### Charge permanent

-le poids propre du palier + paillasse =  $R = (q_{eq} \times l)/2 = (7.96 \times 3.65)/2 = 14.53\text{KN/ml}$

-Le poids propre de la poutre palière :  $b \times h \times \rho = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.63 \text{ KN/ml}$

-Poids propre du mur :  $G_m = (3.06 - 0.35 - 3.06/2) \times 3.15 = 3.72 \text{ KN/ml}$

-Charge d'exploitation  $Q = 0$

❖ **Calcul à l'ELU**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q + R = 1.35 \times 6.55 + 14.53 \Rightarrow q_u = 23.42 \text{ KN/ml}$$

**III.3.5.3. Moment fléchissant**

Moment isostatique :  $M_0 = q_u \times l^2 / 8 = 23.42 \times 2.8^2 / 8 \Rightarrow M_0 = 22.95 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :  $V_u = q_u \cdot \frac{l}{2} = \frac{23.42 \times 2.8}{2} = 33.31 \text{ KN}$ .

Moment en travée :  $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 22.95 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t = 19.50 \text{ KN.m}$

Moment sur appuis :  $M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 22.95 \text{ KN.m} \Rightarrow M_a = 6.88 \text{ KN.m}$

**III.3.5.4. Calcul des armatures longitudinales (flexion simple)**

|      | b(cm) | M <sub>u</sub> (KN.m) | μ     | α     | Z(cm) | A <sub>s min</sub> | A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> ) | À adopter(cm <sup>2</sup> ) |
|------|-------|-----------------------|-------|-------|-------|--------------------|-----------------------------------|-----------------------------|
| Trav | 30    | 19.5                  | 0.048 | 0.061 | 30.73 | 1.14               | 1.82                              | <b>2HA12 = 2.26</b>         |
| App  | 30    | 6.88                  | 0.017 | 0.021 | 31.24 | 1.14               | 0.63                              | <b>2HA10=1.57</b>           |

*Tab.III.12. Ferrailage de la poutre palière.*

▪ **Verification a l'E.L.U**

• **Condition de non fragilité**

$$A_{s \min} = 0.23 \cdot d \cdot b \cdot (f_{t28} / f_e) \Rightarrow A_{s \min} = 1.14 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ (travée)}} = 2.26 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

$$A_{s \text{ (appuis)}} = 1.57 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

• **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

✚ **Fissuration non préjudiciable**

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa} ) = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$V_u = q_u \frac{L}{2} = 32.79 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0,35 \text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0,35 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

- **Calcul à l'E.L.S**

- ✓ **Évaluation des charges**

- **Charge permanente**

Poids propre de la poutre :  $0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.63 \text{KN/m}$

Poids des paliers et paillasse :  $R_2 = \frac{ql}{2} = 14.53 \text{KN/m}$

Poids propre du mur :  $g = 3.92 \text{KN/m.}$

- **Combinaison de charge**

$q_s = G + Q + R = 20.89 \text{KN/m.}$

- le moment isostatique :  $M_0 = q_s.L^2/8 = 20.47 \text{KN.m.}$

- le moment en travée :  $M_t = 0,85M_0 = 17.40 \text{KN.m.}$

- le moment sur appui :  $M_a = 0,30M_0 = 6.14 \text{KN.m.}$

- **Vérification à l'E.L.S**

- ❖ **Contrainte maximale du béton**

**En travée:**  $\alpha = 0.061$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 1.12$$

$$(\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100) = 0.310.$$

$$\alpha = 0.061 \leq 0.310 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

**Surappui:**  $\alpha = 0,021.$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 1,12$$

$$(\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100) = 0.310.$$

$$\alpha = 0,021 \leq 0.310 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

• **Vérification de la flèche:**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{280} = 0,125 \geq 0,062 \dots\dots\dots C.V.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,125 \geq 0,085 \dots\dots\dots C.V.$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{30 \times 31.5} = 0,0023 \leq 0,01 \dots\dots\dots C.V.$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

**III.3.5.5 Calcul des armatures longitudinales (à la torsion)**

• **Calcul de moment dus à la torsion**

$$v_u = q_u L/2 = 42.74 \text{ KN}$$

$$Ma = 0.1 \times L/2 \times v_u = 0.1 \times 42.74 \times 3.65/2 = 7.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{tor} = Ma \times L/2 = 7.80 \times 3.65/2 = 14.23 \text{ KN.m.}$$

• **Calcul de l'aire de la section efficace « Ω »**

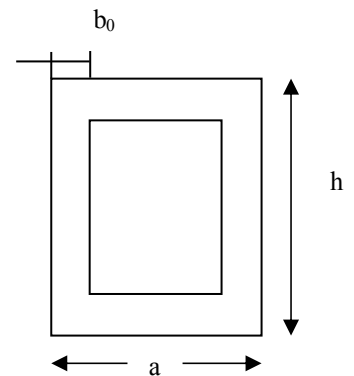
Ω : aire du contour à mi- épaisseur des parois

$$\Omega = (a - b_0) \times (h - b_0)$$

Avec :  $a = \min (b \times h) = 30 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_0 = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5.83 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\Omega = (35 - 5) \times (30 - 5) = 750 \text{ cm}^2.$$



*Fig.III.6. Section creuse*

• **Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion**

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2b_0 \times \Omega} = \frac{14.23 \times 10^6}{2 \times 50 \times 75000} = 1.90 \text{ MPa.}$$

• **Vérification de la contrainte tangentielle totale**

On doit vérifier que :  $\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}^2$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{C28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\Rightarrow (1.90)^2 + (0.35)^2 = 3.73 < 11.08$$

$$\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}^2 \dots\dots\dots C.V.$$

- **Calcul des armatures**

D'après le BAEL91 :  $A_s^{tor} = \frac{M_{tor} \cdot u}{2 \times \Omega \times f_{ad}}$

Avec : u : périmètre de la section efficace  $\Omega$ .

$A_s^{tor}$  : Armatures longitudinales de torsion.

$U = [(h - b_0) + (b - b_0)] \times 2 = 110 \text{ cm}$ .

$A_{stor} = \frac{14.23 \times 10^6 \times 1000}{2 \times 750 \times 10^2 \times 348} = 2.72 \text{ cm}^2$ .

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

- **Pourcentage minimal**

D'après le BEAL91 on a :  $\frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e \geq 0.4 \text{ MPa}$

$\Rightarrow \frac{A_{stor}}{b_0 \times U} \cdot f_e = \frac{3.14}{5 \times 110} \times 400 = 2.51 \geq 0.4 \dots \dots \dots \text{ C.V.}$

- **Les armatures transversales**

$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2\Omega\sigma_s} = \frac{14.23 \times 10^3}{2 \times 750 \times 348} = 0.027 \text{ cm}$ .

$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(28.35 ; 40 \text{ cm}) = 28.35 \text{ cm}$

On adopte :  $S_t = 20 \text{ cm}$

$\frac{A_t}{S_t} = 0.027 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 0.54 \text{ cm}^2$

On adopte : 4T8  $\Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

### III.3.5.6 Ferrailage de la poutre palière

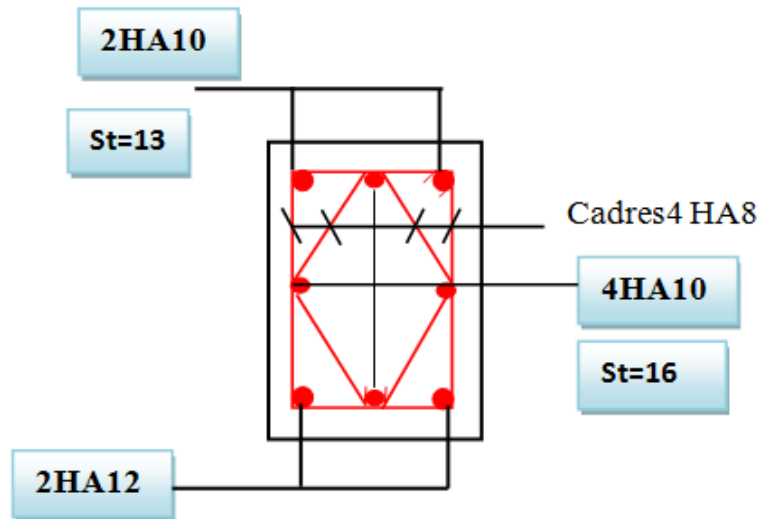


Fig.III.7. Schéma de ferrailage de la poutre palière

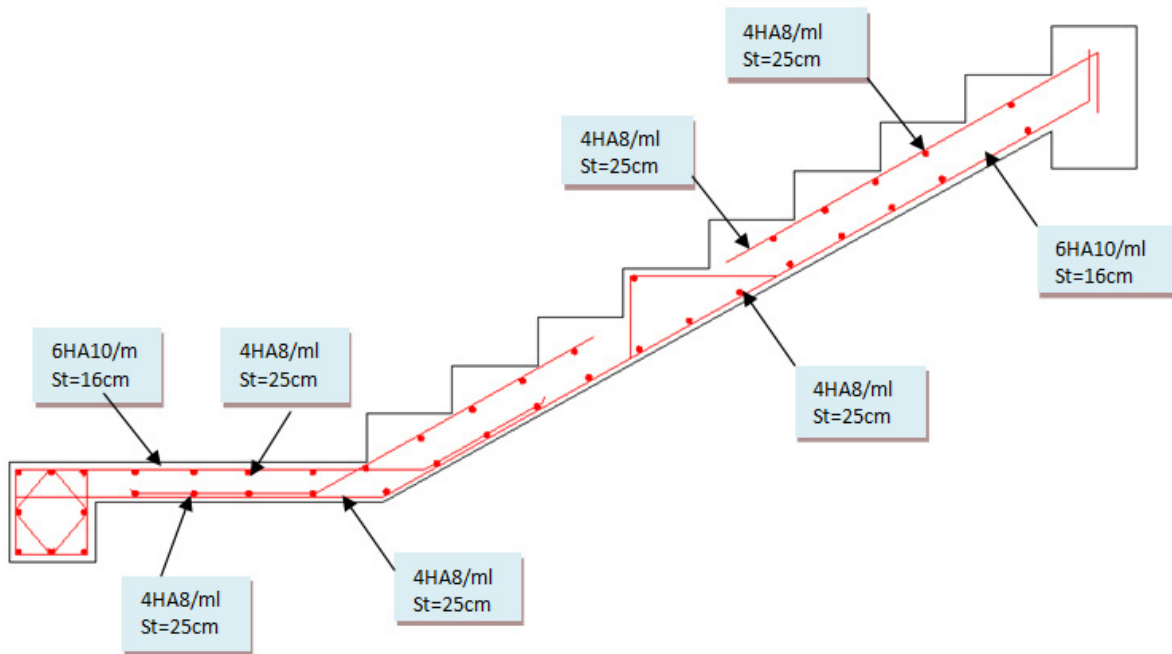


Fig.III.8. Schéma de Ferrailage de l'escalier

## III.4. Les balcons

### III.4.1. Introduction

Les balcons sont des éléments des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans notre cas on a un type des balcons réalisés en dalle pleine d'épaisseur 12cm.

### III.4.2. Etude des balcons appuyés sur 3 cotés

Le balcon est modélisé comme une dalle appuyés sur 3 cotés pour l'étude on a fait un calcul automatique à l'aide du programme « SOCOTEC ».

#### III.4.2.1. Evaluation des charges

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur

La charge permanente :  $G= 4.56\text{KN/ml}$

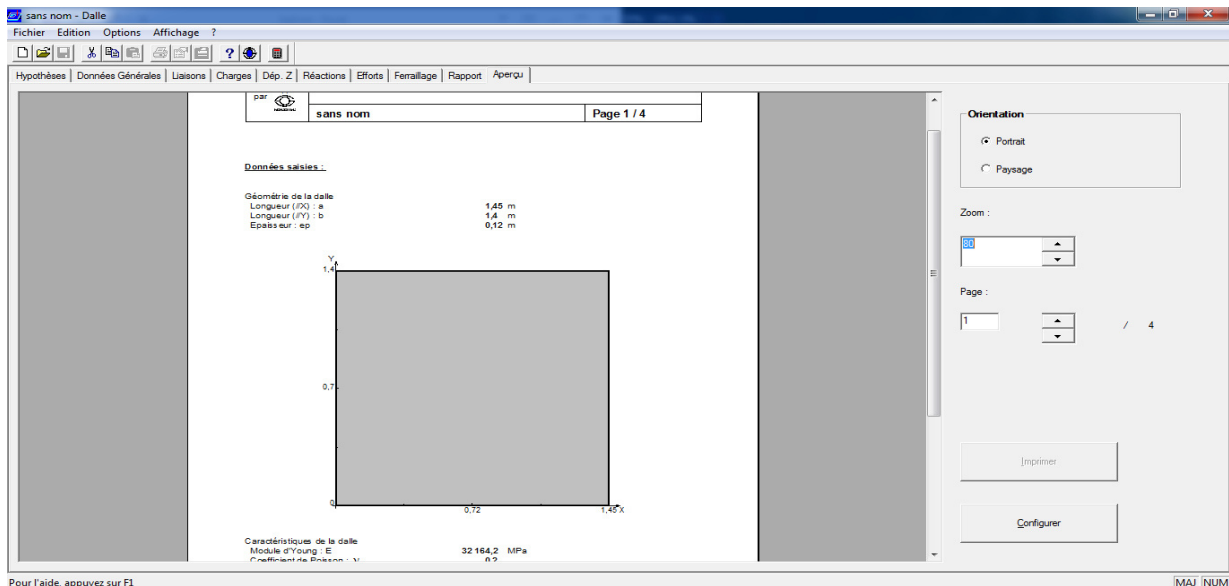
La charge d'exploitation :  $Q=3.5\text{KN/ml}$

#### III.4.2.2 Sollicitation de calcul

❖ L'E.L. U :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.41\text{KN/ml.}$$

**Balcon 1 :**



*Fig.III.9. Balcon appuyé sur trois cotés*

\*Selon le **SOCTEC**, les résultats obtenus sont :

| ELU        | X    | Y    | Mxx   |
|------------|------|------|-------|
| Sur appuis | 0    | 1,4  | 0     |
| Entravée   | 0,72 | 0    | 2,52  |
|            | X    | Y    | Myy   |
| Min        | 0    | 0    | -0,08 |
| Max        | 0,72 | 0,82 | 0,79  |
|            | X    | Y    | Tzx   |
| Min        | 0    | 0    | -7,6  |
| Max        | 1,45 | 0    | 7,6   |
|            | X    | Y    | Tzy   |
| Min        | 0    | 0    | -1,49 |
| Max        | 0,72 | 1,4  | 7,44  |

*Tab.III.13. Les résultats des efforts à l'E.L.U.*

❖ **L'E.L.S.**

$$q_s = G+Q=8.06\text{KN/ml}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

| ELS        | X    | Y    | Mxx   |
|------------|------|------|-------|
| Sur appuis | 0    | 1,4  | 0     |
| En travée  | 0,72 | 0    | 1,78  |
|            | X    | Y    | Myy   |
| Min        | 0    | 0    | -0,06 |
| Max        | 0,72 | 0,82 | 0,56  |
|            | X    | Y    | Tzx   |
| Min        | 0    | 0    | -5,37 |
| Max        | 1,45 | 0    | 5,37  |
|            | X    | Y    | Tzy   |
| Min        | 0    | 0    | -1,05 |
| Max        | 0,72 | 1,4  | 5,26  |

*Tab.III.14. Les résultats des efforts à l'E.L.S.*

➤ **Ferraillage**



$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) ; \quad Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} ; \quad A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

| M (KN.m)                                      | Sens XX'     |              | Sens YY'     |              |           |
|---|--------------|--------------|--------------|--------------|-----------|
|   | Section      | Sur appuis   | En travée    | Sur appuis   | En travée |
| <b>M<sub>u</sub></b> (KN.m)                   | 0            | 2.52         | -0.08        | 0.79         |           |
| b (m)   | 1            | 1            | 1            | 1            |           |
| d (m)   | 0.09         | 0.09         | 0.09         | 0.09         |           |
| μ   | 0            | 0.022        | 0.0007       | 0.007        |           |
| α   | 0            | 0.028        | 0.0009       | 0.009        |           |
| Z (cm)  | 9            | 8.89         | 8.99         | 8.96         |           |
| <b>A<sub>s</sub></b> (cm <sup>2</sup> )       | 0            | 0.81         | 0.25         | 0.25         |           |
| <b>A<sub>s min</sub></b> (cm <sup>2</sup> )   | 1.087        | 1.087        | 1.087        | 1.087        |           |
| <b>A<sub>adoptée</sub></b> (cm <sup>2</sup> ) | 4HA10 = 3.14 | 4HA10 = 3.14 | 4HA10 = 3.14 | 4HA10 = 3.14 |           |
| <b>S<sub>t</sub></b> (cm)                     | 25           | 25           | 25           | 25           |           |

Tab.III.15. Résultats du ferrailage du balcon

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u \leq \text{Min} \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) \rightarrow \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u \leq \text{Min} (2.5 \text{MPa} ; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.08 \text{MPa} \quad \text{Avec : } V_u = T_{zx} = 7.6 \text{KN}$$

$$\tau_u = 0.08 \text{MPa} \leq 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

➤ **Vérification à l'état limite service**

$$D = \frac{15 A_{st}}{b} = \frac{15 \times 3.14}{100} = 0.471 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 9 \times 0.471 = 8.48 \text{ cm}^2$$

$$y_{ser} = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.471 + \sqrt{0.471^2 + 8.48} = 2.48 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_{ser}^3}{3} + 15 A_{st}(d - y_{ser})^2 = \frac{100 \times 2.48^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (9 - 2.48)^2 = 2510.67 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1.78 \times 10^6}{2510.67 \times 10^4} = 0.07$$

$$\sigma_{bc} = K y_{ser} = 0.07 \times 24.8 = 1.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 K (d - y_{ser}) = 15 \times 0.07 \times (90 - 24.8) = 68.46 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 25 = 15$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \inf\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}}\right) = 201.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

On adopte :

|                                  |              |              |              |              |
|----------------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| $A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> ) | 4HA10 = 3.14 | 4HA10 = 3.14 | 4HA10 = 3.14 | 4HA10 = 3.14 |
| $S_t$ (cm)                       | 25           | 25           | 25           | 25           |

Tab.III.16. Résultats du ferrailage du balcon

Schéma de ferrailage

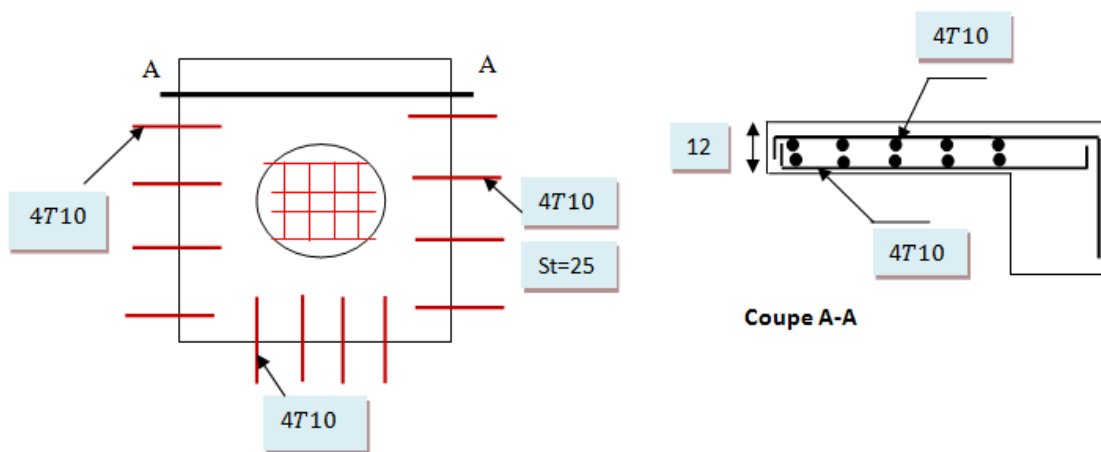
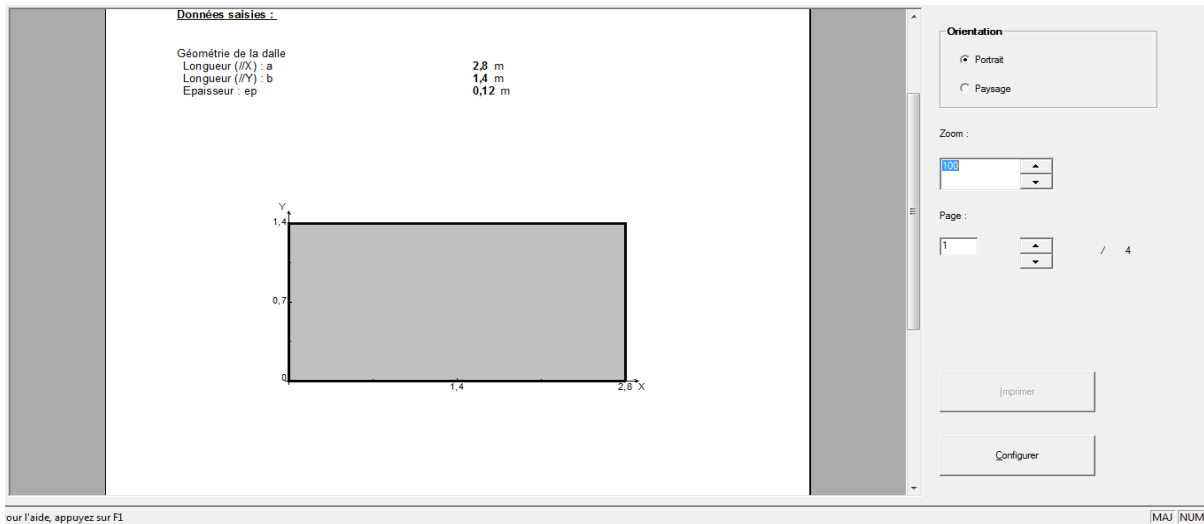


Fig.III.10. Schéma de Ferrailage du balcon

2ème balcon :



*Fig.III.11. Balcon appuyé sur trois cotés*

\*Selon le **SOCTEC**, les résultats obtenus sont :

| ELU        | X    | Y    | Mxx    |
|------------|------|------|--------|
| Sur appuis | 2,8  | 0    | 0      |
| En travée  | 1,28 | 1,4  | 5,11   |
|            | X    | Y    | Myy    |
| Min        | 2,8  | 1,4  | -0,15  |
| Max        | 1,28 | 0,58 | 1,82   |
|            | X    | Y    | Tzx    |
| Min        | 0    | 1,4  | -9,38  |
| Max        | 2,8  | 1,4  | 9,38   |
|            | X    | Y    | Tzy    |
| Min        | 1,28 | 0    | -12,11 |
| Max        | 2,8  | 1,4  | 2,58   |

*Tab.III.17. Les résultats des efforts à l'E.L.U.*

| ELS | X | Y | Mxx |
|-----|---|---|-----|
|-----|---|---|-----|

|            |      |      |       |
|------------|------|------|-------|
| Sur appuis | 2,8  | 0    | 0     |
| En travée  | 1,52 | 1,4  | 3,61  |
|            | X    | Y    | Myy   |
| Min        | 2,8  | 1,4  | -0,11 |
| Max        | 1,28 | 0,58 | 1,29  |
|            | X    | Y    | Tzx   |
| Min        | 0    | 1,4  | -6,62 |
| Max        | 2,8  | 1,4  | 6,62  |
|            | X    | Y    | Tzy   |
| Min        | 1,28 | 0    | -8,56 |
| Max        | 2,8  | 1,4  | 1,82  |

Tab.III.18. Les résultats des efforts à l'E.L.S.

➤ **Ferraillage**

| M (KN.m)                         | Sens XX'     |              | Sens YY'     |              |
|----------------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| Section                          | Sur appuis   | En travée    | Sur appuis   | En travée    |
| $M_u$ (KN.m)                     | 0            | 5.11         | -0.15        | 1.82         |
| b (m)                            | 1            | 1            | 1            | 1            |
| d (m)                            | 0.09         | 0.09         | 0.09         | 0.09         |
| $\mu$                            | 0            | 0.044        | 0.0013       | 0.016        |
| A                                | 0            | 0.056        | 0.0016       | 0.020        |
| Z (cm)                           | 9            | 8.79         | 8.99         | 8.93         |
| $A_s$ (cm <sup>2</sup> )         | 0            | 1.67         | 0.05         | 0.58         |
| $A_{s\ min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 1.087        | 1.087        | 1.087        | 1.087        |
| $A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> ) | 4HA10 = 3.14 | 4HA10 = 3.14 | 4HA10 = 3.14 | 4HA10 = 3.14 |
| $S_t$ (cm)                       | 25           | 25           | 25           | 25           |

Tab.III.19. Résultats du ferraillage du balcon

➤ **Verification au cisaillement:**

$$\tau_u \leq \text{Min} \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right) \rightarrow (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u \leq \text{Min} (2.5MPa ; 4MPa) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.10 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } V_u = T_{zx} = 9.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.10 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

**Vérification à l'état limite service**

$$D = \frac{15A_{st}}{b} = \frac{15 \times 3.14}{100} = 0.471 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 9 \times 0.471 = 8.48 \text{ cm}^2$$

$$y_{ser} = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.471 + \sqrt{0.471^2 + 8.48} = 2.48 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_{ser}^3}{3} + 15 A_{st} (d - y_{ser})^2 = \frac{100 \times 2.48^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (9 - 2.48)^2 = 2510.67 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{3.61 \times 10^6}{2510.67 \times 10^4} = 0.14$$

$$\sigma_{bc} = K y_{ser} = 0.14 \times 24.8 = 3.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 K (d - y_{ser}) = 15 \times 0.14 \times (90 - 24.8) = 136.92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 25 = 15$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \inf \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}} \right) = 201.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

|   |              |              |              |              |
|---|--------------|--------------|--------------|--------------|
| <b>A<sub>adoptée</sub></b> (cm <sup>2</sup> ) | 4HA10 = 3.14 | 4HA10 = 3.14 | 4HA10 = 3.14 | 4HA10 = 3.14 |
| <b>S<sub>t</sub></b> (cm)                     | 25           | 25           | 25           | 25           |

*Tableau III.15. Résultats du ferrailage du balcon*

**Schéma de ferrailage**

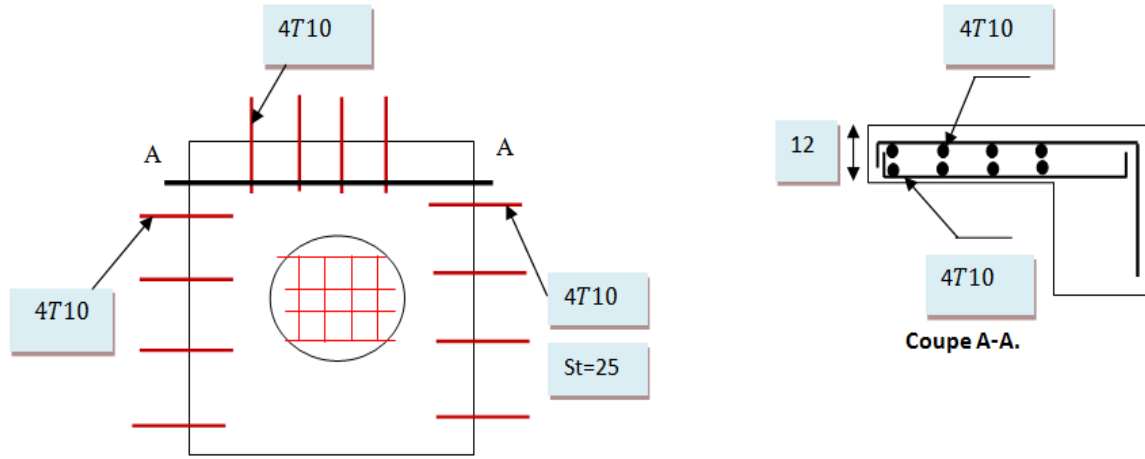


Fig.III.12. Schéma de Ferrailage du balcon

3<sup>ème</sup> balcon :

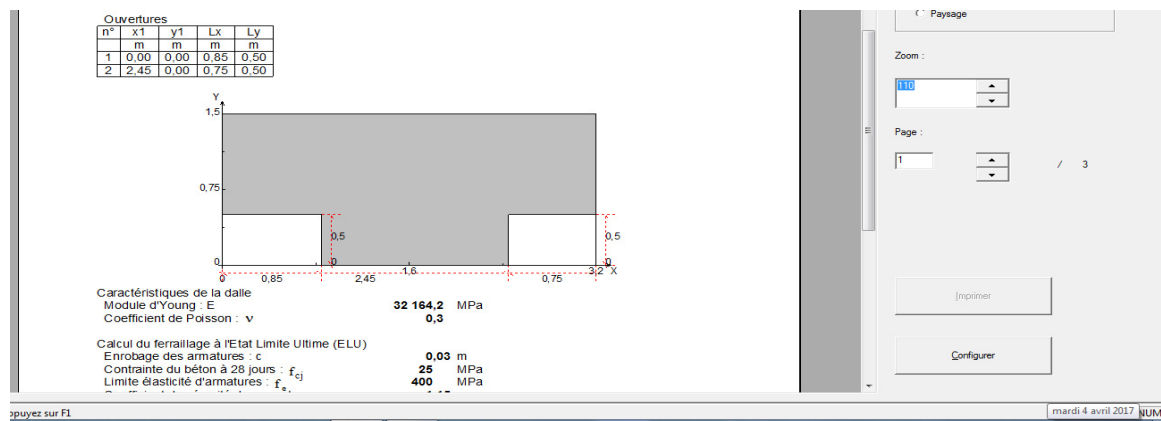


Fig.III.13. Balcon appuyé sur trois cotés

\*Selon le SOCTEC, les résultats obtenus sont :

| ELU | X | Y | Mxx |
|-----|---|---|-----|
|-----|---|---|-----|

|            |      |      |        |
|------------|------|------|--------|
| Sur appuis | 3,2  | 1,5  | 0      |
| En travée  | 0,74 | 0,58 | 6,91   |
|            | X    | Y    | Myy    |
| Min        | 2,34 | 0,44 | -3,45  |
| Max        | 1,65 | 1,08 | 1,06   |
|            | X    | Y    | Tzx    |
| Min        | 0,96 | 0,31 | -21,36 |
| Max        | 2,34 | 0,31 | 22,66  |
|            | X    | Y    | Tzy    |
| Min        | 0,96 | 0,58 | -8,56  |
| Max        | 2,34 | 0,44 | 28,27  |

*Tab.III.20. Les résultats des efforts à l'E.L.U.*

|            |      |      |        |
|------------|------|------|--------|
| ELS        | X    | Y    | Mxx    |
| Sur appuis | 3,2  | 1,5  | 0      |
| Entravée   | 0,74 | 0,58 | 4,89   |
|            | X    | Y    | Myy    |
| Min        | 2,34 | 0,44 | -2,44  |
| Max        | 1,65 | 1,08 | 0,75   |
|            | X    | Y    | Tzx    |
| Min        | 0,96 | 0,31 | -15,09 |
| Max        | 2,34 | 0,31 | 16,01  |
|            | X    | Y    | Tzy    |
| Min        | 0,96 | 0,58 | -6,05  |
| Max        | 2,34 | 0,44 | 19,98  |

*Tab.III.21. Les résultats des efforts à l'E.L.S.*

➤ **Ferraillage :**

| M (KN.m)                         | Sens XX'     |              | Sens YY'     |              |           |
|----------------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|-----------|
|                                  | Section      | Sur appuis   | En travée    | Sur appuis   | En travée |
| $M_u$ (KN.m)                     | 0            | 6.91         | -3.45        | 1.06         |           |
| b (m)                            | 1            | 1            | 1            | 1            |           |
| d (m)                            | 0.09         | 0.09         | 0.09         | 0.09         |           |
| $\mu$                            | 0            | 0.06         | 0.03         | 0.009        |           |
| A                                | 0            | 0.077        | 0.038        | 0.011        |           |
| Z (cm)                           | 9            | 8.72         | 8.86         | 8.96         |           |
| $A_s$ (cm <sup>2</sup> )         | 0            | 2.27         | 1.12         | 0.34         |           |
| $A_{s\ min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 1.087        | 1.087        | 1.087        | 1.087        |           |
| $A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> ) | 4HA10 = 3.14 | 4HA10 = 3.14 | 4HA10 = 3.14 | 4HA10 = 3.14 |           |
| $S_t$ (cm)                       | 25           | 25           | 25           | 25           |           |

**Tabl.III.22. Résultats du ferrailage du balcon**

➤ **Verification au cisaillement:**

$$\tau_u \leq \text{Min} \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right) \rightarrow \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u \leq \text{Min} (2.5MPa ; 4MPa) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.25MPa \quad \text{Avec : } V_u = T_{zx} = 22.66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.250 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

➤ **Vérification à l'état limite service**

$$D = \frac{15A_{st}}{b} = \frac{15 \times 3.14}{100} = 0.471 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 9 \times 0.471 = 8.48 \text{ cm}^2$$

$$y_{ser} = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.471 + \sqrt{0.471^2 + 8.48} = 2.48 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_{ser}^3}{3} + 15 A_{st}(d - y_{ser})^2 = \frac{100 \times 2.48^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (9 - 2.48)^2 = 2510.67 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{4.89 \times 10^6}{2510.67 \times 10^4} = 0.19$$

$$\sigma_{bc} = K y_{ser} = 0.19 \times 24.8 = 4.71MPa$$

$$\sigma_{st} = 15 K (d - y_{ser}) = 15 \times 0.19 \times (90 - 24.8) = 185.82MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 25 = 15$$



$$\bar{\sigma}_{st} = \inf\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}}\right) = 201.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

|                                  |              |              |              |              |
|----------------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| $A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> ) | 4HA10 = 3.14 | 4HA10 = 3.14 | 4HA10 = 3.14 | 4HA10 = 3.14 |
| $S_t$ (cm)                       | 25           | 25           | 25           | 25           |

Tab.III.23. Résultats du ferrailage du balcon

**Schéma de ferrailage**

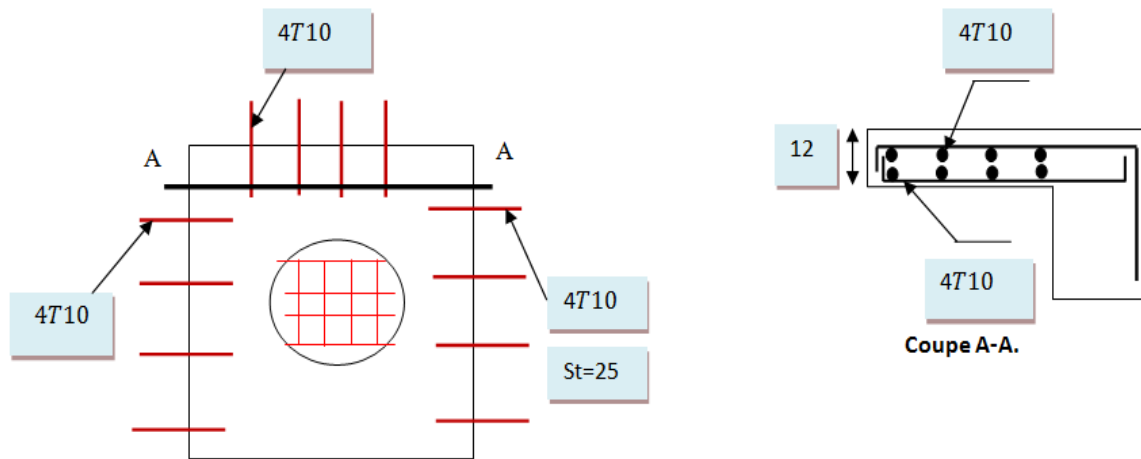


Fig.III.14. Schéma de Ferrailage du balcon

**III.5. Les Planchers**

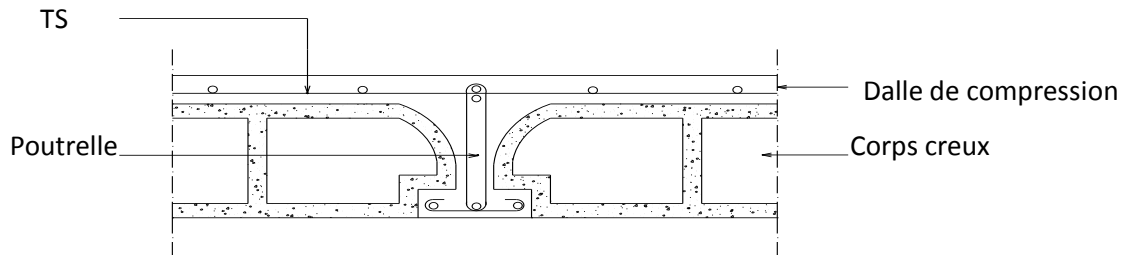
**III.5.1. Introduction**

Dans notre bâtiment, on adopte deux types de planchers :

- Planchers en corps creux (pour la terrasse et les étages courants)
- Planchers en dalle pleine (il s'agit du plancher de SS1, SS2 et RDC, aussi pour la 2<sup>ème</sup> partie du l'ouvrage)

### III.5.2. Plancher à corps creux

Le plancher en corps creux est constitué par le système porteur : poutrelles à treillis et table de compression



*Fig.III.15. Coupe transversale du plancher à corps creux.*

Le calcul sera pour deux éléments :

- Poutrelles.
- La table de compression.

#### III.5.2.1. Les poutrelles

Le calcul des poutrelles se fera selon le cas de charge en situation final (après le coulage du plancher), avant et après la prise du béton, pour tenir compte des cas de charges en situations intermédiaires.

Les poutrelles seront considérées comme des poutres reposant simplement sur leurs appuis, leur étude s'effectue selon les deux méthodes suivantes :

- Méthode Forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

#### a) Méthodes

- **Méthode forfaitaire :**

Elle consiste à déterminer des moments sur appuis ( $M_w, M_e$ ) et des moments en travée ( $M_t$ ).

On applique la méthode de forfaitaire si les conditions suivantes sont vérifiées suivant

#### **BAEL91 :**

Condition 1 : Les charges d'exploitations sont modérées, où :

$$Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

Condition 2 : Les portées doivent vérifiées la relation suivant :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25.$$

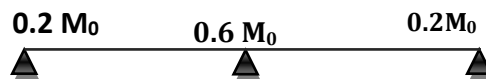
Condition 3 : Les moments d'inerties sont constants sur les différentes travées :

$$I = \text{constant.}$$

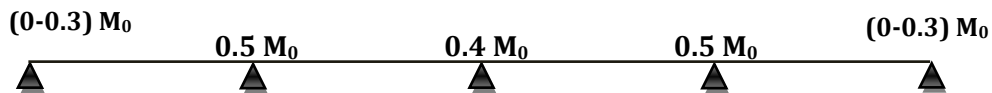
Les moments sur appuis :  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire n'est pas inférieure à :

Cas d'une poutre à deux travées :



Cas d'une poutre à plusieurs travées :



**Remarque :** dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre ; il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égal à :  $M_a=0.2M_0$

Les moments en travées : doit satisfaire les inégalités suivantes :

Pour les travées de rive : le max entre :

$$M_t + \left( \frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[ (1 + 0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

Pour les travées intermédiaires : le max entre :

$$M_t + \left( \frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[ (1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

Soit :

$\alpha$  : Est le rapport s charges d'exploitation à la somme des charge permanents l'exploitation :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

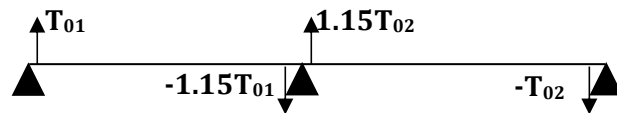
$M_0$  : La valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison ou moment isostatique.  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

$M_e$  ;  $M_w$  : Valeurs des moments sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

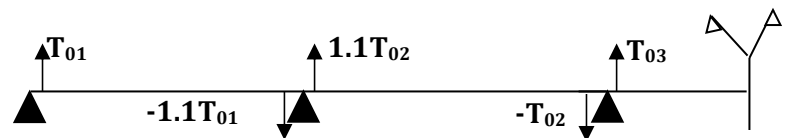
$M_t$ : le moment max de la travée considérée.

Les efforts tranchants :  $T_0 = \frac{ql}{2}$

Cas d'une poutre à deux travées :



Cas d'une poutre à plusieurs travées :



**Remarque** : si une des 3 conditions de la méthode de forfaitaire n'est pas vérifier ; on utilise la méthode de Caquot, expliquée comme suite :

- **Méthode Caquot :**

Moments sur appui :

$$M_a = 0,2M_0 \text{ Appui de rive ; avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_a = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} \quad \text{Appui intermédiaire.}$$

$$M_t \geq 1.25 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \quad \text{Moment en travée.}$$

$M_0$  : La valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison ou moment isostatique.  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

$(M_\omega, M_e)$  : Valeurs des moments sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

$q_\omega$  : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

$q_e$  : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcule de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives  $l'_0$  à gauche et à droite avec :

$l' = 1$  Pour une travée de rive.

$l' = 0,8 \times l$  Pour une travée intermédiaire.

Où «  $l$  » représente la portée de la travée libre.

Effort tranchant :

$$T_w = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{l}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{l}$$

Avec :  $T_0 = \frac{ql}{2}$

$(T_\omega; T_e)$  : Effort tranchant sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée

Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression, la poutrelle travaille comme une poutre en « T ».

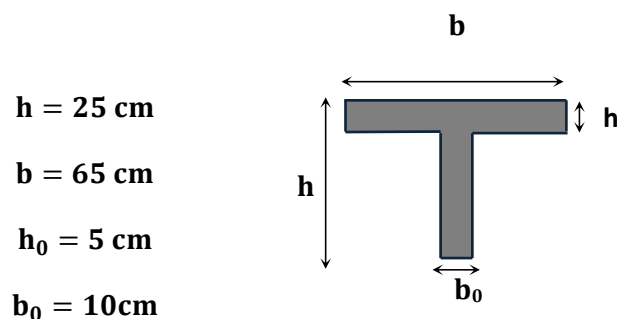
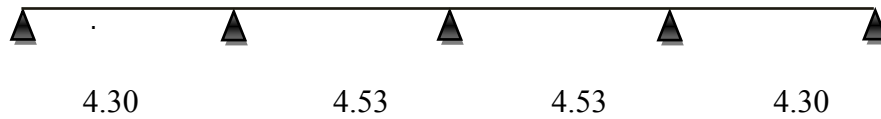


Fig.III.16. La Section de la poutrelle.

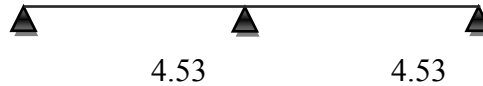
## b) Choix de la méthode

➤ **Types de poutrelles à calculer**

Type 1 =>



Type 2 =>



*Fig.III.17. Les différents types des poutrelles.*

➤ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

**Type 1 :**

$$1/Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2 \times 5.88 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 11,76 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$Q_{\text{étage}} = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2 \times 5,20; 5 \text{ KN/m}^2) = 10,40 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

2/ les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** »

donc la Condition est vérifiée

$$3/ 0,8 \leq \frac{4.30}{4,53} = 0.95 \leq 1,25 \quad ; \quad 0,8 \leq \frac{4,53}{4,53} = 1 \leq 1,25 \quad ; \quad 0,8 \leq \frac{4.53}{4.30} = 1,05 \leq 1,25$$

**La condition est vérifiée**

**Type 2 :**

$$1/Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2 \times 5.88 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 11.76 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$Q_{\text{étage}} = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2 \times 5,20; 5 \text{ KN/m}^2) = 10.40 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

2/ les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** »

donc la Condition est vérifiée

$$3/ 0,8 \leq \frac{4.53}{4,53} = 1 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

La méthode forfaitaire est applicable car les conditions sont vérifiées.

**c) Evaluation des charges**

● Plancher terrasse :

-Charge permanente :  $G= 5.88 \text{ KN/m}^2$  ; Pour une bande de 0.65 :  $G=3.82\text{KN/ml}$

-Surcharge d'exploitation :  $Q=1 \text{ KN/m}^2$  ; Pour une bande de 0.65 :  $Q=0.65\text{KN/ml}$

● Plancher étage courant :

-Charge permanente :  $G= 5.20\text{KN/m}^2$  ; Pour une bande de 0.65 :  $G=3.38\text{KN/ml}$

-Surcharge d'exploitation :  $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$  ; Pour une bande de 0.65 :  $Q=0,975 \text{ KN/ml}$

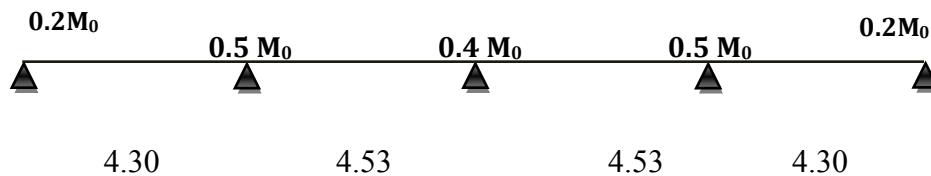
Combinaison des charges :

|                        | G(KN/ml) | Q(KN/ml) | $P_{ultime}$       | $P_{service}$ |
|------------------------|----------|----------|--------------------|---------------|
| Plancher terrasse      | 3.82     | 0,65     | $1.35G+1.5Q=6.132$ | $G+Q =4.47$   |
| Plancher étage courant | 3.38     | 0,975    | $1.35G+1.5Q=6.02$  | $G+Q =4.35$   |

*Tab.III.24. Combinaison des charges*

➤ **Type 1**

✓ **Plancher terrasse**



$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.65}{3.82+0.65} = 0.14$$

$$(1+0.3 \alpha)/2= (1+0.3 \times 0.14) /2= 0.52$$

$$(1.2+0.3 \alpha)/2=(1.2+0.3 \times 0.14) /2= 0.62$$

❖ **Les moments isostatiques**

$$M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

| Type            | Sollicitation | Travée     |            |             |            |
|-----------------|---------------|------------|------------|-------------|------------|
|                 |               | A          | B          | C           | D          |
| ELU             | $q_u$         | $M_{0A}$   | $M_{0B}$   | $M_{0C}$    | $M_{0D}$   |
|                 | = 6.13KN/ml   | =14.17KN.m | =15.72KN.m | =15.72KN.m  | =14.17KN.m |
| <b>Terrasse</b> |               |            |            |             |            |
| ELS             | $q_{ser}$     | $M_{0A}$   | $M_{0B}$   | $M_{0C}$    | $M_{0D}$   |
|                 | =4.47 KN/ml   | =10.33KN.m | =11.46KN.m | = 11.46KN.m | =10.33KN.m |

*Tab.III.25. Les moments statiques des panneaux de dalle à l'ELU et à ELS.*

❖ **ELU**

- **Les moments sur appuis**

$$M_{a1} = 0.2M_{0A} = \mathbf{2.83KN.m}$$

$$M_{a2} = 0.5M_{0B} = \mathbf{7.86KN.m}$$

$$M_{a3} = 0.4M_{0B} = \mathbf{6.29KN.m}$$

$$M_{a4} = 0.5M_{0C} = \mathbf{7.86KN.m}$$

$$M_{a5} = 0.2M_{0D} = \mathbf{2.83KN.m}$$

- **Les moments en travée**

$$\text{Travée A : } M_{tA} = \mathbf{9.53KN.m}$$

$$\text{Travée B : } M_{tB} = \mathbf{9.43KN.m}$$

$$\text{Travée C : } M_{tC} = \mathbf{9.43KN.m}$$

$$\text{Travée D : } M_{tD} = \mathbf{9.53KN.m}$$

❖ **ELS**

**Les moments sur appuis**

$$M_{a1} = 0.2M_{0A} = \mathbf{2.07KN.m}$$

$$M_{a2} = 0.5M_{0B} = \mathbf{5.73KN.m}$$

$$M_{a3} = 0.4M_{0B} = \mathbf{4.58KN.m}$$



$$M_{a4}=0.5M_{0C}=5.73\text{KN.m}$$

$$M_{a5}=0.2M_{0D}=2.07\text{KN.m}$$

**Les moments en travée**

**Travée A :  $M_{tA} = 6.95 \text{ KN.m}$**

**Travée B :  $M_{tB} = 6.87 \text{ KN.m}$**

**Travée C :  $M_{tC} = 6.87 \text{ KN.m}$**

**Travée D :  $M_{tD} = 6.95 \text{ KN.m}$**

| Travée   | E.L.U       |                   |       | E.L.S          |                   |       |
|----------|-------------|-------------------|-------|----------------|-------------------|-------|
|          | $q_u$ (KN)  | Les moments(KN.m) |       | $q_{ser}$ (KN) | Les moments(KN.m) |       |
|          |             | $M_0$             | $M_t$ |                | $M_0$             | $M_t$ |
| <b>A</b> | <b>6.13</b> | 14.17             | 9.53  | <b>4.47</b>    | 10.33             | 6.95  |
| <b>B</b> |             | 15.72             | 9.43  |                | 11.46             | 6.87  |
| <b>C</b> |             | 15.72             | 9.43  |                | 11.46             | 6.87  |
| <b>D</b> |             | 14.17             | 9.53  |                | 10.33             | 6.95  |

*Tab.III.26. Les sollicitations de panneau de dalle à l'ELU et à ELS en travée*

❖ **Diagramme des moments :**

- **ELU :**

| Appui    | E.L.U      |                   |                | ELS               |
|----------|------------|-------------------|----------------|-------------------|
|          | $q_u$ (KN) | Les moments(KN.m) | $q_{ser}$ (KN) | Les moments(KN.m) |
| <b>1</b> | 6.13       | 2.83              | 4.47           | 2.07              |
| <b>2</b> | 6.13       | 7.86              | 4.47           | 5.73              |
| <b>3</b> | 6.13       | 6.29              | 4.47           | 4.58              |
| <b>4</b> | 6.13       | 7.86              | 4.47           | 5.73              |
| <b>5</b> | 6.13       | 2.83              | 4.47           | 2.07              |

*Tab.III.27. Les sollicitations de panneau de dalle à l'ELU et à ELS sur appui.*

**E.L.U :**

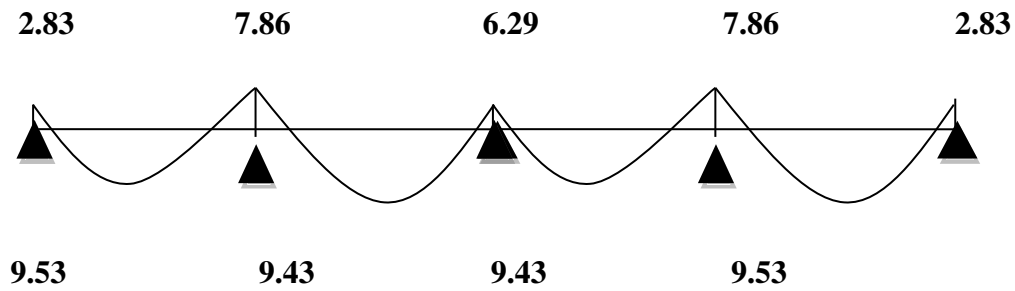


Fig.III.18. Diagramme des moments à l'E.L.U.

ELS :

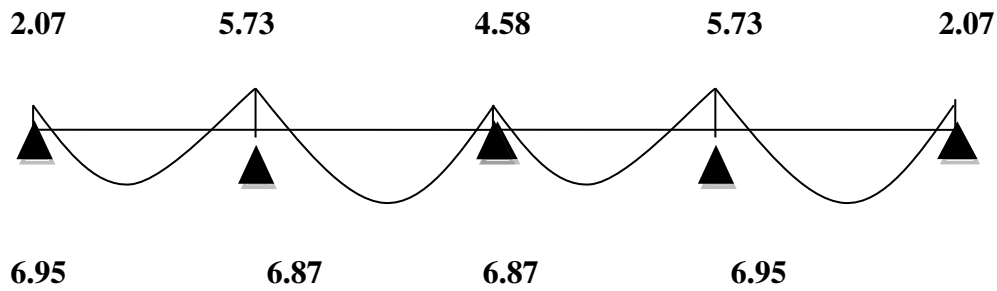


Fig.III.19. Diagramme des moments à l'E.L.S.

Plancher étage

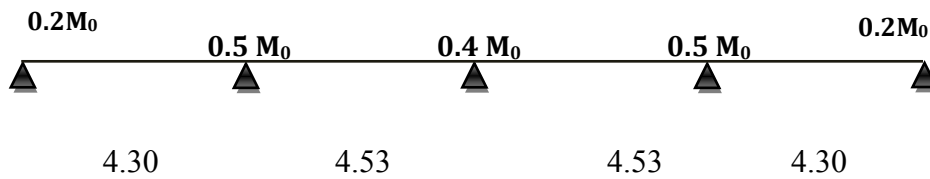


Fig.III.20. Diagramme des moments à l'E.L.S

$$\alpha = 0.22$$

$$(1+0.3 \alpha)/2 = (1+0.3 \times 0.22) / 2 = 0.53$$

$$(1.2+0.3 \alpha)/2 = (1.2+0.3 \times 0.22) / 2 = 0.63$$

❖ Les moments isostatiques

$$M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

| Type | Sollicitation | Travée |   |   |   |
|------|---------------|--------|---|---|---|
|      |               | A      | B | C | D |
|      |               |        |   |   |   |

|            | $q_u =$     | $M_{0A} =$ | $M_{0B} =$ | $M_{0C} =$ | $M_{0D} =$ |
|------------|-------------|------------|------------|------------|------------|
| <b>ELU</b> | 6.02KN/ml   | 13.91KN.m  | 15.44KN.m  | 15.44KN.m  | 13.91KN.m  |
| Étage      |             |            |            |            |            |
|            | $q_{ser} =$ | $M_{0A} =$ | $M_{0B} =$ | $M_{0C} =$ | $M_{0D} =$ |
| <b>ELS</b> | 4.35KN/ml   | 10.05KN.m  | 11.16KN.m  | 11.16KN.m  | 10.05KN.m  |

*Tab.III.29. Les moments statiques des panneaux de dalle à l'ELU et à ELS.*

❖ **ELU :**

• **Les moments sur appuis**

$$Ma_1 = 0.2M_{0A} = \mathbf{2.78KN.m}$$

$$Ma_2 = 0.5M_{0B} = \mathbf{7.72KN.m}$$

$$Ma_3 = 0.4M_{0B} = \mathbf{6.18KN.m}$$

$$Ma_4 = 0.5M_{0C} = \mathbf{7.72KN.m}$$

$$Ma_5 = 0.2M_{0D} = \mathbf{2.78KN.m}$$

• **Les moments en travée**

$$\text{Travée A : } M_{tA} = \mathbf{8.76KN.m}$$

$$\text{Travée B : } M_{tB} = \mathbf{8.39KN.m.}$$

$$\text{Travée C : } M_{tc} = \mathbf{8.39KN.m}$$

$$\text{Travée D : } M_{td} = \mathbf{8.76KN.m}$$

❖ **ELS:**

• **Les moments sur appuis**

$$Ma_1 = 0.2M_{0A} = \mathbf{2.01KN.m}$$

$$Ma_2 = 0.5M_{0B} = \mathbf{5.58KN.m}$$

$$Ma_3 = 0.4M_{0B} = \mathbf{4.46KN.m}$$

$$Ma_4 = 0.5M_{0C} = \mathbf{5.58KN.m}$$

$$Ma_5 = 0.2M_{0D} = \mathbf{2.01KN.m}$$

• **Les moments en travée**

$$\text{Travée A : } M_{tA} = \mathbf{6.33KN.m}$$

Travée B :  $M_{tB} = 5.91 \text{KN.m}$ .

Travée C :  $M_{tC} = 5.91 \text{KN.m}$

Travée D :  $M_{tD} = 6.33 \text{KN.m}$

| Travée | E.L.U      |                   |       | E.L.S          |                   |       |
|--------|------------|-------------------|-------|----------------|-------------------|-------|
|        | $q_u$ (KN) | Les moments(KN.m) |       | $q_{ser}$ (KN) | Les moments(KN.m) |       |
|        |            | $M_0$             | $M_t$ |                | $M_0$             | $M_t$ |
| A      | 6.02       | 13.91             | 8.76  | 4.35           | 10.05             | 6.33  |
| B      |            | 15.44             | 8.39  |                | 11.16             | 5.91  |
| C      |            | 15.44             | 8.39  |                | 11.16             | 5.91  |
| D      |            | 13.91             | 8.76  |                | 10.05             | 6.33  |

Tab.III.30. Les sollicitations de panneau de dalle à l'ELU et à ELS en travée

| Appui | E.L.U      |                   |                | ELS               |  |
|-------|------------|-------------------|----------------|-------------------|--|
|       | $q_u$ (KN) | Les moments(KN.m) | $q_{ser}$ (KN) | Les moments(KN.m) |  |
| 1     | 6.02       | 2.78              | 4.35           | 2.01              |  |
| 2     | 6.02       | 7.72              | 4.35           | 5.58              |  |
| 3     | 6.02       | 6.18              | 4.35           | 4.46              |  |
| 4     | 6.02       | 7.72              | 4.35           | 5.58              |  |
| 5     | 6.02       | 2.78              | 4.35           | 2.01              |  |

Tab.III.31. Les sollicitations de panneau de dalle à l'ELU et à ELS sur appui.

❖ Diagramme des moments

ELU :

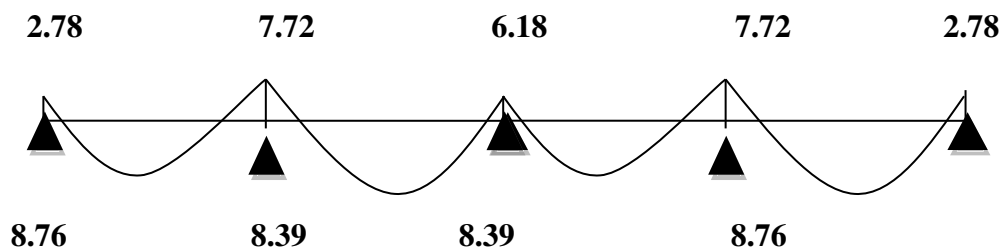


Fig.III.21. Diagramme des moments à l'E.L.U.

ELS



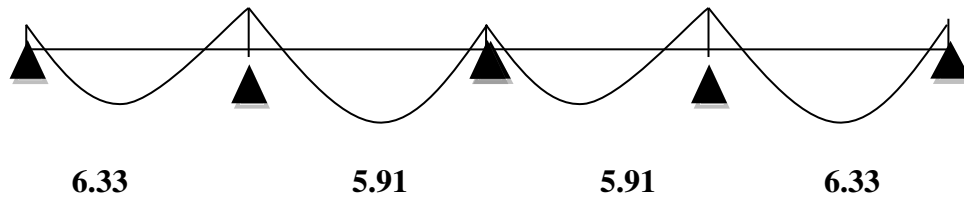


Fig.III.22. Diagramme des moments à l'E.L.S.

❖ Les efforts tranchants

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

| Appui | Les efforts tranchants(KN)        | Terrasse | Courant |
|-------|-----------------------------------|----------|---------|
| 1     | $T_{w1} = \frac{q_u l_A}{2}$      | 13.18    | 12.94   |
| 2     | $T_{e1} = -1.1 T_{w1}$            | -14.50   | -14.24  |
|       | $T_{w2} = 1.1 \frac{q_u l_B}{2}$  | 15.27    | 14.99   |
| 3     | $T_{e2} = -1.1 \frac{q_u l_B}{2}$ | -15.27   | -14.99  |
|       | $T_{w3} = 1.1 \frac{q_u l_C}{2}$  | 15.27    | 14.99   |
| 4     | $T_{e3} = -1.1 \frac{q_u l_C}{2}$ | -15.27   | -14.99  |
|       | $T_{w4} = 1.1 \frac{q_u l_D}{2}$  | 14.50    | 14.24   |
| 5     | $T_{e4} = -\frac{q_u l_D}{2}$     | -13.18   | -12.94  |

Tableau III.32. Résultats de calcul des efforts tranchants.

❖ Diagramme des efforts tranchants

✓ Plancher terrasse

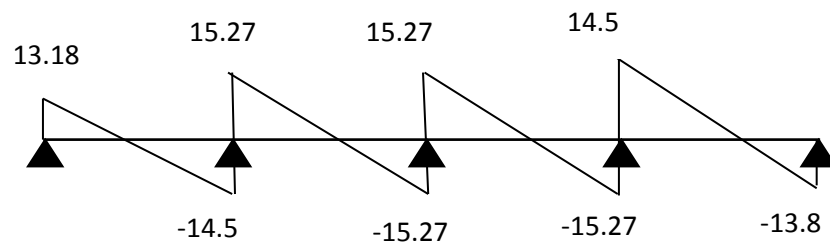
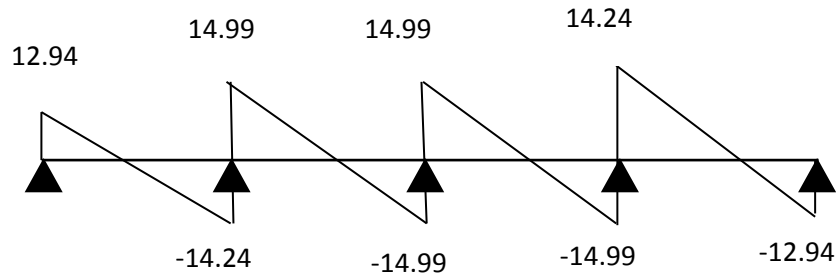


Fig.III.23. Diagramme de l'effort tranchant

✓ **Plancher**

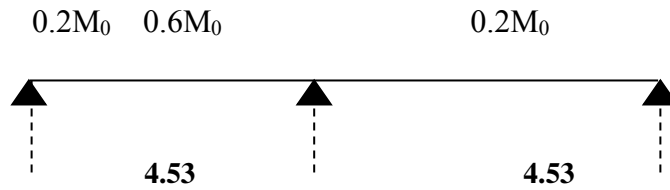


étage

Fig.III.24. Diagramme de l'effort tranchant

➤ **Type2**

✓ **Plancher terrasse**



$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.65}{3.82+0.65} = 0.14$$

$$(1+0.3\alpha)/2 = (1+0.3 \times 0.14) = 0.52$$

$$(1.2+0.3\alpha)/2 = (1.2+0.3 \times 0.14) / 2 = 0.62$$

❖ **Les moments isostatiques**

$$M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

|     | Type     | Sollicitation                  | Travée                        |                               |
|-----|----------|--------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
|     |          |                                | A                             | B                             |
| ELU | Terrasse | $q_u = 6.13 \text{ KN/ml}$     | $M_{0A} = 15.72 \text{ KN.m}$ | $M_{0B} = 15.72 \text{ KN.m}$ |
| ELS |          | $q_{ser} = 4.47 \text{ KN/ml}$ | $M_{0A} = 11.46 \text{ KN.m}$ | $M_{0B} = 11.46 \text{ KN.m}$ |

Tab.III.33. Les moments statiques des panneaux de dalle à l'ELU et à ELS.

❖ **ELU**

• **Les moments sur appuis**

$$M_{a1} = 0.2M_{0A} = 3.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2}=0.6M_{0A}=9.43\text{KN.m}$$

$$M_{a3}=0.2 M_{0B}=3.14\text{KN.m}$$

- Les moments en travée

$$\text{Travée A : } M_{tA} = 10.21\text{KN.m}$$

$$\text{Travée B: } M_{tB} = 10.21\text{KN.m.}$$

❖ ELS

- Les moments sur appuis

$$M_{a1}=0.2M_{0A}=2.29\text{KN.m}$$

$$M_{a2}=0.6M_{0A}=6.88\text{KN.m}$$

$$M_{a3}=0.2 M_{0B}=2.29\text{KN.}$$

- Les moments en travée

$$\text{Travée A : } M_{tA} = 7.44\text{KN.m}$$

$$\text{Travée B : } M_{tB} = 7.44\text{KN.m}$$

| Appui | E.L.U      |                   | ELS            |                   |
|-------|------------|-------------------|----------------|-------------------|
|       | $q_u$ (KN) | Les moments(KN.m) | $q_{ser}$ (KN) | Les moments(KN.m) |
| 1     | 6.13       | 3.14              | 4.47           | 2.29              |
| 2     | 6.13       | 9.43              | 4.47           | 6.88              |
| 3     | 6.13       | 3.14              | 4.47           | 2.29              |

Tab.III.34. Les sollicitations de panneau de dalle à l'ELU et à ELS sur appui.

| Travée | E.L.U      |                   |       | E.L.S          |                   |       |
|--------|------------|-------------------|-------|----------------|-------------------|-------|
|        | $q_u$ (KN) | Les moments(KN.m) |       | $q_{ser}$ (KN) | Les moments(KN.m) |       |
|        |            | $M_0$             | $M_t$ |                | $M_0$             | $M_t$ |
| A      | 6.13       | 15.72             | 10.21 | 4.47           | 11.46             | 7.44  |
| B      |            | 15.72             | 10.21 |                | 11.46             | 7.44  |

Tab.III.35. Les sollicitations de panneau de dalle à l'ELU et à ELS en travée

❖ Diagramme des moments

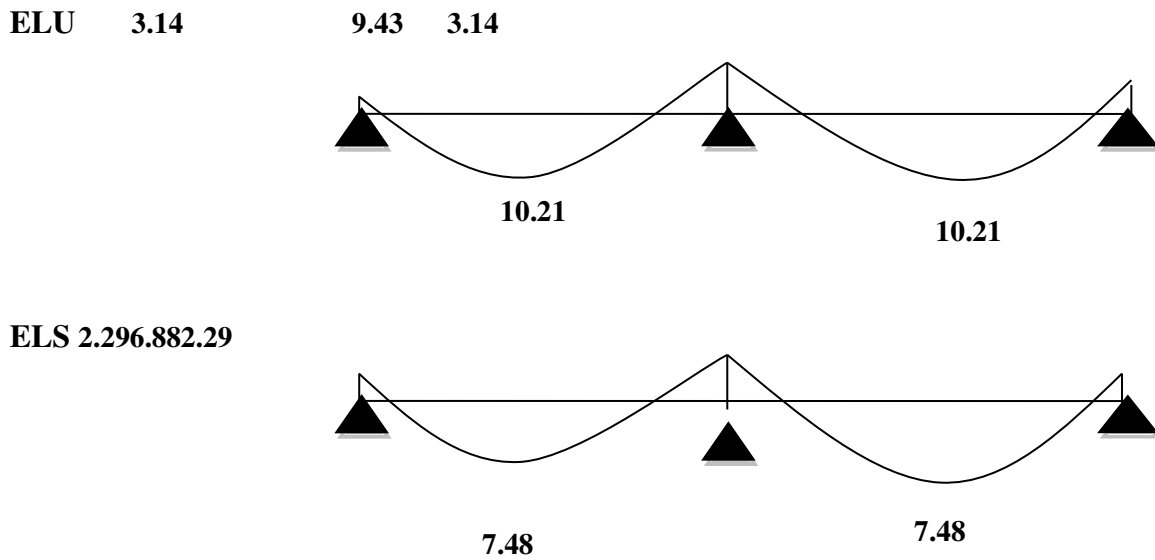
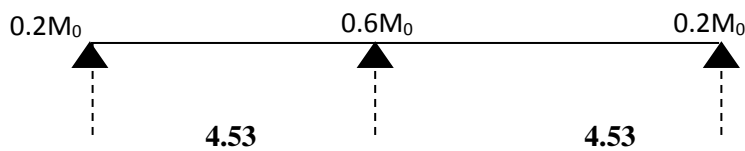


Fig.III.25. Diagramme des moments à l'E.L.S et à L'E.L.U

✓ Plancher étage



$$\alpha = 0.22$$

$$(1 + 0.3 \alpha) / 2 = (1 + 0.3 \times 0.22) / 2 = 0.53$$

$$(1.2 + 0.3 \alpha) / 2 = (1.2 + 0.3 \times 0.22) / 2 = 0.63$$

❖ Les moments isostatiques

$$M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

| Type | Sollicitation                      | Travée                |                       |
|------|------------------------------------|-----------------------|-----------------------|
|      |                                    | A                     | B                     |
| ELU  | $q_u = 6.02$ KN/ml                 | $M_{0A} = 15.44$ KN.m | $M_{0B} = 15.44$ KN.m |
| ELS  | Terrasse<br>$q_{ser} = 4.35$ KN/ml | $M_{0A} = 11.16$ KN.m | $M_{0B} = 11.16$ KN.m |

Tab.III.36. Les moments statiques des panneaux de dalle à l'ELU et à ELS.



❖ **ELU**

- **Les moments sur appuis**

$$M_{a1}=0.2M_{0A}=3.09\text{KN.m}$$

$$M_{a2}=0.6M_{0A}=9.26\text{KN.m}$$

$$M_{a3}=0.2 M_{0B}=3.09\text{KN.m}$$

- **Les moments en travée**

$$\text{Travée A: } M_{tA} = 9.73 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B: } M_{tB} =9.73\text{KN.m.}$$

❖ **ELS**

- **Les moments sur appuis**

$$M_{a1}=0.2M_{0A}=2.23\text{KN.m}$$

$$M_{a2}=0.6M_{0A}=6.70\text{KN.m}$$

$$M_{a3}=0.2 M_{0B}=2.23\text{KN.m}$$

- **Les moments en travée**

$$\text{Travée A :} M_{tA} =7.48\text{KN.m}$$

$$\text{Travée B: } M_{tB} =7.48 \text{ KN.}$$

| Appui | E.L.U      |                   | ELS            |                   |
|-------|------------|-------------------|----------------|-------------------|
|       | $q_u$ (KN) | Les moments(KN.m) | $q_{ser}$ (KN) | Les moments(KN.m) |
| 1     | 6.02       | 3.09              | 4.35           | 2.23              |
| 2     | 6.02       | 9.26              | 4.35           | 6.70              |
| 3     | 6.02       | 3.09              | 4.35           | 2.23              |

*Tab.III.37. Les sollicitations de panneau de dalle à l'ELU et à ELS sur appui.*

| Travée | E.L.U      |                   |       | E.L.S          |                   |       |
|--------|------------|-------------------|-------|----------------|-------------------|-------|
|        | $q_u$ (KN) | Les moments(KN.m) |       | $q_{ser}$ (KN) | Les moments(KN.m) |       |
|        |            | $M_0$             | $M_t$ |                | $M_0$             | $M_t$ |
| A      | 6.02       | 15.44             | 9.73  | 4.35           | 11.16             | 7.48  |
| B      |            | 15.44             | 9.73  |                | 11.16             | 7.48  |

Tab.III.38. Les sollicitations de panneau de dalle à l'ELU et à ELS en travée

❖ Diagramme des moments

ELU

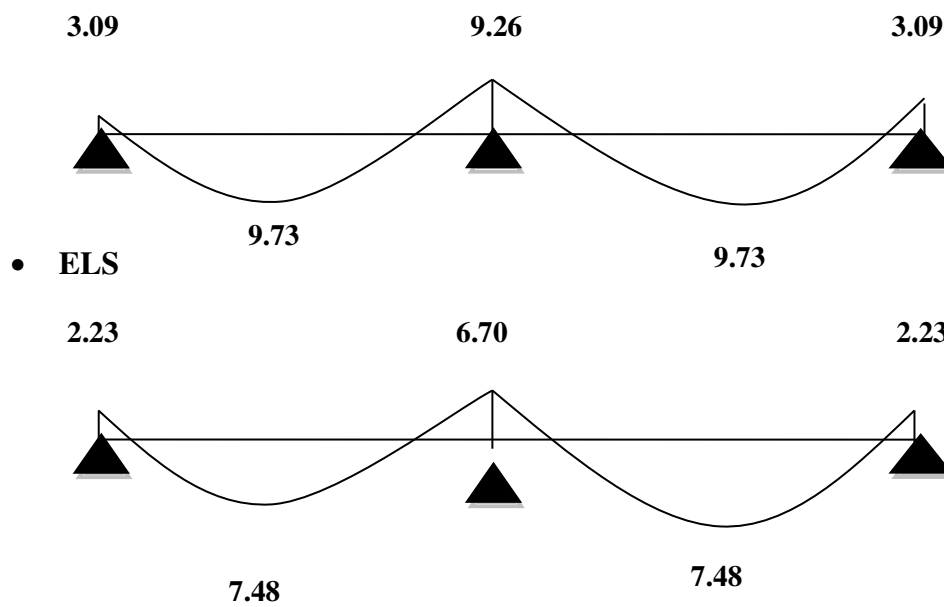
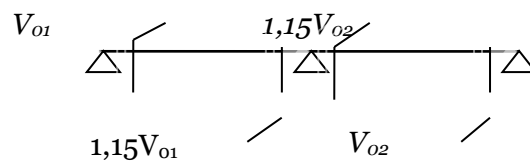


Fig.III.26. Diagramme des moments à l'E.L.S et à L'E.L.U

❖ Les efforts tranchants



Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

| Appui | Les efforts tranchants(KN)       | Terrasse | Courant |
|-------|----------------------------------|----------|---------|
| 1     | $T_{w1} = \frac{q_u l_A}{2}$     | 13.88    | 13.64   |
| 2     | $T_{e1} = -1.1 T_{w1}$           | -15.96   | -15.68  |
|       | $T_{w2} = 1.1 \frac{q_u l_B}{2}$ | 15.96    | 15.68   |
| 3     | $T_{e2} = -\frac{q_u l_B}{2}$    | -13.88   | -13.64  |

Tab.III.39. Résultats de calcul des efforts tranchants.

### ❖ Diagramme des efforts tranchants

#### ✓ Plancher terrasse

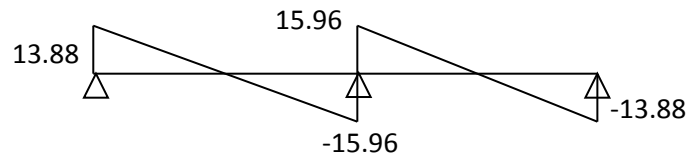


Fig.III.27. Diagramme de l'effort tranchant

#### ✓ Plancher étage courant

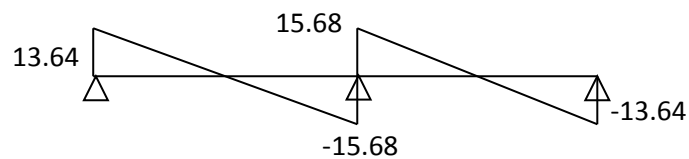


Fig.III.28. Diagramme de l'effort tranchant

### i. Calcul des armatures à L'E.L.U.

#### ➤ Type1

Le calcul se fait à L'E.L.U. en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables

- **Plancher terrasse**

$$M_{\max} (\text{travée}) : M_u^t = 9.53 \text{KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui de rive}) : M_u^a = 2.83 \text{KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui intermédiaire}) : M_u^a = 7.86 \text{KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

- ❖ **En travée**

$$M_t = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = \mathbf{59,072 \text{ KN.m.}}$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 9.53 \text{KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple avec:  **$b = 0,65 \text{ m}$  et  $h = 0,20 \text{ m}$ .**

- ❖ **Sur appui**

- ✚ **Sur appui de rive**

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 2.83 \text{KN.m.}$$

$$\Rightarrow \text{Section rectangulaire } (b \times h) = (10 \times 20)$$

- ✚ **Sur appui d'intermédiaire :**

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 7.86 \text{KN.m.}$$

$$\Rightarrow \text{Section rectangulaire } (b \times h) = (10 \times 20).$$

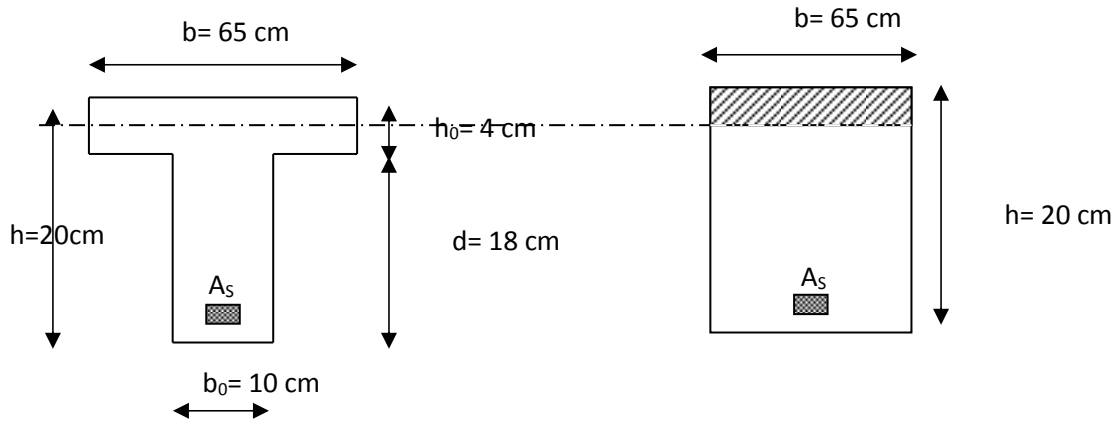


Fig.III.29. Coupe de Section Rectangulaire et Section en T

Avec :  $b=65 \text{ cm}$  ;  $h=20 \text{ cm}$  ;  $d=0,9.h=18 \text{ cm}$  ;  $h_0=4 \text{ cm}$  ;  $b_0=10 \text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) ; \quad A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot f_{su}}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

|                            | $M_u(\text{KN.m})$ | $b \text{ (m)}$ | $d \text{ (m)}$ | $M$   | $\alpha$ | $Z \text{ (cm)}$ | $A_s(\text{cm}^2)$ | $A_{adoptée}(\text{cm}^2)$ |
|----------------------------|--------------------|-----------------|-----------------|-------|----------|------------------|--------------------|----------------------------|
| <b>Travée</b>              | 9.53               | 0,65            | 0,18            | 0,032 | 0,040    | 17,71            | 1,54               | <b>3HA10 = 2.36</b>        |
| <b>Appui de rive</b>       | 2.83               | 0,10            | 0,18            | 0,061 | 0,079    | 17.43            | 0,47               | <b>1HA10 = 0.79</b>        |
| <b>Appui intermédiaire</b> | 7.86               | 0,10            | 0,18            | 0,17  | 0,234    | 16.31            | 1.38               | <b>2HA10 = 1,57</b>        |

Tab.III.40. Résultats de calcul du ferrailage T1 (terrasse)

• **Plancher étage**

$M_{\max}$  (travée) :  $M_u^t = 8.76 \text{ KN.m}$ .

$M_{\max}$  (appui de rive) :  $M_u^a = 2.78 \text{ KN.m}$ .

$M_{\max}$  (appui intermédiaire) :  $M_u^a = 7.72 \text{ KN.m}$ .

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

❖ **En travée**

$$M_t = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = \mathbf{59,072 \text{ KN.m.}}$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 8,76 \text{ KN.m.}$$

Donc L'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire (b×h) en flexion simple avec: **b= 0,65 m et h= 0,20 m.**

❖ **Sur appui**

✚ **Sur appui de rive**

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 2,78 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \text{Section rectangulaire (b×h)} = (10 \times 20)$$

✚ **Sur appui d'intermédiaire**

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 7,72 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \text{Section rectangulaire (b×h)} = (10 \times 20).$$

$$\text{Avec : } b=65 \text{ cm ; } h=20 \text{ cm ; } d=0,9 \cdot h=18 \text{ cm ; } h_0=4 \text{ cm ; } b_0=10 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) ; \quad A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot f_{su}}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

|                            | $M_u(\text{KN.m})$ | $b \text{ (m)}$ | $d \text{ (m)}$ | $M$   | $\alpha$ | $Z \text{ (cm)}$ | $A_s(\text{cm}^2)$ | $A_{adoptée}(\text{cm}^2)$ |
|----------------------------|--------------------|-----------------|-----------------|-------|----------|------------------|--------------------|----------------------------|
| <b>Travée</b>              | 8.76               | 0,65            | 0,18            | 0,029 | 0,037    | 17,73            | 1.41               | <b>3HA10 = 2.36</b>        |
| <b>Appui de rive</b>       | 2.78               | 0,10            | 0,18            | 0,06  | 0,077    | 17.44            | 0,46               | <b>1HA10 = 0.79</b>        |
| <b>Appui intermédiaire</b> | 7.72               | 0,10            | 0,18            | 0,167 | 0,229    | 16.35            | 1.35               | <b>2HA10 = 1,57</b>        |

*Tab.III.41. Résultats de calcul du ferrailage T1 (étage)*

➤ **Type2**

Le calcul se fait à L'E.L.U. en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables

• **Plancher terrasse**

$$M_{\max} (\text{travée}) : M_u^t = 10.21 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui de rive}) : M_u^a = 3.14 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui intermédiaire}) : M_u^a = 9.43 \text{ KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

❖ **En travée**

$$M_t = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = \mathbf{59,072 \text{ KN.m.}}$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 10.21 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple avec:  **$b = 0,65 \text{ m}$  et  $h = 0,20 \text{ m}$ .**

❖ **Sur appui**

✚ **Sur appui de rive**

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 3.14 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \text{Section rectangulaire } (b \times h) = (10 \times 20)$$

✚ **Sur appui d'intermédiaire**

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 9.43 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \text{Section rectangulaire } (b \times h) = (10 \times 20).$$

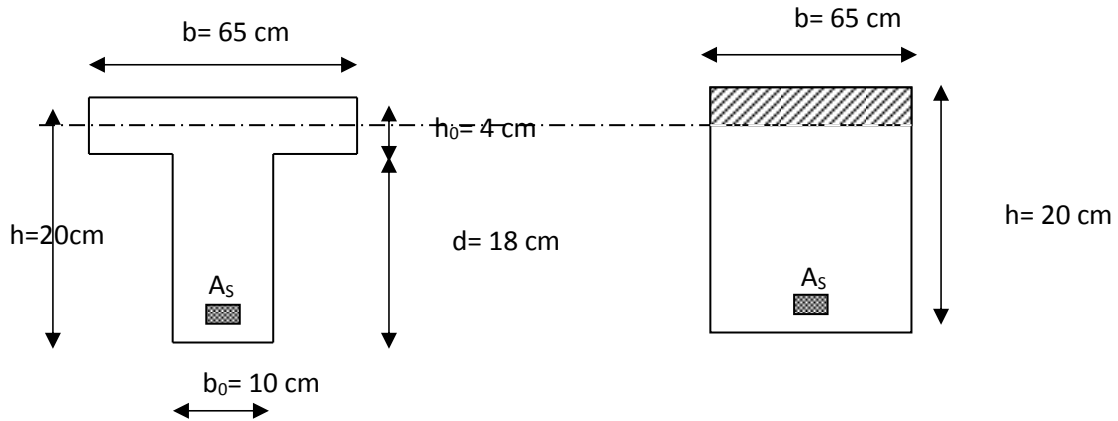


Fig.III.30. Coupe de Section Rectangulaire et Section en T

Avec :  $b=65 \text{ cm}$  ;  $h=20 \text{ cm}$  ;  $d=0,9.h=18 \text{ cm}$  ;  $h_0=4 \text{ cm}$  ;  $b_0=10 \text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) ; \quad A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot f_{su}}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

|                            | $M_u(\text{KN.m})$ | $b \text{ (m)}$ | $d \text{ (m)}$ | $M$   | $\alpha$ | $Z \text{ (cm)}$ | $A_s(\text{cm}^2)$ | $A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$ |
|----------------------------|--------------------|-----------------|-----------------|-------|----------|------------------|--------------------|-----------------------------------|
| <b>Travée</b>              | 10.21              | 0,65            | 0,18            | 0,034 | 0,043    | 17,69            | 1.65               | <b>3HA10 = 2.36</b>               |
| <b>Appui de rive</b>       | 3.14               | 0,10            | 0,18            | 0,068 | 0,088    | 17.36            | 0,51               | <b>1HA10= 0.79</b>                |
| <b>Appui intermédiaire</b> | 9.43               | 0,10            | 0,18            | 0,204 | 0,288    | 15.93            | 1.70               | <b>2HA12 = 2.26</b>               |

Tab.III.42. Résultats de calcul du ferrailage T21 (terrasse)

- **Plancher étage**

$M_{\text{max}}$  (travée) :  $M_u^t = 9.73 \text{ KN.m.}$

$M_{\text{max}}$  (appui de rive) :  $M_u^a = 3.09 \text{ KN.m.}$

$M_{\text{max}}$  (appui intermédiaire) :  $M_u^a = 9.26 \text{ KN.m.}$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.



- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

❖ **En travée**

$$M_t = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = \mathbf{59,072 \text{ KN.m.}}$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 9,73 \text{ KN.m.}$$

Donc L'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple avec:  **$b = 0,65 \text{ m}$  et  $h = 0,20 \text{ m}$ .**

❖ **Sur appui**

✚ **Sur appui de rive**

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 3,09 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \text{Section rectangulaire } (b \times h) = (10 \times 20)$$

✚ **Sur appui d'intermédiaire**

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 9,26 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \text{Section rectangulaire } (b \times h) = (10 \times 20).$$

$$\text{Avec : } b = 65 \text{ cm ; } h = 20 \text{ cm ; } d = 0,9 \cdot h = 18 \text{ cm ; } h_0 = 4 \text{ cm ; } b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) ; \quad A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot f_{su}}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

|                            | $M_u(\text{KN.m})$ | $b \text{ (m)}$ | $d \text{ (m)}$ | $M$   | $\alpha$ | $Z \text{ (cm)}$ | $A_s(\text{cm}^2)$ | $A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$ |
|----------------------------|--------------------|-----------------|-----------------|-------|----------|------------------|--------------------|-----------------------------------|
| <b>Travée</b>              | 9.73               | 0,65            | 0,18            | 0,032 | 0,041    | 17,70            | 1.57               | <b>3HA10 = 2.36</b>               |
| <b>Appui de rive</b>       | 3.09               | 0,10            | 0,18            | 0,067 | 0,087    | 17.37            | 0,51               | <b>1HA10 = 0.79</b>               |
| <b>Appui intermédiaire</b> | 9.26               | 0,10            | 0,18            | 0,201 | 0,283    | 15.96            | 1.67               | <b>2HA12 = 2.26</b>               |

*Tab.III.43. Résultats de calcul du ferrailage T2(étage)*

**ii. Vérification à l'E.L.U.**

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

➤ **Plancher (terrasse)**

• **Type 1, 2**

✚ **En travée**

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 65 \times 18 = \mathbf{1,41 \text{ cm}^2}.$$

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \mathbf{C.V. (1)}$$

$$A_s = \mathbf{1,57 \text{ cm}^2} > A_{\text{min}} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \mathbf{C.V. (2)}$$

✚ **Sur appui de rive**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,18 = \mathbf{0,22 \text{ cm}^2}.$$

$$A_s = 1.13\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \mathbf{C.V. (1)}.$$

$$A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.22\text{cm}^2 \dots\dots\dots \mathbf{C.V. (2)}.$$

✚ **appui intermédiaire**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,18 = \mathbf{0,22 \text{ cm}^2}.$$

$$A_s = 1.57\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \mathbf{C.V. (1)}.$$

$$A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \mathbf{C.V. (2)}.$$

➤ **Plancher (étage)**

• **Type 1, 2**

✚ **En travée**

$$A_{s \min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 65 \times 18 = \mathbf{1,41 \text{ cm}^2}.$$

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \mathbf{C.V. (1)}$$

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \mathbf{C.V. (2)}$$

✚ **Sur appui de rive**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,18 = \mathbf{0,22 \text{ cm}^2}.$$

$$A_s = 0,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \mathbf{C.V. (1)}$$

$$A_s = 0,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \mathbf{C.V. (2)}$$

✚ **Appui intermédiaire**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,18 = \mathbf{0,22 \text{ cm}^2}.$$

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \mathbf{C.V. (1)}$$

$$A_s = 0,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \mathbf{C.V. (2)}$$

**B- Vérification de la contrainte tangentielle**

➤ **Plancher (terrasse)**

• **type 1, 2**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} < \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ cal}} = \frac{T_u a}{b_0 d} = 0,85 \text{ Mpa} < \tau_{adm} = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \mathbf{C.V.(1)}$$

$$\tau_{u \text{ cal}} = \frac{T_u a}{b_0 d} = 0,89 \text{ Mpa} < \tau_{adm} = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \mathbf{C.V.(2)}$$

➤ **Plancher (étage)**

- **Type 1, 2**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ cal}} = \frac{T_u a}{b_0 d} = 0,83 \text{ Mpa} < \tau_{adm} = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V(1)}$$

$$\tau_{u \text{ cal}} = \frac{T_u a}{b_0 d} = 0,87 \text{ Mpa} < \tau_{adm} = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V(2)}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t = \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right) = \min \left( \frac{200}{35} ; \frac{100}{10} ; 10 \right) \text{ mm} = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte un cadre  $\Phi_6 \Rightarrow 1$  cadre T8

$$\Rightarrow \text{At} = 2 \text{ T } 8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des armatures transversales**

$$St \leq \min (0,9 \cdot d ; 40 \text{ cm}) = \min (16,2 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

On adopte : **St=15cm**

**C-Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant**

- **Terrasse**

➤ **Sur appui de rive**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0,9 d} = 1,63 < 13,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV(1)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0,9 d} = 1,71 < 13,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV(2)}$$

➤ **Appui intermédiaire**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0 . 0.9 d} = 1.88 < 13.33 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V.(1).}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0 . 0.9 d} = 1.97 < 13.33 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V.(2).}$$

• Étage

➤ Sur appui de rive

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13,33 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0 . 0.9 d} = 1.60 < 13.33 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V.(1).}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0 . 0.9 d} = 1.68 < 13.33 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V.(2).}$$

➤ Appui intermédiaire

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13,33 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0 . 0.9 d} = 1.85 < 13.33 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V.(1).}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0 . 0.9 d} = 1.93 < 13.33 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V.(2).}$$

**D-Condition de la flèche**

➤ Type 1

D'après le BAEL 91 ; Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{453} = 0,044 \geq 0,044 \dots\dots\dots \text{(C.V).}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{453} \geq \frac{8.76}{15 \times 15.44} \Rightarrow 0,044 \geq 0,037 \dots\dots\dots \text{(C.V).}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.008 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{(C.V).}$$

➤ **Type 2**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{453} = 0,044 \geq 0,044. \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{453} \geq \frac{9.73}{15 \times 15.44} \Rightarrow 0,044 \geq 0,042 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.008 \leq 0.0105 \dots\dots\dots(\text{C.V}).$$

**iii. Vérification à l'E.L.S**

➤ **Vérification des contraintes de béton**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$

❖ **type1**

|                          |                            | $M_U$ | $M_S$ | $\alpha$ | $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$ | $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ | $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ |
|--------------------------|----------------------------|-------|-------|----------|--------------------------------|--|--|
| <b>Plancher terrasse</b> | <b>En travée</b>           | 9.53  | 6.95  | 0.040    | 1.37                           | 0.435  | C.V  |
|                          | <b>Appui de rive</b>       | 2.83  | 2.07  | 0.079    | 1.37                           | 0.435  | C.V  |
|                          | <b>Appui intermédiaire</b> | 7.86  | 5.73  | 0.234    | 1.37                           | 0.435  | C.V  |
| <b>Plancher étage</b>    | <b>En travée</b>           | 8.76  | 6.33  | 0.037    | 1.38                           | 0.44   | C.V  |
|                          | <b>Appui de rive</b>       | 2.78  | 2.01  | 0.077    | 1.38                           | 0.44   | C.V  |
|                          | <b>Appui intermédiaire</b> | 7.72  | 5.58  | 0.229    | 1.38                           | 0.44   | C.V  |

*Tab.III.44. Vérifications à l'ELS T1.*

Les conditions précédentes sont vérifiées, donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire

❖ Type2

|                          |                            | $M_U$ | $M_S$ | $\alpha$ | $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$ | $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ | $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ |
|--------------------------|----------------------------|-------|-------|----------|--------------------------------|--|--|
| <b>Plancher terrasse</b> | <b>En travée</b>           | 10.21 | 7.44  | 0.043    | 1.37                           | 0.435                                      | C.V  |
|                          | <b>Appui de rive</b>       | 3.14  | 2.29  | 0.088    | 1.37                           | 0.435                                      | C.V  |
|                          | <b>Appui intermédiaire</b> | 9.43  | 6.88  | 0.288    | 1.37                           | 0.435                                      | C.V  |
| <b>Plancher étage</b>    | <b>En travée</b>           | 9.73  | 7.48  | 0.041    | 1.38                           | 0.44                                       | C.V  |
|                          | <b>Appui de rive</b>       | 3.09  | 2.23  | 0.087    | 1.38                           | 0.44                                       | C.V  |
|                          | <b>Appui intermédiaire</b> | 9.26  | 6.70  | 0.283    | 1.38                           | 0.44                                       | C.V  |

Tab.III.45. Vérifications à l'ELS T2.

Les conditions précédentes sont vérifiées, donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire

➤ **Contrainte dans les aciers tendus**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

**iv. Schéma de ferrailage**

Type 1

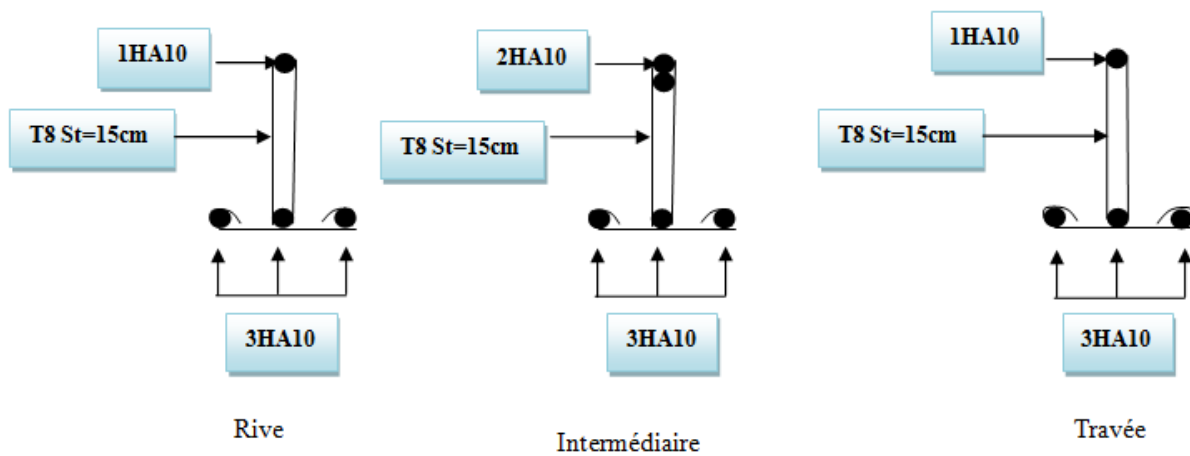


Fig.III.31. Schémas de ferrailage des poutrelles

Type 2

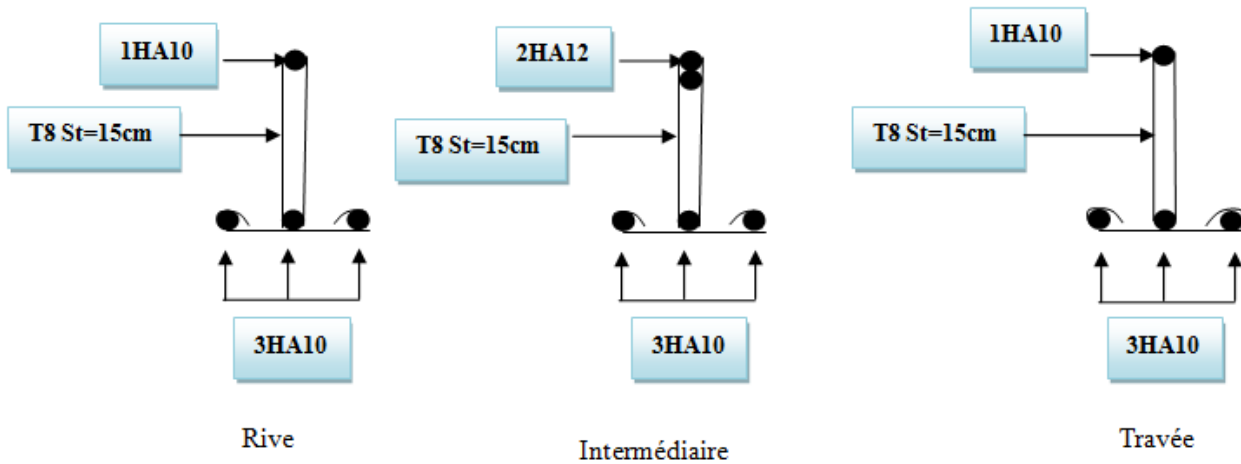


Fig.III.32. Schémas de ferrailage des poutrelles

III.5.2.2. Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles si :  $50cm \leq L_1 \leq 80cm \Rightarrow A_1 = 4 \frac{L_1}{f_c}$

30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles si :  $L_1 > 50cm \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_c}$

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

Avec :

- $L_1$  : La distance entre l'axe des poutrelles ( $L_1 = 65 cm$ ).
- $A_1$  : diamètres perpendiculaire aux poutrelles.
- $A_2$  : diamètre parallèle aux poutrelles.

On a :



$$L_1 = 65 \Rightarrow A_1 = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 5HA6 = 1,41 cm<sup>2</sup>/ml

$$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Armatures de répartition**

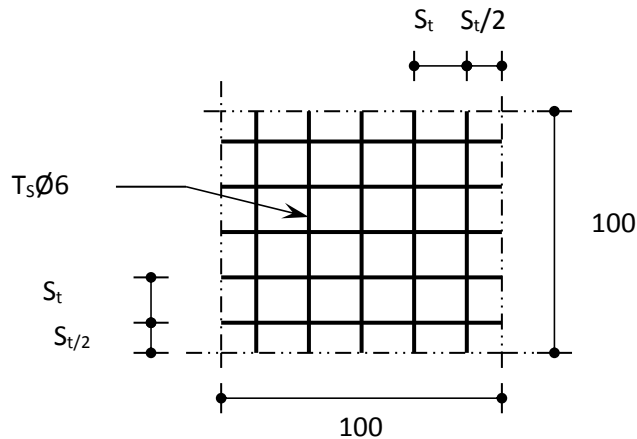
Les armatures de répartition doivent vérifier :

$$A_2 = \frac{A_1}{4} = \frac{1,41}{4} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte : 5HA6 = 1,41 cm<sup>2</sup>/ml.

$$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm.}$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

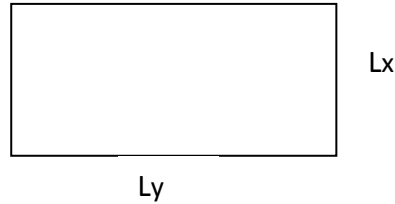


*Fig.III.33. Schémas de la dalle de compression*

### III.5.3. Planchers dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis. Des dalles pleines en porte à faux (console) existent aussi.

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.



*Fig.III.34 : Dalle pleine.*

❖ **Calcul  $\alpha$**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.33}{5.03} = 0.86 > 0.4$$

La dalle travaille dans les deux sens.

**III.5.3.1.Evaluation des charges**

| Dalle    | G (KN/m <sup>2</sup> ) | Q (KN/m <sup>2</sup> ) | Qu(KN/m) | Q <sub>ser</sub> (KN/m) |
|----------|------------------------|------------------------|----------|-------------------------|
| Sous-sol | 6.15                   | 1.5                    | 10.55    | 7.65                    |

*Tab.III.46. Chargement des planchers à dalles pleines*

**III.5.3.2. Calcule des sollicitations**

**Calcul des moments isostatiques**

$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$  : moment dans le sens de la petite portée

$M_y = \mu_y \times M_x$  : moment dans le sens de la grande portée.

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2.4\alpha^3)}$$

$$\mu_y = \alpha^3(1.9 - 0.9\alpha)$$

**ELU**

| Dalle    | $\alpha = L_x / L_y$ | $\mu_x$ | $\mu_y$ | $M_x = \mu_x q l_x^2$ | $M_y = \mu_y M_x$ |
|----------|----------------------|---------|---------|-----------------------|-------------------|
| Sous-sol | 0.86                 | 0.049   | 0.716   | 9.69                  | 6.94              |

*Tab.III.47. Résultats des sollicitations à l'E.L.U.*

**ELS :**

| Dalle | $\alpha = L_x / L_y$ | $\mu_x$      | $\mu_y$      | $M_x = \mu_x q_x L_x^2$ | $M_y = \mu_y M_x$ |
|-------|----------------------|--------------|--------------|-------------------------|-------------------|
| s.sol | <b>0.86</b>          | <b>0.049</b> | <b>0.716</b> | <b>7.03</b>             | <b>5.03</b>       |

*Tab.III.48. Résultats des sollicitations à l'E.L.S.***Résultats des sollicitations à l'ELS.**

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, il faut multiplier les moments trouvés par les coefficients suivants :

- 0.3 pour un appui de rive.
- 0.5 pour un appui intermédiaire.
- 0.85 pour une travée de rive.
- 0.75 pour une travée intermédiaire.

Dans notre cas le sous-sol dans :

- Le sens X est un panneau intermédiaire.
- Le sens Y est un panneau de rive.

**Répartition des moments fléchissant à l'ELU.**

| Dalle | $M_{ax}(KN.m)$ | $M_{tx}(KN.m)$ | $M_{ay}(KN.m)$ | $M_{ty}(KN.m)$ |
|-------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| s.sol | 4.845          | 7.27           | 2.08           | 5.90           |

*Tab.III.49. Répartition des moments fléchissant à l'ELU***Répartition des moments fléchissant à l'ELS.**

| Dalle | $M_{ax}(KN.m)$ | $M_{tx}(KN.m)$ | $M_{ay}(KN.m)$ | $M_{ty}(KN.m)$ |
|-------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| s.sol | 3.515          | 4.48           | 1.51           | 4.28           |

*Tab.III.50. Répartition des moments fléchissant à l'ELS.*

➤ Diagrammes des moments à l'ELU

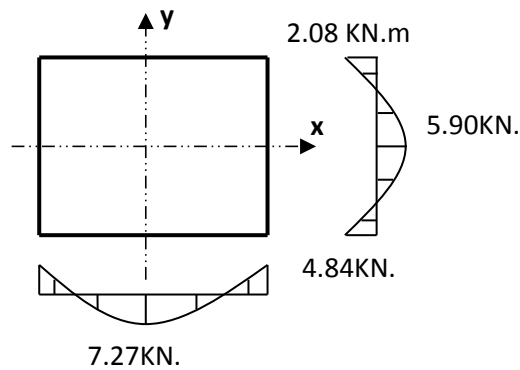


Fig.III.35. Diagramme des moments à l'ELU

➤ Diagrammes des moments à l'ELS

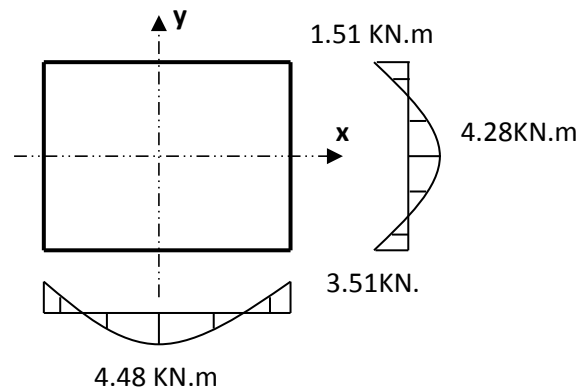
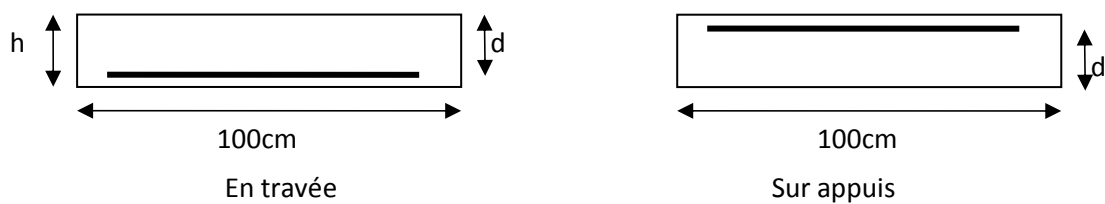


Fig.III.36. Diagrammes des moments à l'ELS

III.5.3.3 Calcul de ferrailage

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire de longueur  $b = 1,00\text{m}$  et une hauteur libre utile  $h = 0,15\text{m}$  soumise à la flexion simple



On a :

$$b= 100 \text{ cm} ; h=15 \text{ cm}$$

$$\phi_x, \phi_y \leq \frac{h}{10} = 15/10 \Rightarrow \mathbf{1 \text{ cm}}$$

$$d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} = 15 - 2 - 0.5 \Rightarrow \mathbf{d_x = 12.5 \text{ cm}}$$

$$d_y = d_x - 1 - \frac{\phi_x}{2} = 12.5 - 1 - 0.5 \Rightarrow \mathbf{d_y = 11 \text{ cm}}$$

Pour les calculs on utilise les formules suivant :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e \quad S_{tx} = \min(3h, 33) \quad S_{ty} = \min(4h, 45)$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

| Section                                | Sens xx    |            | Sens YY    |            |
|--|------------|------------|------------|------------|
|  | Sur appuis | En travée  | Sur appuis | En travée  |
| $M_u$ (KN. m)                          | 4.845      | 7.27       | 2.08       | 5.90       |
| b (cm)                                 | 100        | 100        | 100        | 100        |
| d (cm)                                 | 12,5       | 12,5       | 11         | 11         |
| $\mu_{bu}$                             | 0,021      | 0,032      | 0,012      | 0,034      |
| $\alpha$                               | 0,026      | 0,040      | 0,015      | 0,043      |
| Z (cm)                                 | 12.37      | 12.30      | 10.93      | 10.85      |
| $f_{su}$ (MPa)                         | 348        | 348        | 348        | 348        |
| $A_s$ (cm <sup>2</sup> )               | 1.25       | 1.69       | 0.54       | 1.56       |
| $A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )          | 1.5        | 1.5        | 1.32       | 1.32       |
| $A_{\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> ) | 4HA10=3.14 | 4HA10=3.14 | 4HA10=3.14 | 4HA10=3.14 |
| $S_t$ (cm)                             | 25         | 25         | 25         | 25         |
| $S_{t\max}$ (cm)                       | 33         | 33         | 45         | 45         |
| $S_t < S_{\max}$                       | C.V        | C.V        | C.V        | C.V        |

Tab.III.51. Résultats de Ferrailage.

**II.5.3. 4. Vérification à l'ELU****A. Vérification de la condition de non fragilité****Sens XX**

$$A_s(\text{travée})=1.69 \text{ cm}^2 \geq A_{s\min} = 1.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{C.V.}$$

$$A_s(\text{appui})=1.25 \text{ cm}^2 \leq A_{s\min} = 1.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{C.N.V.}$$

$$\text{On prend } A_s(\text{appui})= A_{s\min} = 1.5 \text{ cm}^2$$

**Sens YY**

$$A_s(\text{travée})=1.56 \text{ cm}^2 \geq A_{s\min} = 1.32 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{C.V.}$$

$$A_s(\text{appui})= 0.54\text{cm}^2 \leq A_{s\min} = 1.32 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{C.N.V.}$$

$$\text{On prend } A_s(\text{appui})=A_{s\min} = 1.5 \text{ cm}^2$$

**B. Vérification de l'effort tranchant**

$$\bar{\tau}_u < \frac{0.07}{\gamma_b} f \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$$\text{Avec : } l_x = 4.33 \text{ m} , q_u = 10.55 \text{ KN/m}^2 , \alpha = 0,86$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \cdot l_x}{2} \cdot (1 / (1 + \alpha / 2)) = 15.97 \text{ KN/m}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \cdot l_x}{3} = 15.23 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{15230}{1000 \times 125} = 0,13 \text{ MPa} \dots\dots(\text{XX})$$

$$\tau_u = \frac{15230}{1000 \times 110} = 0.14 \text{ MPa} \dots\dots(\text{YY})$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

**II.5.3.5. Vérification à l'ELS**

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les Contraintes dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc}$ ) et dans l'acier tendue ( $\sigma_{st}$ ) ne dépassent pas la contrainte limite .

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K y_{ser}$$

$$by^2 + 30A_{st}y - 30dA_s = 0$$

$$I = \frac{b y_{ser}^3}{3} + 15 A_{st}(d - y_{ser})^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

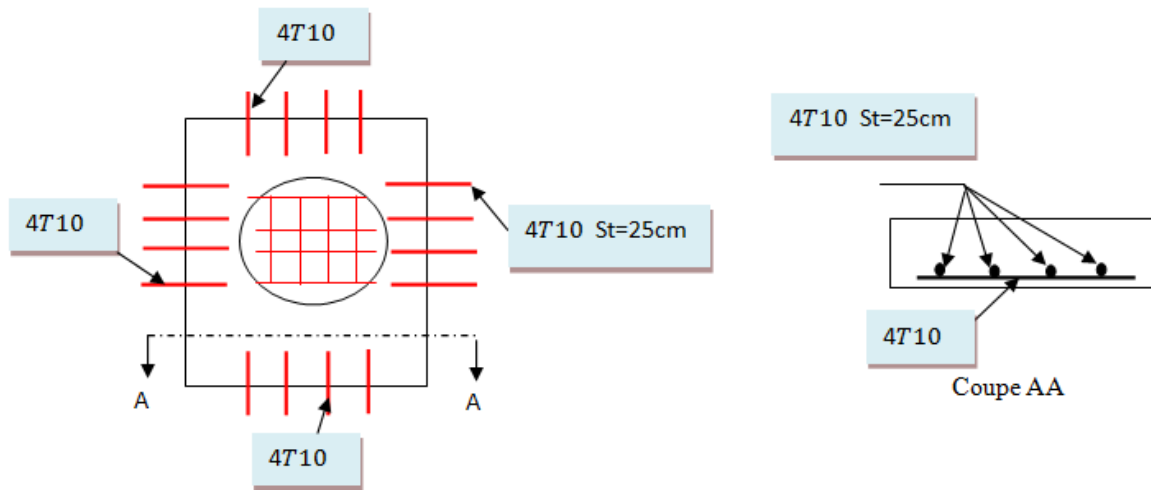
$$\sigma_{bc} = K y_{ser}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

| ELS                                | Sens xx    |            | Sens yy    |            |
|------------------------------------|------------|------------|------------|------------|
|                                    | Appuis     | Travée     | Appuis     | Travée     |
| M ser (KN.m)                       | 3.515      | 4.48       | 1.51       | 4.28       |
| b (cm)                             | 100        | 100        | 100        | 100        |
| h (cm)                             | 15         | 15         | 15         | 15         |
| d (cm)                             | 12.5       | 12.5       | 11         | 11         |
| As adopté(cm²) ELU                 | 3.14       | 3.14       | 3.14       | 3.14       |
| Yser(cm)                           | 2.99       | 2.99       | 2.78       | 2.78       |
| I(cm⁴)                             | 5150.76    | 5150.76    | 3898.64    | 3898.64    |
| K(N/cm³)                           | 0.068      | 0.087      | 0.038      | 0.109      |
| $\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)          | 201.63     | 201.63     | 201.63     | 201.63     |
| $\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)          | 15         | 15         | 15         | 15         |
| $\sigma_{st}$ (Mpa)                | 97.35      | 124.07     | 47.75      | 135.36     |
| $\sigma_{bc}$ (Mpa)                | 2.0332     | 2.6013     | 1.0564     | 3.0302     |
| $\sigma_{st} < 201.63 \text{ Mpa}$ | C.V        | C.V        | C.V        | C.V        |
| $\sigma_{bc} < 15 \text{ Mpa}$     | C.V        | C.V        | C.V        | C.V        |
| choix des barres                   | 4HA10=3.14 | 4HA10=3.14 | 4HA10=3.14 | 4HA10=3.14 |
| S <sub>t</sub> (cm)                | 25         | 25         | 25         | 25         |

Tableau III.52. Vérification des contraintes à l'ELS.

**III.5.3.6. Schéma de ferrailage :**



*Fig.III.37. Ferrailage du plancher à dalle pleine*



# Chapitre IV

---

Etude sismique

# Chapitre IV

## Etude sismique

### IV.1. Objectif de l'étude sismique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Alors la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- Respect de la réglementation parasismique.
- Conception architecturale parasismique.
- Mise en œuvre soigné.

### IV.2. Présentation des différentes méthodes de calcul

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existant. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.

- La méthode d'analyse dynamique par accélogramme.

#### IV.2.1. Méthode statique équivalente

##### IV.2.1.1. Condition d'application de la méthode statique équivalente

Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (**RPA99/Version 2003**) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant les conditions complémentaires suivantes :

- **Zone I** : tous groupes
- **Zone IIa** :
  - ✚ Group d'usage 3.
  - ✚ Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
  - ✚ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
  - ✚ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- **Zone IIb et III** :
  - ✚ Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
  - ✚ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
  - ✚ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08.

##### IV.2.1.2. Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

##### IV.2.1.3. Modélisation

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté

en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

#### **IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale**

##### **IV.2.2.1. Condition d'application de la méthode d'analyse spectrale**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

##### **IV.2.2.2. Principe de la méthode**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

##### **IV.2.2.3. Modélisation**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

- A.** Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- B.** Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

- C. Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- D. La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- E. Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- F. Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Alors la modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

#### **IV.2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

### **IV.3. Choix de la méthode de calcul**

#### **➤ Classification de l'ouvrage**

La classification de l'ouvrage est une étape qui est basée sur les critères suivants :

- Classification des zones sismiques.

- Classification des ouvrages selon leur importance.
- Classification des sites.
- Classification du système de contreventement
- Classification de l'ouvrage selon sa configuration (régularité en plan et en élévation).

**Vérification**

**Régularité en plan :** (RPA99/version 2003 art, 3,5).

Nous avons :

$$\frac{l_1+l_2}{L} \leq 0.25$$

$$\frac{l_1+l_2}{L} = 0.67 > 0.25 \text{ (C.N.V)}$$

La condition est non vérifiée, donc la structure est irrégulière en plan.

**Régularité en élévation :**

$$\frac{B_M}{B} \geq 1$$

$$\frac{B_M}{B} = 1 > 0.65 \text{ (C.V)}$$

La condition est vérifiée, donc la structure est classe régulière en élévation.

Le tableau ci-dessous donne la classification de notre ouvrage (selon l'RPA99version 2003)

Compte tenu des critères ci-après :

|   |  |  |
|---|--|--|
| <b>Classification des zones sismiques</b>                 | Bâtiment implanté en zone IIa  | <b>A=0.15</b>                            |
| <b>Classification des ouvrages selon leur importance</b>  | Groupe 2   |  |
| <b>Classification des sites</b>                           | Site meuble S3   | <b>T1 = 0.15 s</b><br><b>T2 = 0.50 s</b> |
| <b>Classification des systèmes de contreventement</b>     | Système de contreventement mixte assuré par justification d'interaction portiques- voiles. | <b>R=5</b><br><b>C<sub>T</sub>=0.05</b>  |
| <b>La hauteur de la structure</b>                         | h = 36.16m   | >23m                                     |
| <b>Classification de l'ouvrage selon sa configuration</b> | Irrégulier en plan régulier en élévation   | Bâtiment irrégulier                      |

*Tab.IV.1. Classification de l'ouvrage Selon le RPA version 2003.*

**Remarque :** La structure étudiée ne répond pas aux conditions exigées par les RPA99/Version 2003 pour l'application de la méthode statique équivalente ; alors que le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale.

#### **IV.4. La modélisation de la structure**

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis **ETABS** est utilisé.

##### **IV.4.1. Description du logiciel ETABS**

**ETABS (Extended 3D Analysis Building Systems)** est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (**Euro code, UBC, ACI...etc.**). De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, **ETABS** offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

**ETABS** permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (**AUTOCAD, SAP2000 et SAFE**).

##### **IV.4.2. Modélisation de la rigidité**

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suite :

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments « Frame » à deux nœuds (06 DDL par nœuds).

- Les poutres entre deux nœuds de même niveau « i ».
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux « i et i+1 ».

Les voiles sont représentés par des éléments « Shell » à quatre nœuds.

Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme. Les planchers sont supposés indéformables dans leurs plans.

#### IV.4.3. Modélisation de la masse

- La masse volumique attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé à savoir  $2,5 \text{ t/m}^3$ .

- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonneries) a été répartie linéairement aux niveaux des nœuds correspondants à leur emplacement

#### IV.4.4. Nombre de mode à considérer

D'après les RPA99/Version2003 (article 4.3.4 -a) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

#### IV.4.5. Etape de modélisation

La modélisation est effectuée comme suit :

- Définition des matériaux
- Les poteaux, poutres et poutrelles sont modélisés par un élément de type **FRAME**.
- Les voiles et dalles sont créés par un élément de type **SHELL**. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers (cage d'escalier) et les zones flexibles.
- Définition des sections.
- Définition des charges (G, Q) et les appliquer aux éléments porteurs.
- Introduction du spectre de réponse à appliquer.
- Définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes :
  - ❖ **ELU** :  $1,35 G + 1,5Q$
  - ❖ **ELS**:  $G + Q$
  - ❖ **G + Q + E<sub>x</sub>**

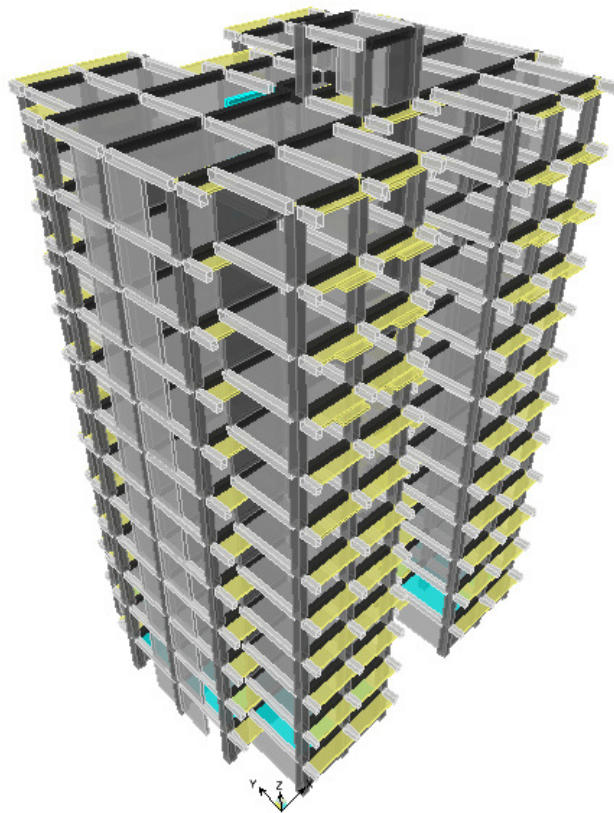


❖  $G + Q + E_y$

❖  $0,8G + E_x$

❖  $0,8G + E_y$

- Définir les conditions aux limites : pour les fondations en choisissant un type d'appui encastrement à la base.
- Spécifier un diaphragme à chaque plancher : La théorie des planchers rigides est mise en évidence par une déclaration de diaphragmes rigides.



*Fig. IV.1 : Modélisation de la structure*

#### **IV.5. Disposition des voiles**

Le système structurel choisi est un système contreventé par voiles et portiques, le choix de ce système structurel est dû à l'existence de vides (cage d'escalier et ascenseur), ce qui a nécessité le renforcement des zones flexibles. On doit donc vérifier les conditions données par le **RPA** version 2003, à savoir :

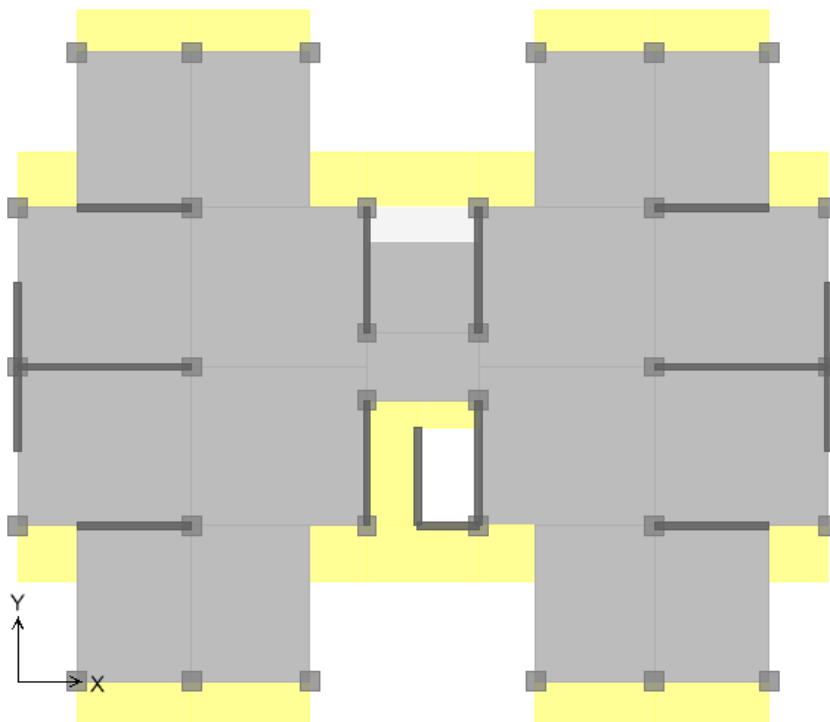
- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la disposition suivante.

Pour chercher la meilleure solution d'emplacement des voiles dans la structure, et pour but d'avoir une petite valeur de l'excentricité (distance entre le centre de pression et le centre de rigidité) pour éviter le problème de la torsion ; une variation de la disposition des voiles a été réalisée.

#### IV.5.1. Variante



*Fig.IV.2. Disposition des voiles*

#### IV.5.2. Résultats de l'analyse

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel ETABS sont données dans le tableau suivant :

| Mode | Période  | UX      | UY      | RZ      | SumUX   | SumUY   | SumRZ   |
|------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 1    | 0.786052 | 56.1251 | 0.0125  | 9.5167  | 56.1251 | 0.0125  | 9.5167  |
| 2    | 0.761287 | 0.3154  | 63.4941 | 3.0182  | 56.4405 | 63.5065 | 12.5349 |
| 3    | 0.748629 | 8.6822  | 3.2322  | 56.4129 | 65.1227 | 66.7387 | 68.9478 |
| 4    | 0.209617 | 0.1896  | 0.021   | 12.1428 | 65.3123 | 66.7598 | 81.0906 |
| 5    | 0.194728 | 0.0104  | 15.3323 | 0.0165  | 65.3227 | 82.0921 | 81.1072 |
| 6    | 0.178268 | 16.6965 | 0.0086  | 0.154   | 82.0192 | 82.1007 | 81.2611 |
| 7    | 0.087038 | 0.0025  | 6.0697  | 0.0035  | 82.0217 | 88.1704 | 81.2646 |
| 8    | 0.080561 | 5.5048  | 0.0099  | 0.1417  | 87.5266 | 88.1803 | 81.4063 |
| 9    | 0.057825 | 1.8102  | 0.3729  | 1.5766  | 89.3368 | 88.5532 | 82.9828 |
| 10   | 0.050277 | 0.4827  | 3.5962  | 0.216   | 89.8195 | 92.1495 | 83.1989 |
| 11   | 0.032163 | 6.9407  | 0.8996  | 0.4267  | 96.7602 | 93.0491 | 83.6256 |
| 12   | 0.0257   | 0.907   | 5.8696  | 0.2489  | 97.6672 | 98.9187 | 83.8745 |

*Tab.IV.2. Les valeurs des périodes et facteurs de participation des masses*

- Ce modèle présente une période fondamentale  $T=0,79s$
- Les 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion.
- Disparition des modes de torsion au niveau des modes fondamentaux.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10<sup>ème</sup> mode.

IV.5.3. Les modes

1<sup>er</sup> mode : *translation*

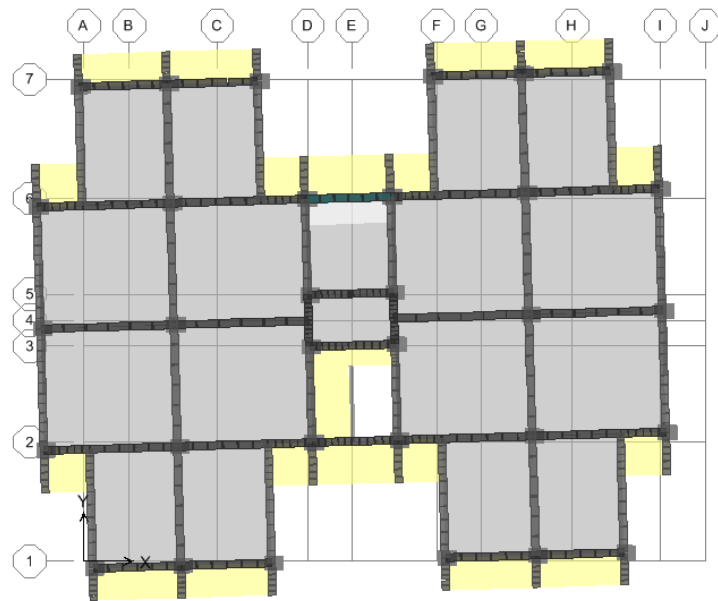


Fig.IV.3. Mode 1 (translation suivant XX)  $T=0.79s$ .

2<sup>eme</sup> mode : *translation*

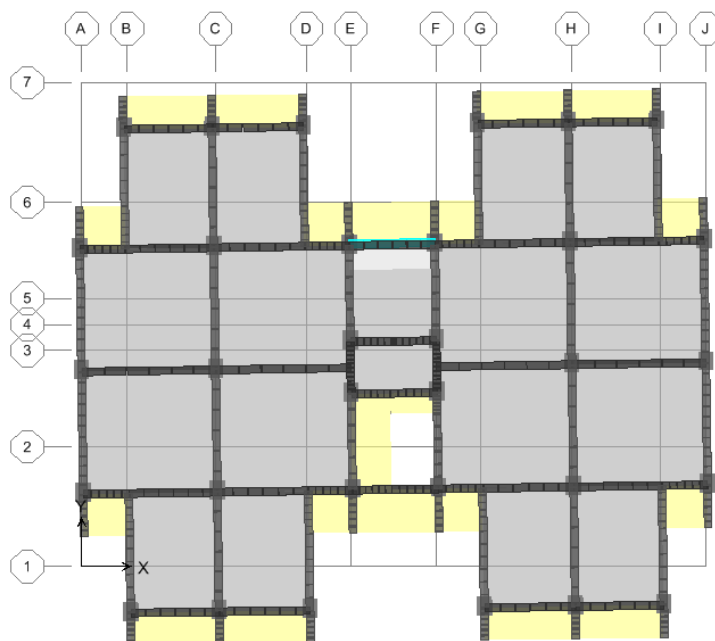


Fig.IV.4. Mode 2 (translation suivant YY)  $T=0.76s$

3<sup>ème</sup> mode : torsion

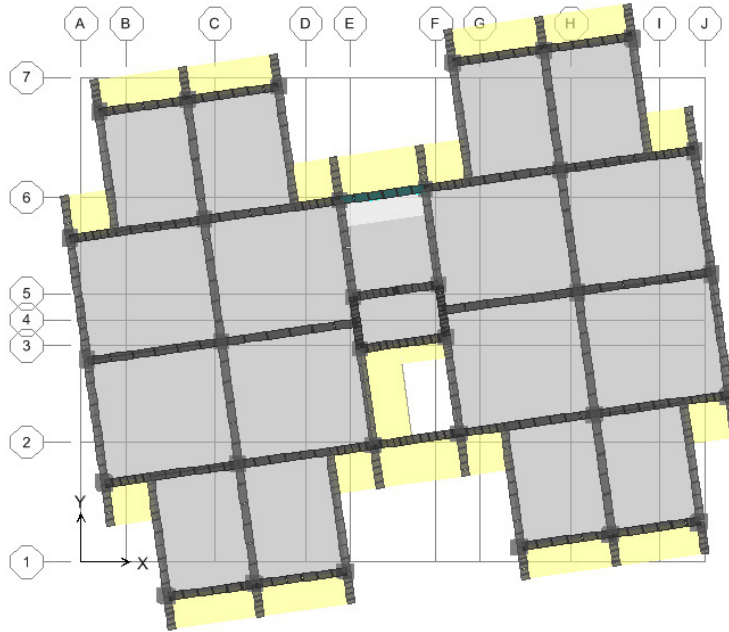


Fig.IV.5. Mode3 (torsion) T=0.74s.

**IV.6. Méthode dynamique modale spectrale**

**IV.6.1. Spectre de réponse de calcul**

Selon le **RPA99V2003** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

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

**η** : Facteur de correction d'amortissement.

**ξ** : Pourcentage d'amortissement critique.

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

**Q** : Facteur de qualité.

#### IV.6.1.1. Classification du site

Selon le **RPA99V2003** Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble (**Catégorie S<sub>3</sub>**).

#### IV.6.1.2. Coefficient de correction d'amortissement $\eta$

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,88 \dots (\xi = 7\%)$$

Où  $\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7\%$  pour un contreventement mixte ( $\eta = 0.88$ ).

#### IV.6.1.3. Coefficient d'accélération de zone A

Le coefficient d'accélération **A** est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas **A = 0.15**

#### IV.6.1.4. Coefficient de comportement **R**

Le contreventement mixte avec interaction (**R = 5**).

#### IV.6.2. Facteur de qualité **Q**

$$Q = 1 + \sum P_q \dots \text{formule (4.4)}$$

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité  $P_q$

|  | Observé- Non observé | $P_q$                          |
|--|----------------------|--------------------------------|
| 1. Condition minimale sur les files de contreventement | NON                  | 0,05                           |
| 2. Redondance en plan                                  | OUI                  | 0                              |
| 3. Régularité en plan                                  | NON                  | 0,05                           |
| 4. Régularité en élévation                             | OUI                  | 0                              |
| 5. Contrôle de qualité des matériaux                   | NON                  | 0,05                           |
| 6. Contrôle de qualité de l'exécution                  | NON                  | 0,1                            |
|  |                      | <b><math>P_q = 0,25</math></b> |

Tab.IV.3. Les valeurs de pénalité  $P_q$ 

## IV.7. Caractéristiques géométriques et massique de la structure

### IV.7.1. Centre de masse

Le centre de gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme, etc.)

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

### IV.7.2. Centre de rigidité (centre de torsion)

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment.

$$X_{CR} = \frac{\sum R_{yi} X_i}{\sum R_{yi}} \qquad Y_{CR} = \frac{\sum R_{xi} Y_i}{\sum R_{xi}}$$

### IV.7.3. Calcul de l'excentricité théorique

L'excentricité théorique est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, qui est donnée par les formules suivantes :

$$e_x^{the} = X_{CM} - X_{CT} \qquad e_y^{the} = Y_{CM} - Y_{CT}$$

### IV.7.4. Calcul de l'excentricité accidentelle

L'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0.05 L$  ( $L$  étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction qui est donnée par les formules suivantes

$$e_x^{acc} = \pm 0.05 L_x e_y^{acc} = \pm 0.05 L_y$$

➤ **Sens-X** :  $e_{acc} = 0.05 \times 24.50 = 1.22\text{m}$

➤ **Sens-Y** :  $e_{acc} = 0.05 \times 21.10 = 1.05\text{m}$

| Niveau  | Centre des masses<br>[ETABS] |                        | Centre de rigidité<br>[ETABS] |                       | Excentricité<br>théorique            |                                      | Excentricité<br>accidentelle         |                                      | Vérification |
|---------|------------------------------|------------------------|-------------------------------|-----------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------|
|         | X <sub>CM</sub><br>[m]       | Y <sub>CM</sub><br>[m] | X <sub>R</sub><br>[m]         | Y <sub>R</sub><br>[m] | e <sub>x</sub> <sup>the</sup><br>[m] | e <sub>y</sub> <sup>the</sup><br>[m] | e <sub>x</sub> <sup>acc</sup><br>[m] | e <sub>y</sub> <sup>acc</sup><br>[m] |              |
| STORY13 | 12.227                       | 6.305                  | 12.843                        | 5.535                 | -0.616                               | 0.77                                 | 1,22                                 | 1,05                                 | C.V          |
| STORY12 | 12.005                       | 9.176                  | 12.059                        | 8.887                 | -0.054                               | 0.289                                | 1,22                                 | 1,05                                 | C.V          |
| STORY11 | 11.998                       | 9.247                  | 12.061                        | 8.897                 | -0.063                               | 0.35                                 | 1,22                                 | 1,05                                 | C.V          |
| STORY10 | 11.998                       | 9.247                  | 12.062                        | 8.908                 | -0.064                               | 0.339                                | 1,22                                 | 1,05                                 | C.V          |
| STORY9  | 11.998                       | 9.247                  | 12.063                        | 8.918                 | -0.065                               | 0.329                                | 1,22                                 | 1,05                                 | C.V          |
| STORY8  | 11.998                       | 9.246                  | 12.063                        | 8.927                 | -0.065                               | 0.319                                | 1,22                                 | 1,05                                 | C.V          |
| STORY7  | 11.998                       | 9.246                  | 12.061                        | 8.935                 | -0.063                               | 0.311                                | 1,22                                 | 1,05                                 | C.V          |
| STORY6  | 11.998                       | 9.246                  | 12.056                        | 8.944                 | -0.058                               | 0.302                                | 1,22                                 | 1,05                                 | C.V          |
| STORY5  | 11.998                       | 9.246                  | 12.047                        | 8.953                 | -0.049                               | 0.293                                | 1,22                                 | 1,05                                 | C.V          |
| STORY4  | 11.998                       | 9.246                  | 12.033                        | 8.965                 | -0.035                               | 0.281                                | 1,22                                 | 1,05                                 | C.V          |
| STORY3  | 11.998                       | 9.246                  | 12.014                        | 8.985                 | -0.016                               | 0.261                                | 1,22                                 | 1,05                                 | C.V          |
| STORY2  | 11.998                       | 9.246                  | 11.995                        | 9.029                 | 0.003                                | 0.217                                | 1,22                                 | 1,05                                 | C.V          |
| STORY1  | 11.996                       | 9.266                  | 11.997                        | 9.286                 | -0.001                               | -0.02                                | 1,22                                 | 1,05                                 | C.V          |

Tab.IV.4. Les centres des masses et de torsion de chaque étage

## IV.8. Vérifications réglementaires

### IV.8.1. Période fondamentale théorique

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 des RPA99/Version 2003.

$$\text{On a donc : } T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{d}} \right\}$$

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

**C<sub>T</sub>** : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] des RPA99/Version2003.

**d** : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

|        | C <sub>T</sub> | h <sub>N</sub> (m) | d (m) | C <sub>T</sub> × h <sub>N</sub> <sup>3/4</sup> | 0,09 h <sub>N</sub> /√d | T (sec) |
|--------|----------------|--------------------|-------|--|-------------------------|---------|
| Sens-X | 0,05           | 36.16              | 24.50 | 0,74   | 0,66                    | 0.66    |
| Sens-Y | 0,05           | 36.16              | 21.10 | 0,74   | 0,71                    | 0.71    |

Tab.IV.5. Période fondamentale de la structure



D'après **RPA99v2003 (Art 4.2.4.4 page 54)**, il faut que la valeur de  $T_{dyn}$  calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques  $T_{emp}$  appropriées de plus de 30 %

Nous avons :  $1.3 \times T_{emp} = 0.86 > T_{dyn} = 0.79 \text{sec} \dots \dots \dots \text{C.V}$

**IV.8.2. Justification de l'interaction portiques voiles**

Pour la justification de l'interaction portique voile, il faut vérifier :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

| Nu (Total) | N voile   | N voile (%) |
|------------|-----------|-------------|
| 36065.348  | 10558.104 | 29.27       |

*Tab.IV.6. Le pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles*

**Remarque**

Le pourcentage des charges verticales repris par les voiles est 29.27% > 20% donc notre structure est contreventée par des voiles porteurs selon le RPA99/verssion2003.

Au début de calcul, on a pris **R=5** mais les résultats trouvés ne sont pas vérifiés par l'RPA, donc on a changé sa valeur par **R=3,5**.

**IV.9. La résultante des forces sismiques**

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99v2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales  $V_{dyn}$  ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{sta}$

*soit* :  $V = \frac{A_d Q}{R} W$       **RPA99v2003 (art 4.2.3 page 37)**

Si  $V_t < 0.80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, Moments,) dans le rapport 0.8  $V/V_t$

**IV.9.1. Facteur d'amplification dynamique moyen d**

Donné par **RPA99v2003 (for 4.2 page 45)** en fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$d = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}T_2 & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

❖ **Sens transversal (X-X)**

$$h_N = 36.16 \text{ m} \quad D = 24.5 \text{ m} \quad C_T = 0.05$$

$$\text{Alors : } T_x = \min \{0.74, 0.66\} \quad \text{Donc } T_x = 0.66 \text{ sec}$$

$$\text{Le facteur d'amplification dynamique moyen : } d_x = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 1.83$$

❖ **Sens longitudinal (Y-Y)**

$$h_N = 36.16 \text{ m} \quad D = 21.10 \text{ m} \quad C_T = 0.05$$

$$\text{Alors : } T_y = \min \{0.74, 0.71\} \text{ Donc } T_y = 0.71 \text{ sec}$$

$$\text{Le facteur d'amplification dynamique moyen : } d_y = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 1.74$$

#### IV.9.2. Poids total de la structure

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$ : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels,

$W_{Qi}$ : charges d'exploitation

$\beta$  : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par (le tableau 4.5 du RPA99 version 2003)

Dans notre cas  $\beta = 0,2$

$W_i$  : poids de chaque niveau

| Niveau   | Masse    | $W_i$ [KN] |
|----------|----------|------------|
| Terrasse | 22.7001  | 222.687981 |
| R+10     | 410.1235 | 4023.31154 |
| R+9      | 454.2028 | 4455.72947 |
| R+8      | 454.2028 | 4455.72947 |
| R+7      | 454.2028 | 4455.72947 |
| R+6      | 450.7789 | 4422.14101 |
| R+5      | 450.7789 | 4422.14101 |
| R+4      | 450.7789 | 4422.14101 |
| R+3      | 450.7789 | 4422.14101 |
| R+2      | 450.7789 | 4422.14101 |
| R+1      | 450.7789 | 4422.14101 |
| RDC      | 450.7789 | 4422.14101 |
| s.sol    | 528.8094 | 5187.62021 |
| Total    |          | 49509.7957 |

*Tab.IV.7. Poids de chaque niveau*

On Calcul la résultante des forces sismiques :

$$V_x = \frac{(0.15 \times 1.83 \times 1.25 \times 49509.7957)}{3.5} = \mathbf{4853.73 \text{ KN}}$$

$$V_y = \frac{(0.15 \times 1.74 \times 1.25 \times 49509.7957)}{3.5} = \mathbf{4615.02 \text{ KN}}$$

❖ **Sens transversal (X-X) :**

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique  $V_{dyn} = 3232.23 \text{ KN}$

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique  $V_{sta} = 4853.73 \text{ KN}$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8V_{sta} = 3882.98 \text{ KN} \\ V_{dyn} = 3232.23 \text{ KN} \end{array} \right\} V_{dyn} \geq 0.8V_{sta} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

❖ **Sens longitudinal (Y-Y) :**

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique  $V_{dyn} = 3317.30 \text{ KN}$

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique  $V_{sta} = 4615.02 \text{ KN}$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8V_{sta} = 3692.02 \text{ KN} \\ V_{dyn} = 3317.30 \text{ KN} \end{array} \right\} V_{dyn} \geq 0.8V_{sta} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

Il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments.) dans un rapport 0.8  $V/V_t$ .

$$0.8V_x/V_{tx} = 1.20$$

$$0.8V_y/V_{ty} = 1.11$$

### La résultante des forces dynamiques après la majoration

$$V_x = 3232.23 \times 1.20 = 3878.68 \text{ KN}$$

$$V_y = 3317.30 \times 1.11 = 3682.20 \text{ KN}$$

## IV.10. Distribution l'effort sismique selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure.

$F_i$  : force horizontale au niveau  $i$ .

La force concentrée  $F_t$  au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieures de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :

$$F_t = 0,07 T \cdot V$$

Où  $T$  est la période fondamentale de la structure (en secondes). la valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas  $0.25V$  et sera prise égale à 0 quand  $T$  est plus petit ou égale ou 0.7 sec.

$$\text{Pour } T = 0.66 \text{ s} \Rightarrow F_{tx} = 0$$

$$T = 0.71 \text{ s} \Rightarrow F_{ty} = 0.07 \times 0.71 \times 3682.20 = 183 \text{ KN}$$

La partie résultante de  $v$  soit  $(v - F_t)$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant

la formule : 
$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i h_i}{\sum_i^n W_i h_i}$$

Avec :  $w_i$  : poids du niveau  $i$ .

$h_i$  : niveau de plancher (à partir de la base) où s'exerce la force  $F_i$ .

L'effort tranchant au niveau de l'étage  $k$  :  $V_k = F_t + \sum_k^n F_i$ .

| Plancher          | $P_k = W_i$<br>(KN) | $h_i(m)$ | $h_i \times W_i$<br>(KN.m) | $\sum (h_i \times W_i)$<br>(KN.m) | Sens x-x  |               |
|-------------------|---------------------|----------|----------------------------|-----------------------------------|-----------|---------------|
|                   |                     |          |                            |                                   | $V_x(KN)$ | $F_{i_x}(KN)$ |
| 11 <sup>ème</sup> | 222.687981          | 39.22    | 8733.82261                 | 1054991.21                        | 3878.68   | 32.1099388    |
| 10 <sup>ème</sup> | 4023.31154          | 36.72    | 147736                     | 1054991.21                        | 3878.68   | 543.152079    |
| 9 <sup>ème</sup>  | 4455.72947          | 33.66    | 149979.854                 | 1054991.21                        | 3878.68   | 551.401619    |
| 8 <sup>ème</sup>  | 4455.72947          | 30.60    | 136345.322                 | 1054991.21                        | 3878.68   | 501.274199    |
| 7 <sup>ème</sup>  | 4455.72947          | 27.54    | 122710.79                  | 1054991.21                        | 3878.68   | 451.146779    |
| 6 <sup>ème</sup>  | 4422.14101          | 24.48    | 108254.012                 | 1054991.21                        | 3878.68   | 397.99637     |
| 5 <sup>ème</sup>  | 4422.14101          | 21.42    | 94722.2604                 | 1054991.21                        | 3878.68   | 348.246824    |
| 4 <sup>ème</sup>  | 4422.14101          | 18.36    | 81190.5089                 | 1054991.21                        | 3878.68   | 298.497277    |
| 3 <sup>ème</sup>  | 4422.14101          | 15.30    | 67658.7575                 | 1054991.21                        | 3878.68   | 248.747731    |
| 2 <sup>ème</sup>  | 4422.14101          | 12.24    | 54127.006                  | 1054991.21                        | 3878.68   | 198.998185    |
| 1 <sup>ier</sup>  | 4422.14101          | 9.18     | 40595.2545                 | 1054991.21                        | 3878.68   | 149.248639    |
| RDC               | 4422.14101          | 6.12     | 27063.503                  | 1054991.21                        | 3878.68   | 99.4990925    |
| Sous .sol         | 5187.62021          | 3.06     | 15874.1178                 | 1054991.21                        | 3878.68   | 58.3612668    |

Tab.IV.8. Distribution de la résultante des forces sismiques selon x.

| Plancher          | $P_k = W_i$<br>(KN) | $h_i(m)$ | $h_i \times W_i$<br>(KN.m) | $\sum (h_i \times W_i)$<br>(KN.m) | Sens-y-y  |               |
|-------------------|---------------------|----------|----------------------------|-----------------------------------|-----------|---------------|
|                   |                     |          |                            |                                   | $V_y(KN)$ | $F_{i_y}(KN)$ |
| 11 <sup>ème</sup> | 222.687981          | 39.22    | 8733.82261                 | 1054991.21                        | 3682.20   | 28.9683855    |
| 10 <sup>ème</sup> | 4023.31154          | 36.72    | 147736                     | 1054991.21                        | 3682.20   | 490.011486    |
| 9 <sup>ème</sup>  | 4455.72947          | 33.66    | 149979.854                 | 1054991.21                        | 3682.20   | 497.453912    |
| 8 <sup>ème</sup>  | 4455.72947          | 30.60    | 136345.322                 | 1054991.21                        | 3682.20   | 452.230829    |
| 7 <sup>ème</sup>  | 4455.72947          | 27.54    | 122710.79                  | 1054991.21                        | 3682.20   | 407.007747    |
| 6 <sup>ème</sup>  | 4422.14101          | 24.48    | 108254.012                 | 1054991.21                        | 3682.20   | 359.057436    |
| 5 <sup>ème</sup>  | 4422.14101          | 21.42    | 94722.2604                 | 1054991.21                        | 3682.20   | 314.175256    |
| 4 <sup>ème</sup>  | 4422.14101          | 18.36    | 81190.5089                 | 1054991.21                        | 3682.20   | 269.293077    |
| 3 <sup>ème</sup>  | 4422.14101          | 15.30    | 67658.7575                 | 1054991.21                        | 3682.20   | 224.410897    |
| 2 <sup>ème</sup>  | 4422.14101          | 12.24    | 54127.006                  | 1054991.21                        | 3682.20   | 179.528718    |
| 1 <sup>ier</sup>  | 4422.14101          | 9.18     | 40595.2545                 | 1054991.21                        | 3682.20   | 134.646538    |
| RDC               | 4422.14101          | 6.12     | 27063.503                  | 1054991.21                        | 3682.20   | 89.7643589    |
| Sous-sol          | 5187.62021          | 3.06     | 15874.1178                 | 1054991.21                        | 3682.20   | 52.6513516    |

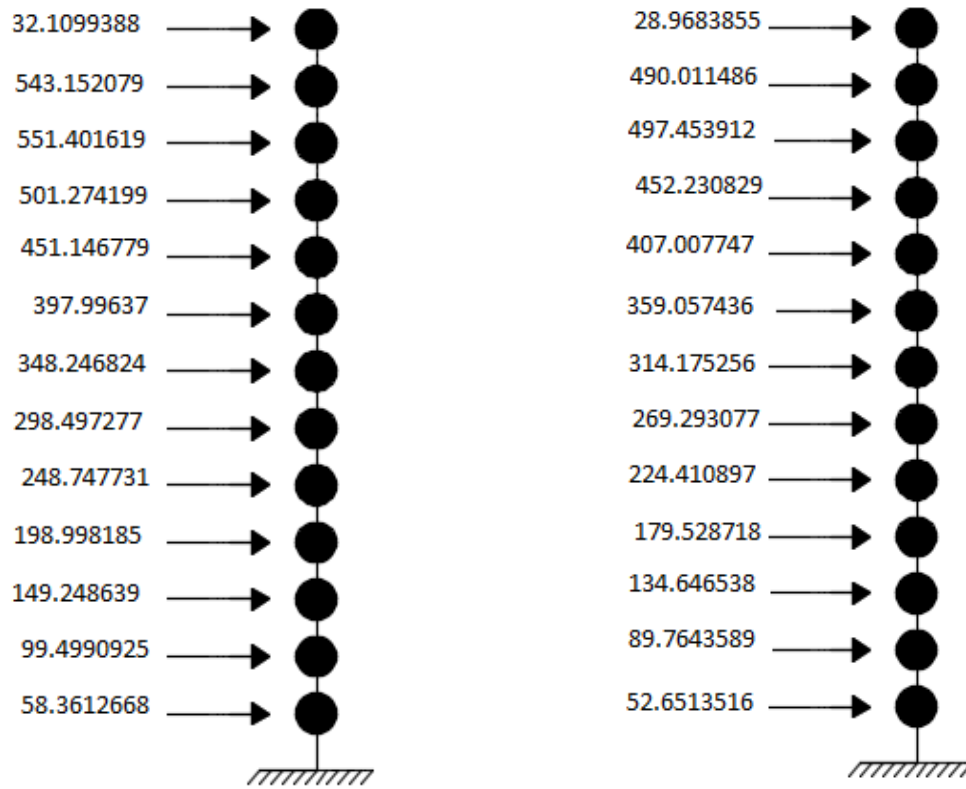
Tab.IV.9. Distribution de la résultante des forces sismiques selon y.

**IV.11. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur**

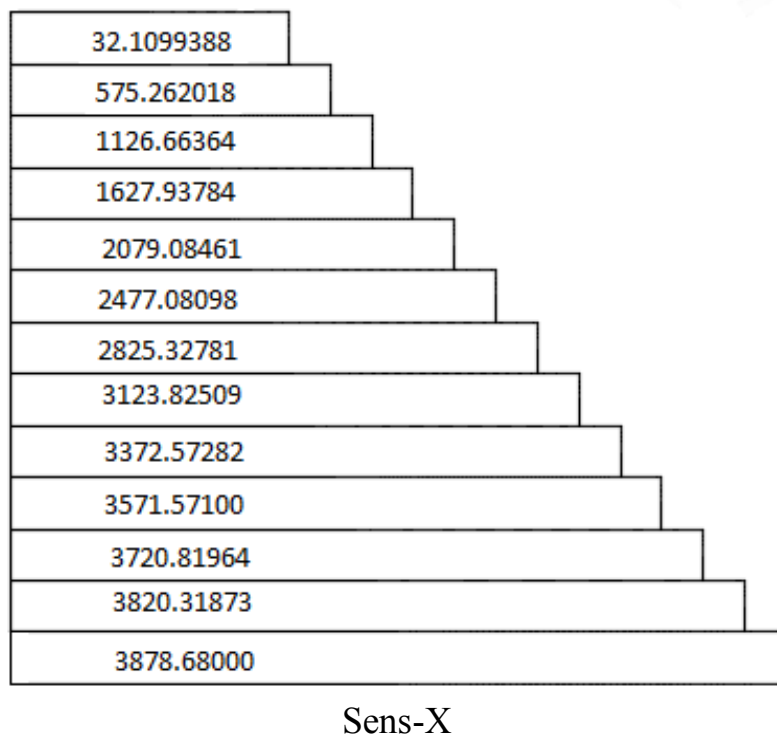
$$V_K = F_t + \sum_k^n F_i.$$

| NIVEAU            | F <sub>tx</sub> | F <sub>Xi (KN)</sub> | V <sub>Xi (KN)</sub> | F <sub>ty</sub> | F <sub>Yi (KN)</sub> | V <sub>Yi (KN)</sub> |
|-------------------|-----------------|----------------------|----------------------|-----------------|----------------------|----------------------|
|                   | 0               | 32.1099388           | 32.1099388           | 183             | 28.9683855           | 211.968386           |
| 11 <sup>ème</sup> | 0               | 543.152079           | 575.262018           | 183             | 490.011486           | 701.979872           |
| 10 <sup>ème</sup> | 0               | 551.401619           | 1126.66364           | 183             | 497.453912           | 1199.43378           |
| 9 <sup>ème</sup>  | 0               | 501.274199           | 1627.93784           | 183             | 452.230829           | 1651.66461           |
| 8 <sup>ème</sup>  | 0               | 451.146779           | 2079.08461           | 183             | 407.007747           | 2058.67236           |
| 7 <sup>ème</sup>  | 0               | 397.99637            | 2477.08098           | 183             | 359.057436           | 2417.7298            |
| 6 <sup>ème</sup>  | 0               | 348.246824           | 2825.32781           | 183             | 314.175256           | 2731.90505           |
| 5 <sup>ème</sup>  | 0               | 298.497277           | 3123.82509           | 183             | 269.293077           | 3001.19813           |
| 4 <sup>ème</sup>  | 0               | 248.747731           | 3372.57282           | 183             | 224.410897           | 3225.60903           |
| 3 <sup>ème</sup>  | 0               | 198.998185           | 3571.571             | 183             | 179.528718           | 3405.13774           |
| 2 <sup>ème</sup>  | 0               | 149.248639           | 3720.81964           | 183             | 134.646538           | 3539.78428           |
| 1 <sup>ier</sup>  | 0               | 99.4990925           | 3820.31873           | 183             | 89.7643589           | 3629.54864           |
| RDC               | 0               | 58.3612668           | 3878.680             | 183             | 52.6513516           | 3682.19999           |
| Sous-sol          |                 |                      |                      |                 |                      |                      |

*Tab.IV.10. La distribution de l'effort tranchant selon la hauteur*



*Fig.IV.6. Distribution des forces sismiques selon la hauteur*



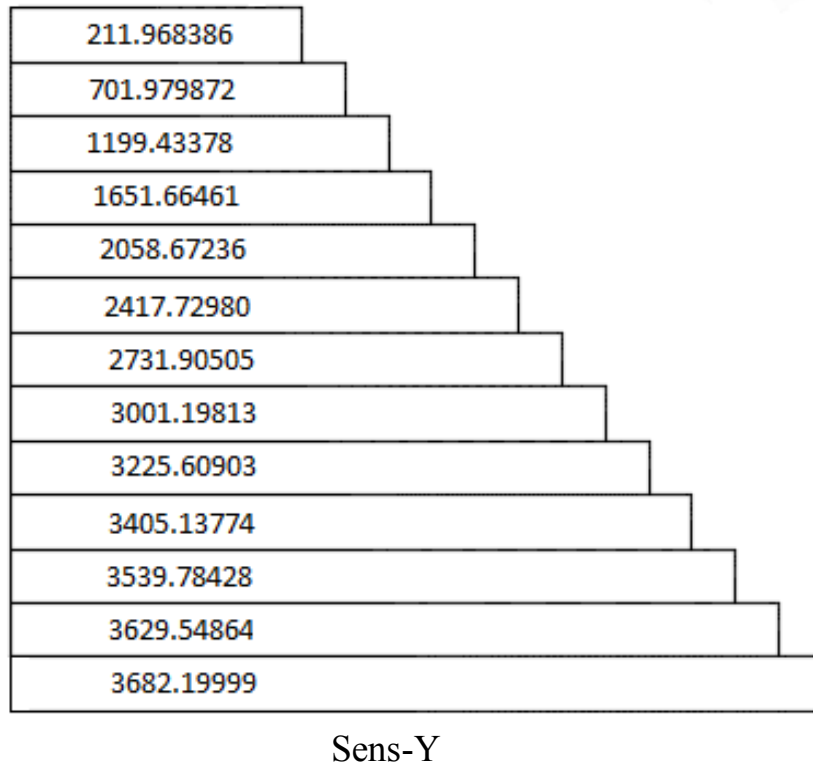


Fig.IV.7. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur

#### IV.12. Vérification des déplacements latéraux inters étage

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99 version 2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$

$\bar{\Delta} = h/100 = 3,06/100 = 0,0306m$  : le déplacement relatif admissible.

$$\Delta_x^k = R_x \Delta_{ex}^k \quad \Delta_y^k = R_y \Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Où :

$\Delta_{ex}^k$  : Correspond au déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (de la même manière on obtient  $\Delta_{ey}^k$  ).



$\delta_{ex}^k$  : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x, (de la même manière on obtient  $\delta_{ey}^k$ ).

R : est le coefficient de comportement.

- Le logiciel de calcul « ETABS » donne directement les valeurs suivantes :  $\Delta_{ex}^k$ ,  $\Delta_{ey}^k$
- Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges suivantes :

**G + Q + E.**

| STORY   | $\delta_x$ | $\delta_y$ | $\delta_x = \delta_{ex}^k \cdot R$ | $\delta_y = \delta_{ey}^k \cdot R$ | $\Delta x$ | $\Delta y$ | $\bar{\Delta}$ | OB  |
|---------|------------|------------|------------------------------------|------------------------------------|------------|------------|----------------|-----|
| STORY13 | 0.02292    | 0.021645   | 0.08022                            | 0.0757575                          | 0.00504    | 0.006216   | 0.0250         | C.V |
| STORY12 | 0.02148    | 0.019869   | 0.07518                            | 0.0695415                          | 0.00756    | 0.0058275  | 0.0306         | C.V |
| STORY11 | 0.01932    | 0.018204   | 0.06762                            | 0.063714                           | 0.00756    | 0.0066045  | 0.0306         | C.V |
| STORY10 | 0.01716    | 0.016317   | 0.06006                            | 0.0571095                          | 0.00756    | 0.006993   | 0.0306         | C.V |
| STORY9  | 0.015      | 0.014319   | 0.0525                             | 0.0501165                          | 0.00798    | 0.006993   | 0.0306         | C.V |
| STORY8  | 0.01272    | 0.012321   | 0.04452                            | 0.0431235                          | 0.00798    | 0.0073815  | 0.0306         | C.V |
| STORY7  | 0.01044    | 0.010212   | 0.03654                            | 0.035742                           | 0.00798    | 0.0073815  | 0.0306         | C.V |
| STORY6  | 0.00816    | 0.008103   | 0.02856                            | 0.0283605                          | 0.00756    | 0.0073815  | 0.0306         | C.V |
| STORY5  | 0.006      | 0.005994   | 0.021                              | 0.020979                           | 0.00672    | 0.0066045  | 0.0306         | C.V |
| STORY4  | 0.00408    | 0.004107   | 0.01428                            | 0.0143745                          | 0.00588    | 0.0058275  | 0.0306         | C.V |
| STORY3  | 0.0024     | 0.002442   | 0.0084                             | 0.008547                           | 0.00504    | 0.0050505  | 0.0306         | C.V |
| STORY2  | 0.00096    | 0.000999   | 0.00336                            | 0.0034965                          | 0.00294    | 0.0027195  | 0.0306         | C.V |
| STORY1  | 0.00012    | 0.000222   | 0.00042                            | 0.000777                           | 0.00042    | 0.000777   | 0.0306         | C.V |

*Tab.IV.11. Vérification des déplacements.*

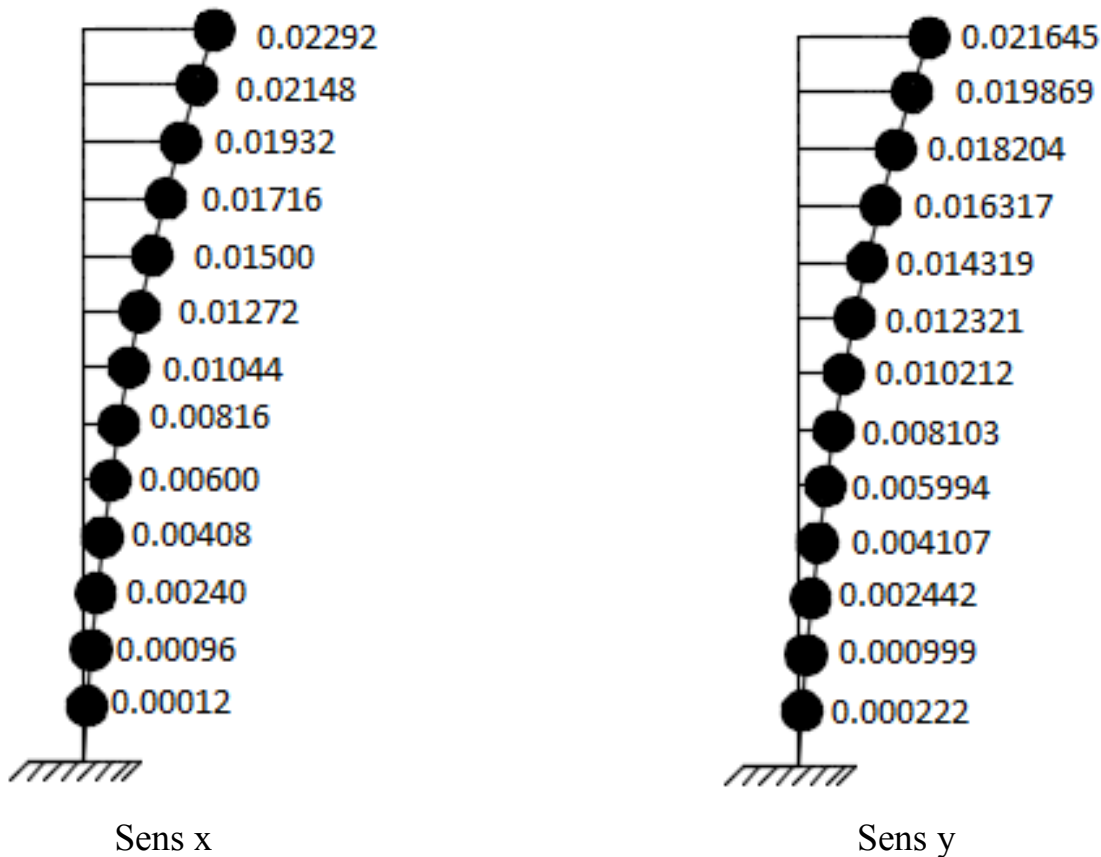


Fig.IV.8. Les déplacements horizontaux selon les deux directions

### IV.13. Justification vis à vis de l'effet P-Δ

L'effet du 2ème ordre (ou effet **P-Δ**) peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour chaque niveau :  $\Theta = \frac{P_K \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$

$P_K$ : poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

$h_k$ : hauteur de l'étage k

Si :  $0.1 < \Theta_k < 0.2$  les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur  $1 / (1 - \Theta_k)$ .

Si :  $\Theta_k > 0.2$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

➤ **Sens longitudinal**

| Étages   | W <sub>i</sub> (KN) | P <sub>i</sub> (KN) | Δ <sub>i</sub> (m) | V <sub>ix</sub> (KN) | h <sub>i</sub> (m) | θ          |
|----------|---------------------|---------------------|--------------------|----------------------|--------------------|------------|
| 11       | 222.687981          | 222.687981          | 0.00504            | 32.1099388           | 39.22              | 0.00089121 |
| 10       | 4023.31154          | 4245.99952          | 0.00756            | 575.262018           | 36.72              | 0.00151961 |
| 9        | 4455.72947          | 8701.72899          | 0.00756            | 1126.66364           | 33.66              | 0.00173468 |
| 8        | 4455.72947          | 13157.4585          | 0.00756            | 1627.93784           | 30.60              | 0.0019968  |
| 7        | 4455.72947          | 17613.1879          | 0.00798            | 2079.08461           | 27.54              | 0.00245474 |
| 6        | 4422.14101          | 22035.3289          | 0.00798            | 2477.08098           | 24.48              | 0.00289982 |
| 5        | 4422.14101          | 26457.47            | 0.00798            | 2825.32781           | 21.42              | 0.00348869 |
| 4        | 4422.14101          | 30879.611           | 0.00756            | 3123.82509           | 18.36              | 0.00407037 |
| 3        | 4422.14101          | 35301.752           | 0.00672            | 3372.57282           | 15.30              | 0.00459741 |
| 2        | 4422.14101          | 39723.893           | 0.00588            | 3571.571             | 12.24              | 0.00534304 |
| 1        | 4422.14101          | 44146.034           | 0.00504            | 3720.81964           | 9.18               | 0.0065139  |
| RDC      | 4422.14101          | 48568.175           | 0.00294            | 3820.31873           | 6.12               | 0.00610728 |
| Sous-sol | 5187.62021          | 53755.7952          | 0.00042            | 3878.680             | 3.06               | 0.00190226 |

Tab.IV.12. Justification vis à vis de l'effet P-Δ Sens longitudinal

➤ **Sens transversal**

| Étages   | W <sub>i</sub> (KN) | P <sub>i</sub> (KN) | Δ <sub>i</sub> (m) | V <sub>iy</sub> (KN) | h <sub>i</sub> (m) | θ          |
|----------|---------------------|---------------------|--------------------|----------------------|--------------------|------------|
| 11       | 222.687981          | 222.687981          | 0.006216           | 211.968386           | 39.22              | 0.00016651 |
| 10       | 4023.31154          | 4245.99952          | 0.0058275          | 701.979872           | 36.72              | 0.00095992 |
| 9        | 4455.72947          | 8701.72899          | 0.0066045          | 1199.43378           | 33.66              | 0.00142349 |
| 8        | 4455.72947          | 13157.4585          | 0.006993           | 1651.66461           | 30.60              | 0.00182051 |
| 7        | 4455.72947          | 17613.1879          | 0.006993           | 2058.67236           | 27.54              | 0.00217245 |
| 6        | 4422.14101          | 22035.3289          | 0.0073815          | 2417.7298            | 24.48              | 0.00274818 |
| 5        | 4422.14101          | 26457.47            | 0.0073815          | 2731.90505           | 21.42              | 0.0033374  |
| 4        | 4422.14101          | 30879.611           | 0.0073815          | 3001.19813           | 18.36              | 0.00413665 |
| 3        | 4422.14101          | 35301.752           | 0.0066045          | 3225.60903           | 15.30              | 0.00472425 |
| 2        | 4422.14101          | 39723.893           | 0.0058275          | 3405.13774           | 12.24              | 0.00555415 |
| 1        | 4422.14101          | 44146.034           | 0.0050505          | 3539.78428           | 9.18               | 0.0068613  |
| RDC      | 4422.14101          | 48568.175           | 0.0027195          | 3629.54864           | 6.12               | 0.00594616 |
| Sous-sol | 5187.62021          | 53755.7952          | 0.000777           | 3682.19999           | 3.06               | 0.00370696 |

Tab.IV.13. Justification vis à vis de l'effet P-Δ Sens transversal

On remarque que  $\theta_k < 0.1$  pour tous les niveaux on peut conclure donc que l'effet **P-Δ** peut être négligé.

#### IV.14. Vérification au renversement

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

$$M_r = \sum_i^n F_i \times h_i$$

$$M_{res} = \frac{W \times L}{2}$$

**W** : poids total du bâtiment.

|         | <b>L(m)</b> | <b>Moment résistant</b> | <b>Moment de renversement</b> | <b>Mrés/ Mren</b> |
|---------|-------------|-------------------------|-------------------------------|-------------------|
| Sens- X | 24.50       | 606494.9973             | 98609.656                     | 6.15 > 1.5        |
| Sens-Y  | 21.10       | 522328.3446             | 88961.9426                    | 5.87 > 1.5        |

*Tab.IV.14. Justification de la stabilité au renversement.*

Le bâtiment est stable suivant X et Y selon les exigences du RPA/2003, donc il y'a pas de risque de renversement.

#### IV.15. Vérification spécifique sous sollicitations normal (coffrage de poteau)

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA/99, dans le but d'éviter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme l'effort normal de compression est limiter par la condition suivante :

$$V = N_d / B_c \times f_{c28} \text{RPA99V2003, P50 (art 7.4.3)}$$

Avec :

**N<sub>d</sub>** : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

**B<sub>c</sub>** : Section du poteau.

**F<sub>c28</sub>** : La résistance caractéristique du béton a28 jours.

La Vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique (G+Q+ E) est représentée dans le tableau suivant :

| <b>Poteau</b>                          | <b>N<sub>d</sub> [KN]</b> | <b>B<sub>c</sub>[cm<sup>2</sup>]</b> | <b>f<sub>c28</sub> [MPa]</b> | <b>V &lt; 0.3</b> | <b>Observation</b> |
|--|---------------------------|--------------------------------------|------------------------------|-------------------|--------------------|
| Sous-sol + RDC                         | 2136.98                   | 55×55                                | 25                           | 0.28              | <b>C.V</b>         |
| 1 <sup>ier</sup> ... 8 <sup>ème</sup>  | 1770.31                   | 50×50                                | 25                           | 0.28              | <b>C.V</b>         |
| 8 <sup>ème</sup> ... 10 <sup>ème</sup> | 1198.56                   | 45×45                                | 25                           | 0.24              | <b>C.V</b>         |

*Tab.IV.15. Vérification des poteaux sous sollicitation normales*

#### **IV.16. Conclusion**

Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

# Chapitre V

---

**Ferrailage des éléments porteurs.**

# Chapitre V

## Ferrailage des éléments porteurs.

### V.1. Introduction

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ETABS 9.7**.

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

1. Compression simple.
  2. Traction simple.
  3. Flexion simple.
  4. Flexion composée.
- Les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
  - Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

### V.2. Ferrailage des portiques

#### V.2.1. Ferrailage des poutres

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Le ferrailage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

| Situation    | $\gamma_b$ | $\gamma_s$ | $F_{bu}(\text{MPa})$ | $F_{c28}(\text{MPa})$ | $\sigma_s(\text{MPa})$ |
|--------------|------------|------------|----------------------|-----------------------|------------------------|
| Durable      | 1.50       | 1.15       | 14.17                | 25                    | 348                    |
| Accidentelle | 1.15       | 1.00       | 18.48                | 25                    | 400                    |

*Tableau V.1. Coefficient de sécurité et contrainte des matériaux*

#### V.2.1.1. Combinaisons d'actions

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

➤ **Etat limite ultime**

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par :

$$1,35G+1,5Q$$

➤ **Etat limite de service**

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure. Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation :

$$G+Q$$

➤ **Etat limite accidentelle**

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation :

$$G+Q \pm E \dots\dots\dots \text{Selon RPA2003}$$

$$0.8G \pm E \dots\dots\dots \text{Selon RPA2003}$$

Donc les poutres seront ferrillées suivant les combinaisons :

❖ **1.35G + 1.5 Q** ..... Selon **BAEL93**

❖ **G + Q ± E** ..... Selon **RPA2003**

❖ **0.8G ± E** ..... Selon **RPA2003**

- La combinaison (1) : pour obtenir le moment en travée
- La combinaison (2) : pour obtenir le moment à la nappe supérieure
- La combinaison (3) : pour obtenir le moment à la nappe inférieure

Avec : **G** : charges permanentes.

**Q** : charges d'exploitation non pondérées.

**E** : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.



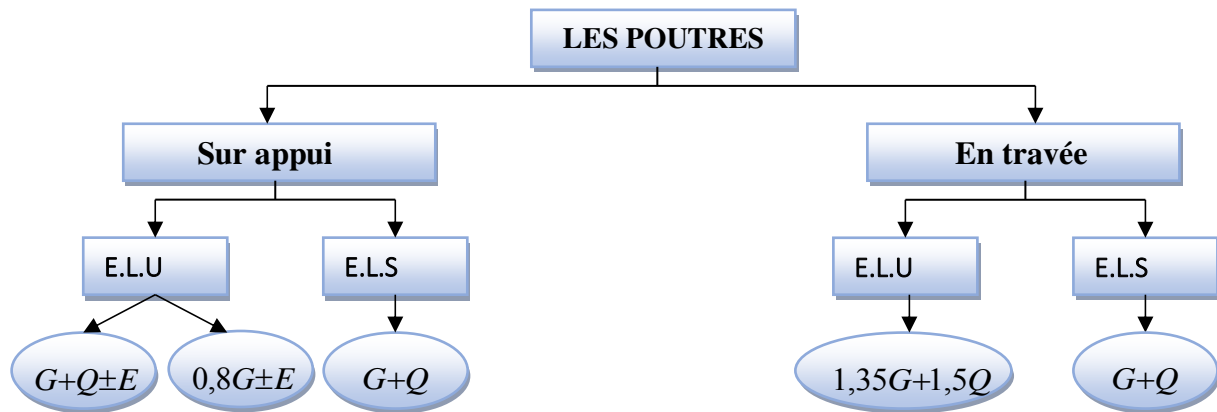


Fig.V.1. Les combinaisons de calcul

### V.2.1.2. Ferrailage des poutres principales (30\*45)

Pour le calcul du ferrailage les moments maximaux (en travée et sur appui) sont obtenus à l'aide du logiciel ETABS.9.7

$$M_{\text{Travée}} = 87.01 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{sup}} = 142.88 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{inf}} = 142.51 \text{ KN.m}$$

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

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

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

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

$$A_{st} = \frac{M}{z \times f_{su}}$$

| Position     | M <sub>max</sub><br>(KN.m) | B<br>(Cm) | d<br>(Cm) | f <sub>bu</sub><br>(Mpa) | μ     | α     | Z<br>(cm) | A <sub>s</sub><br>(Cm <sup>2</sup> ) | A <sub>s</sub><br>(Adopté)<br>(m <sup>2</sup> ) |
|--------------|----------------------------|-----------|-----------|--------------------------|-------|-------|-----------|--------------------------------------|---|
| Travée       | 87.01                      | 30        | 42        | 14.2                     | 0.115 | 0.153 | 39.43     | 6.34                                 | 7.7   |
| Appui<br>Sup | 142.88                     | 30        | 42        | 18.48                    | 0.146 | 0.146 | 38.67     | 9.23                                 | 9.23  |
| Appui<br>inf | 142.51                     | 30        | 42        | 18.48                    | 0.146 | 0.146 | 38.67     | 9.21                                 | 9.23  |

*Tab.V.2. Calcul du ferrailage des poutres principales.*

❖ **Choix des barres**

En travée : **5T14** ⇒ A<sub>S adoptée</sub> = 7.7 cm<sup>2</sup>

Sur appui : nappe sup **6T14** ⇒ A<sub>S adoptée</sub> = 9.23cm<sup>2</sup>.

Nappe inf **6T14** ⇒ A<sub>S adoptée</sub> = 9.23cm<sup>2</sup>.

❖ **Vérification du ferrailage des poutres principales**

➤ **Section minimale (RPA) :**(art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 0,5\% \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{(C.V)}$$

➤ **Section maximale (RPA) :** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

- 4 % b × d en zone courante (A<sub>s max</sub> = 4% × 30 × 42 = 50.4 cm<sup>2</sup>) ..... (C.V)

- 6 % b × d en zone de recouvrement (A<sub>s max</sub> = 6% × 30 × 42 = 75.6 cm<sup>2</sup>) ..... (C.V)

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.023bd f_{c28}}{f_c} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \dots \dots \dots \text{(C.V)}$$

❖ **Vérification à L'ELU**

➤ **La vérification de la contrainte de cisaillement**

Fissuration non préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

$$T_{\max} = 175.704 \text{ KN}$$

Avec : b = 30cm ; d = 42cm

$$\tau_u = T_{\max} / b.d = 1.39 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

➤ **Calcul de la section des armatures transversales**

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi \right)$$

➤ **Choix du diamètre**

On a :

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{450}{35}; \frac{300}{10}; 14 \right) = 12.86 \text{ mm}$$

On prend : un cadre T8

➤ **Vérification de la section des armatures transversales**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPA} \right) = 0.69 \text{ MPA}$$

$$A_t f_e / b \times S_t \geq \max \left[ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow A_t \geq 0,69 \times 30 \times 37.8 / 400 = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{T8} = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,69 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

➤ **Espacement d'après le BAEL91**

$$S_{t1} \leq \min (0,9.d, 40 \text{ cm}) = 37.8 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq A_t f_e / 0,4.b = (2,01 \times 400) / (0,4 \times 30) = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1}, S_{t2}) = 37,8 \text{ cm}$$

➤ **Espacement suivant le RPA**

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min (h/4, 12\phi) = \min (45/4, 12 \times 1.4) = 11.25 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq h / 2 = 45 / 2 = 22.5 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

$$S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ En zone courante.}$$

➤ **La section minimale des armatures selon l'RPA**

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

➤ **Recouvrement des armatures longitudinales**

D'après le **RPA99V2003** la longueur minimale de recouvrement dans la **zone II** est de  $40\phi$ .

Poutres transversales :  $40\phi = 64\text{cm}$ .

❖ **Vérification à L'ELS**

➤ **La contrainte de compression du béton**

Nappe inférieure :  $A_t = 6T 14 = 9,23\text{cm}^2$ .

La position de l'axe neutre :

$$b.y^2 + 15A_s y - 30.d A_s = 0$$

$$30y^2 + 138.45y - 11629.8 = 0$$

$$y = 17.52\text{cm}$$

$$I = b.y^3 / 12 + 15. A_s. (d - y)^2 = 96413.4144\text{cm}^4$$

$$M_{\text{ser}} = 52.45\text{KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} = \frac{52.45 \times 10^6 \times 175.2}{96413.4144 \times 10^4} = 9.53\text{MPa} \leq \sigma_{\text{badm}} = 15\text{MPa}$$

❖ **Vérification de la flèche**

$$L = 5.20$$

**En travée** :  $A_s = 7,7\text{cm}^2$

$$h / L \geq 1 / 16 \Rightarrow 0.086 > 0,0625 \dots\dots\dots(\text{C.V}).$$

$$h / L \geq M_{t_{\text{ser}}} / 10M_0 \quad 0,086 > 0,085 \dots\dots\dots(\text{C.V}) .$$

$$A_s / b \times d \leq 4,2 / f_e \Rightarrow 0.006 < 0,0105 \dots\dots\dots (\text{C.V}).$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

**V.2.1.3. Ferrailage des poutres secondaire (40\*30)**

Pour le calcul du ferrailage les moments maximaux (en travée et sur appui) sont obtenus à l'aide du logiciel ETABS.9.7

$$M_{\text{Travée}} = 9.173\text{KN.m}$$

$$M_a^{sup} = 66.028 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{inf} = 75.858 \text{ KN.m}$$

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

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

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

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

$$A_{st} = \frac{M}{z \times f_{su}}$$

| Position     | M <sub>max</sub><br>(KN.m) | B<br>(Cm) | d (cm) | f <sub>bu</sub><br>(Mpa) | μ     | α     | Z<br>(Cm) | A <sub>s</sub><br>(Cm <sup>2</sup> ) | A <sub>s</sub><br>(Adopté)<br>(Cm <sup>2</sup> ) |
|--------------|----------------------------|-----------|--------|--------------------------|-------|-------|-----------|--------------------------------------|--|
| Travée       | 7.173                      | 30        | 37     | 14.2                     | 0.016 | 0.020 | 36.70     | 0.72                                 | 5.75   |
| Appui<br>sup | 66.028                     | 30        | 37     | 18.48                    | 0.087 | 0.114 | 35.31     | 4.67                                 | 5.75   |
| Appui<br>inf | 75.858                     | 30        | 37     | 18.48                    | 0.100 | 0.132 | 35.05     | 5.41                                 | 5.75   |

*Tab.V.3. Calcul du ferrailage des poutres principales.*

❖ **Choix des barres :**

En travée : **3HA14+1HA12** ⇒ A<sub>s adoptée</sub> = 5.75 cm<sup>2</sup>

Sur appui : nappe sup **3HA14+1HA12** ⇒ A<sub>s adoptée</sub> = 5.75cm<sup>2</sup>.

Nappe inf **3HA14+1HA12** ⇒ A<sub>s adoptée</sub> = 5.75cm<sup>2</sup>.

❖ **Vérification du ferrailage des poutres principales**

➤ **Section minimale (RPA):**(art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0,5\% \times 40 \times 30 = 6\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{(C.V)}$$

➤ **Section maximale (RPA) :** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

- 4 % b × d en zone courante (A<sub>s max</sub> = 4% × 30 × 42 = 44.4 cm<sup>2</sup>) ..... (C.V)

- 6 % b × d en zone de recouvrement (A<sub>s max</sub> = 6% × 30 × 42 = 66.6cm<sup>2</sup>)..... (C.V)

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.023bd f_{c28}}{f_e} = 1.59 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{\min}$  .....(C.V)

❖ **Vérification à L'ELU**

➤ **La vérification de la contrainte de cisaillement**

Fissuration non préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min(0,2f_{c28}/\gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

$T_{\max} = 36.41 \text{ KN}$

Avec :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 37 \text{ cm}$

$\tau_u = T_{\max} / b.d = 0.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ .....(C.V)

➤ **Calcul de la section des armatures transversales**

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi\right)$$

➤ **Choix du diamètre**

On a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 14\right) = 11.43 \text{ mm}$$

On prend : un cadre T8

➤ **Vérification de la section des armatures transversales**

$$\frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPA}\right) = 0.69 \text{ MPA}$$

$$A_t f_e / b \times S_t \geq \max\left[\frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPA}\right] \Rightarrow A_t \geq 0,4 \times 30 \times 33.3 / 400 = 0.99 \text{ cm}^2$$

Soit : **4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup> > 0.99 cm<sup>2</sup>** .....(C.V)

➤ **Espacement d'après le BAEL91**

$$S_{t1} \leq \min(0,9.d, 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq A_t f_e / 0,4 . b = (2,01 \times 400) / (0,4 \times 30) = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}, S_{t2}) = 33,3 \text{ cm}$$

➤ **Espacement suivant le RPA**

En zone nodale :  $S_t \leq \min (h/4, 12 \phi) = \min (40/4, 12 \times 1.4) = 10\text{cm}$

En zone courante :  $S_t \leq h / 2 = 40 / 2 = 20\text{cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10\text{cm}$  ... .. En zone nodale.

$S_t = 15\text{cm}$  ... .. En zone courante.

➤ **La section minimale des armatures selon l’RPA**

$$A_{t \min} = 0,003.S_t.b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 1,35\text{cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

➤ **Recouvrement des armatures longitudinales**

D’après le **RPA99V2003** la longueur minimale de recouvrement dans la **zone II** est de  $40 \phi$ .

Poutres transversales :  $40 \phi = 64\text{cm}$ .

❖ **Vérification à L'ELS**

➤ **La contrainte de compression du béton**

Nappe inférieure :  $A_t = 5.75$

La position de l’axe neutre :

$$b.y^2 + 15A_s y - 30.d A_s = 0$$

$$30y^2 + 138.45y - 11629.8 = 0$$

$$y = 14.16\text{cm}$$

$$I = b.y^3 / 12 + 15. A_s. (d - y)^2 = 2091.55624\text{cm}^4$$

$$M_{\text{ser}} = 17.95\text{KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} = \frac{17.95 \times 10^6 \times 141.6}{52091.55624 \times 10^4} = 4.88\text{MPa} \leq \sigma_{\text{badm}} = 15 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification de la flèche**

**L= 4.6m**

**En travée :  $A_s = 5.75\text{cm}^2$ .**

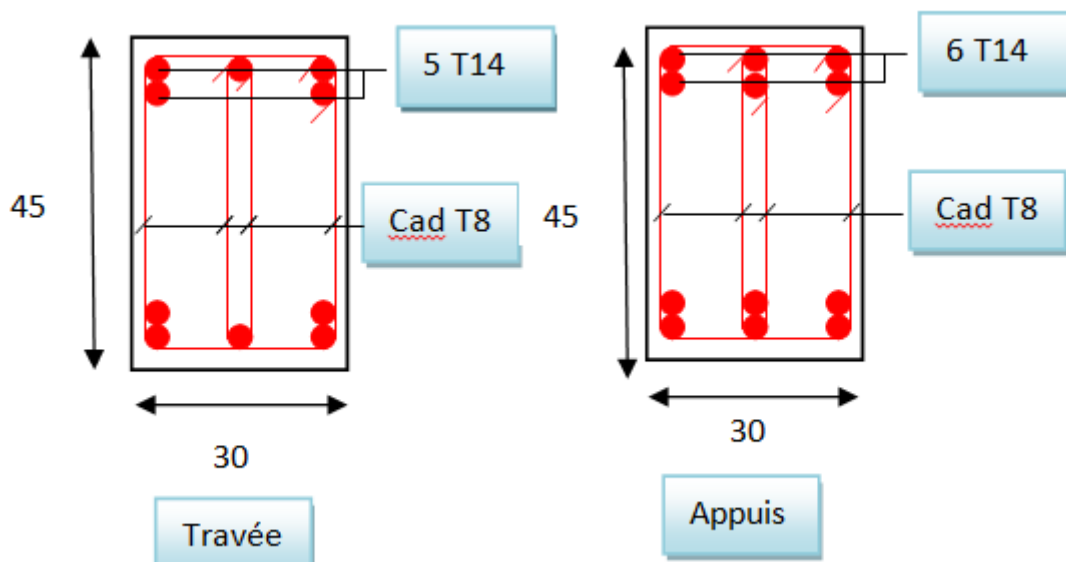
$h / L \geq 1 / 16 \Rightarrow 0,087 > 0,0625 \dots\dots\dots(\text{C.V.})$

$h / L \geq M_{t_{\text{ser}}} / 10M_0 \Rightarrow 0,087 > 0,085 \dots\dots\dots(\text{C.V.})$

$A_s / b \times d \leq 4,2 / f_e \Rightarrow 0,005 < 0,0105 \dots\dots\dots (\text{C.V.})$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

**V.2.1.4. Schéma de ferrailage des poutres**



*Fig.V.2. Schéma de ferrailage des poutres principales*



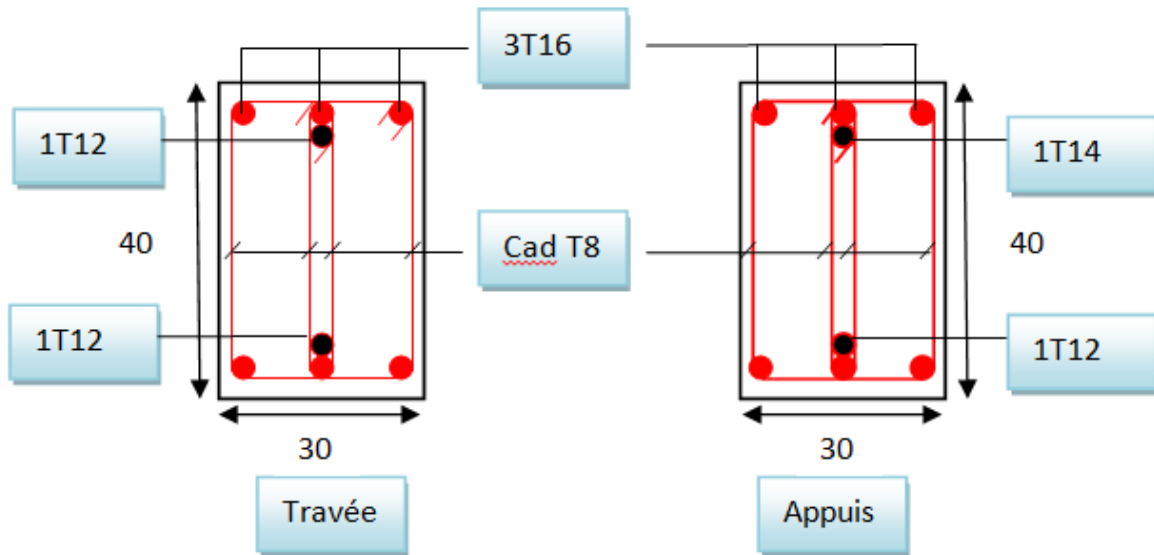


Fig.V.3. Schéma de ferrailage des poutres secondaires

## V.2.2. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée avec des fissurations peu nuisibles.

### V.2.2.1. Combinaison de ferrailage des Poteaux

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

- Selon BAEL 91 : Situation durable

$$1,35G+1,5Q \quad \text{: pour obtenir les efforts normale}$$

- Selon les R.P.A 99 : Situation accidentelle (article 5.2 page 49)

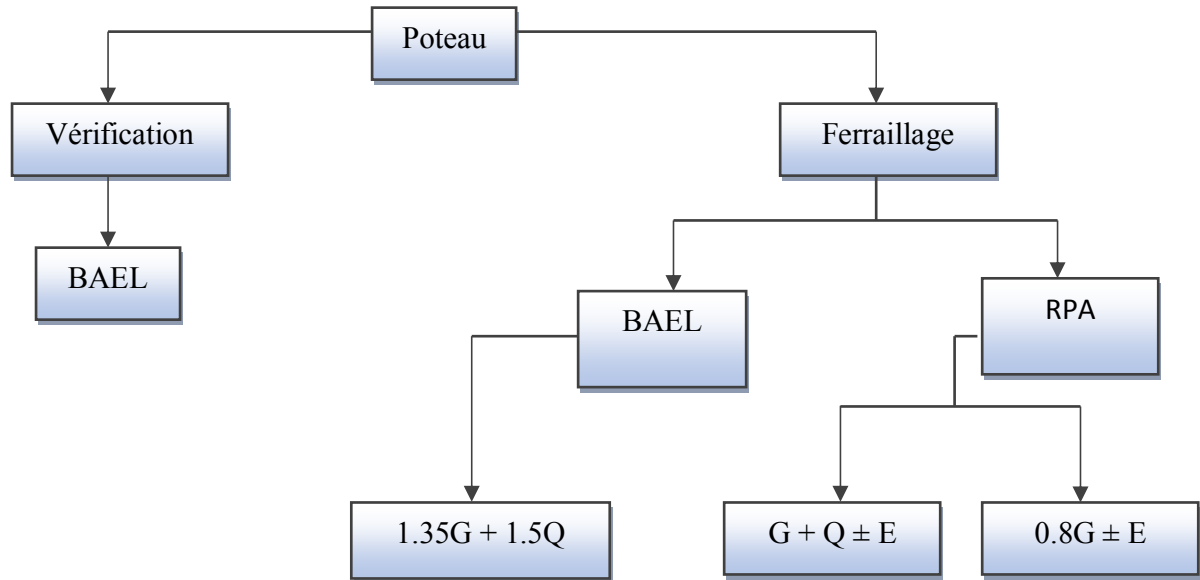
$$0,8G \pm E \quad \text{: pour obtenir les efforts tranchants.}$$

$$G + Q \pm E \quad \text{: pour obtenir les moments fléchissant.}$$

Avec :G: charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

**E** : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.



*Fig.V.4. Schéma des Combinaisons de ferrailage des Poteaux*

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

$M_{max}$  ———>  $N$  correspondant.

$N_{max}$  ———>  $M$  correspondant.

$N_{min}$  ———>  $M$  correspondant.

#### V.2.2.2. Recommandation du RPA 99/version 2003

➤ **Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage minimum est de 0.8%(zone II).
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone II)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$

➤ **Armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul

$h_1$  : hauteur totale de la section brute

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

$\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à **2.50** si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à **5** et à **3.75** dans le cas contraire.

$T$  : est l'espacement des armatures transversales

Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

❖ **Dans la zone nodale :**

$$\hookrightarrow t \leq \text{Min}(10\phi_1; 15\text{cm}). \text{En zone II}$$

❖ **dans la zone courante :**

$$\hookrightarrow t' \leq 15\phi_1 \quad \text{En zone II}$$

Où  $\phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t/t \cdot b_1$  en % est donnée comme suit

$$\Leftrightarrow \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0,3\%$$

$$\Leftrightarrow \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0,8\%$$

$$\Leftrightarrow \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 : \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes}$$

Avec :  $\lambda_g$  est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec **a** et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

### V.2.2.3. Ferrailage des poteaux

Les poteaux seront ferrailés à partir des résultats obtenus de l'analyse dynamique qui a été effectuée par le logiciel « ETABS »

Nous avons retenu un type pour l'étude du ferrailage des poteaux.

#### Sollicitation des poteaux

Le résumé des sollicitations données par le logiciel ETABS.

| Les niveaux                          | Les sections | ELU           |                  | G+Q+E           |                | 0.8G+E        |                  |
|--------------------------------------|--------------|---------------|------------------|-----------------|----------------|---------------|------------------|
|                                      |              | $N_{max}(KN)$ | $M_{corr}(KN.m)$ | $M_{max}(KN.m)$ | $N_{corr}(KN)$ | $N_{min}(KN)$ | $M_{corr}(KN.m)$ |
| Sous-sol+<br>RDC                     | 55×55        | 2080.392      | 2.9088           | 58.6956         | 1261.68        | 1292.844      | 7.7688           |
| 1 <sup>ier</sup> ...8 <sup>ème</sup> | 50×50        | 1865.856      | 22.5564          | 47.7348         | 752.748        | 1177.98       | 11.7156          |
| 8 <sup>ème</sup> 10 <sup>ème</sup>   | 45×45        | 354.84        | 4.0476           | 10.3968         | 282.66         | 201.588       | 8.094            |

*Tab.V.4. Résultats de sollicitation des poteaux*

#### Calcul de la section

| Les niveaux                           | Poteau | M(KN)   | N(KN)   | AS <sub>cal</sub> | N.S | AS <sub>min</sub> | AS <sub>min</sub> | AS adopt          |
|---------------------------------------|--------|---------|---------|-------------------|-----|-------------------|-------------------|-------------------|
|                                       |        |         |         |                   |     | (BAEL)            | (RPA)             |                   |
| Sous-sol+<br>RDC                      | 55×55  | 58.6956 | 1261.68 | 0                 | E.C | 6.05              | 24.2              | 16HA14=24.64      |
| 1 <sup>ier</sup> ...8 <sup>ème</sup>  | 50×50  | 47.7348 | 752.748 | 0                 | E.C | 5                 | 20                | 4HA16+8HA14=20.36 |
| 8 <sup>ème</sup> ...10 <sup>ème</sup> | 45×45  | 10.3968 | 282.66  | 0                 | E.C | 4.05              | 16.2              | 4HA16+8HA12=18.88 |

*Tab.V.5. Calcul du ferrailage des poteaux.*

**V.2.2.4. Vérification de ferrailage des poteaux**

➤ **Les armatures longitudinales**

**Suivant le RPA**

- **La section minimale :**

La section minimale est de 0,8% de la section totale.

- **La section maximale:**

La section maximale est de 4% en zone courante, et de 6% en zone de recouvrement.

**Suivant les règles BAEL91 :**

- **La section minimale :**

$$A_{smin}=0.2 \%b*h$$

- **La section maximale :**

$$A_{max}=5 \%b*h$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

| Section | RPA :             | A <sub>MAX</sub> | A <sub>MAX</sub> | BAEL91:           | A <sub>S</sub> MAX | A <sub>S</sub> DOP | A <sub>S</sub> <A <sub>max</sub> |
|---------|-------------------|------------------|------------------|-------------------|--------------------|--------------------|----------------------------------|
|         | A <sub>SMIN</sub> | 4%bh             | 6%bh             | A <sub>SMIN</sub> |                    |                    | A <sub>S</sub> ≥A <sub>min</sub> |
| 55x55   | 24.2              | 121              | 181.5            | 6.05              | 151.25             | 24.64              | C.V                              |
| 50x50   | 20                | 100              | 150              | 5                 | 125                | 20.36              | C.V                              |
| 45x45   | 16.2              | 81               | 121.5            | 4.05              | 101.25             | 18.88              | C.V                              |

*Tab.V.6. Vérification de ferrailage des poteaux.*

➤ **Vérification à l'ELU**

**Vérification vis-à-vis à l'effort tranchant**

❖ **D'après le BAEL**

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPA\right) = 3,33MPA ; \tau = \frac{T_{max}}{b d}$$

Les résultats sont resumés dans le tableau suivant:

| <b>b×h</b> | <b>T<sub>max</sub></b> | <b>τ<sub>u</sub></b> | <b>τ<sub>u</sub> ≤ τ<sub>u lim</sub></b> |
|------------|------------------------|----------------------|--|
| 55×55      | 11.76                  | 0.041                | <b>C.V</b>                               |
| 50×50      | 33.708                 | 0.14                 | <b>C.V</b>                               |
| 45×45      | 41.880                 | 0.22                 | <b>C.V</b>                               |

*Tab.V.7. Vérification selon BAEL des efforts tranchant des poteaux*

**D’après l’RPA :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si : } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,05 \dots\dots\dots \text{si : } \lambda_g < 5$$

λ<sub>g</sub> : l’élancement géométrique

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| <b>b×h</b> | <b>L<sub>f</sub></b> | <b>λ<sub>g</sub> = L<sub>f</sub>/b</b> | <b>ρ<sub>d</sub></b> |
|------------|----------------------|--|----------------------|
| 55×55      | 2.14                 | 3.9                                    | 0.05                 |
| 50×50      | 2.14                 | 4.28                                   | 0.05                 |
| 45×45      | 2.14                 | 4.75                                   | 0.05                 |

*Tab.V.8. Vérification selon RPA.*

$$\tau_{u \text{ lim}} = \rho_d \times f_{c28} = 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.041 \text{ MPa} \leq \tau_{u \text{ lim}} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\tau_u = 0.14 \text{ MPa} \leq \tau_{u \text{ lim}} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\tau_u = 0.22 \text{ MPa} \leq \tau_{u \text{ lim}} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

❖ **Calcul des armatures transversales**

• **Choix du diamètre**

On a :

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l$$

$$\phi_t = \frac{1}{3} \times 20 = 6.66 \text{ mm}$$

On adopte des cadres : **T8**

$$S_t \leq \text{Min} (15 \phi_l, 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \text{Min} (18, 40 \text{ cm}; a 65 \text{ cm})$$

Soit: **S<sub>t</sub> = 15 cm**

• **Espacement des cadres d'après le RPA**

➤ **Dans la zone nodale**

$$S_t \leq \text{min} (10\phi_{l\text{min}}; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

On adopte : **S<sub>t</sub>=10cm**

➤ **Dans la zone courante**

$$S_t \leq 15\phi_{l\text{min}} = 18 \text{ cm}$$

On adopte : **S<sub>t</sub>=15cm**

❖ **Calcul la section d'armature transversale**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 \cdot f_e}$

**T<sub>u</sub>** : l'effort tranchant de calcul.

**h<sub>1</sub>** : hauteur totale de la section brute.

**f<sub>e</sub>** : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

**ρ<sub>a</sub>**: un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

**S<sub>t</sub>** : l'espacement des armatures transversales.

Selon le RPA99/version 2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :  $A_t/S_t = (\rho_a * T_u) / (h_t * f_c)$ .

$$\rho_a = 2.50 \dots \dots \dots \text{Si : } \rho_g > 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \dots \dots \dots \text{Si : } \rho_g \leq 5.$$

Dans la zone nodale :  $s_t = 10\text{cm}$ .

Dans la zone courante :  $s_t = 15\text{cm}$ .

La quantité d'armatures transversales minimale  $A'_t/S_t * b$  en % est donnée comme suit:

Si  $\lambda_g \geq 5 \dots \dots \dots 0.3\%$ .

Si  $\lambda_g < 3 \dots \dots \dots 0.8\%$ .

Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5 \dots \dots \dots$  interpoler entre les valeurs limitent précédentes.

| <b>b*h</b>   | <b>T<sub>MAX</sub></b> | <b>h<sub>i</sub></b> | <b><math>\rho_a</math></b> | <b>A<sub>t</sub></b> | <b>A<sub>t<sub>adop</sub></sub> (cm<sup>2</sup>)</b> |
|--------------|------------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|--|
| <b>55*55</b> | 11.76                  | 0.55                 | 2.5                        | 0.20                 | 2HA8=2.01  |
| <b>50*50</b> | 33.708                 | 0.50                 | 2.5                        | 0.63                 | 2HA8=2.01  |
| <b>45*45</b> | 41.880                 | 0.45                 | 2.5                        | 0.87                 | 2HA8=2.01  |

*Tab.V.9. Les armatures transversales des poteaux*

❖ **Détermination de la zone de recouvrement**

| <b>∅ (Mm)</b>   | <b>12</b> | <b>14</b> | <b>16</b> |
|-----------------|-----------|-----------|-----------|
| <b>40 ∅ (m)</b> | 0.48      | 0.56      | 0.64      |

*Tab.V.10. Longueur de recouvrement.*

❖ **Vérification de la contrainte à l'E.L.S**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite service.

- Les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de ( $N_{ser}, M_{ser}$ )
- La fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier.
- La contrainte du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$



- Les poteaux sont calculée en flexion composée, et pour calculée la contrainte  $\sigma_{bc}$  de chaque section il faut suivre l'organigramme de la flexion composée suivant à l'ELS

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

| $b \times h$ | $N_{ser}$ | $M_{ser}$ | $A_s(\text{cm}^2)$ | $\sigma_{bc}(\text{MPa})$ | $\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$ | $\sigma_{st}(\text{MPa})$ | $\bar{\sigma}_{st}(\text{MPa})$ |
|--------------|-----------|-----------|--------------------|---------------------------|---------------------------------|---------------------------|---------------------------------|
| 55x55        | 1164.42   | 11.0676   | 24.64              | 2.79                      | 15                              | 41.5                      | 201,63                          |
| 50x50        | 545.88    | 6.9528    | 20.36              | 1.64                      | 15                              | 24.6                      | 201.63                          |
| 45x45        | 258.768   | 3.4128    | 18.88              | 0.95                      | 15                              | 14                        | 201.63                          |

Tab.V.11. Croquis de ferrailage des poteaux

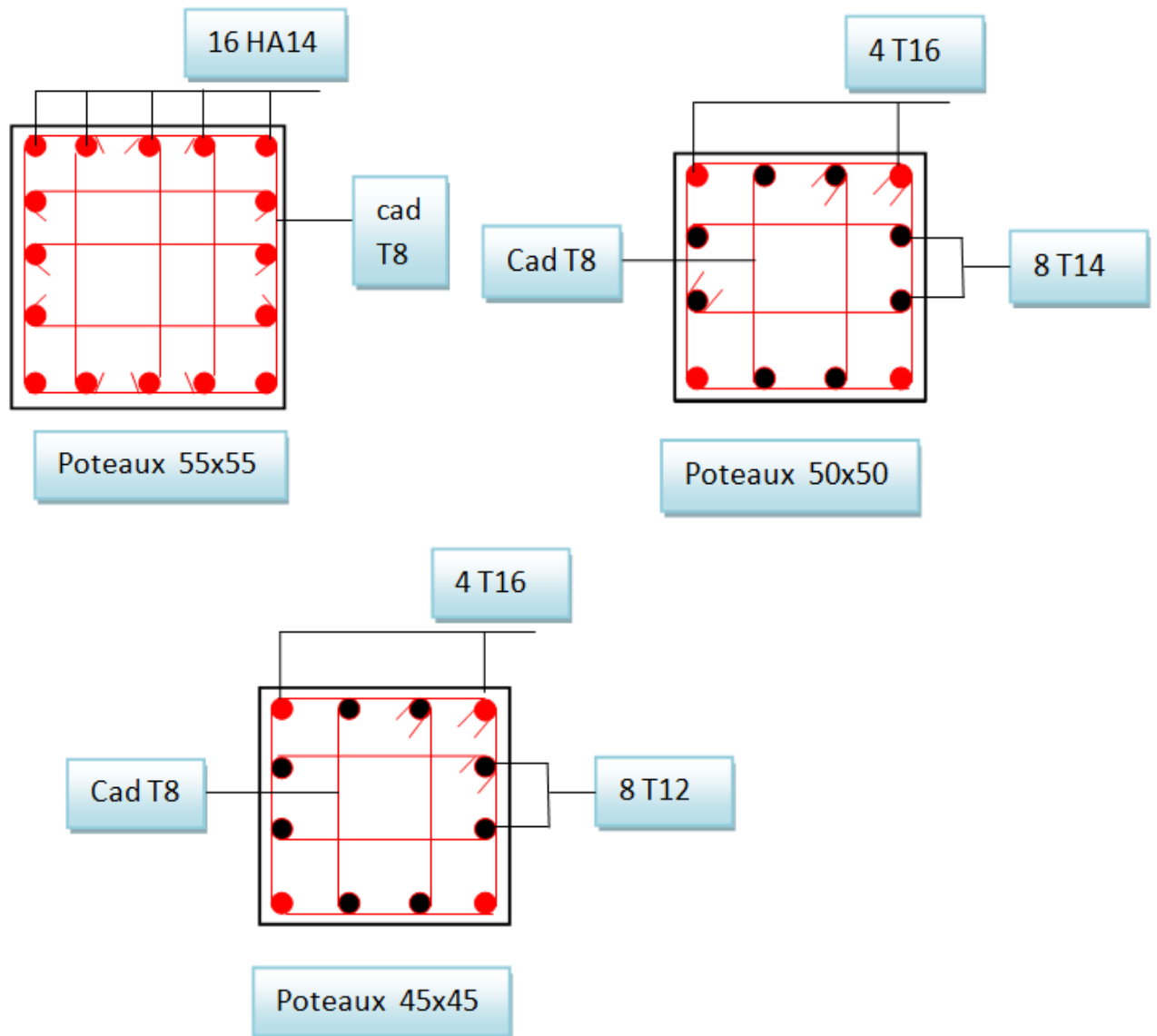


Fig.V.5. Schéma de ferrailage des poteaux

### V.3. Le ferrailage des voiles

#### V.3.1. Introduction

Le voile est un élément assurant la stabilité de l'ouvrage sous l'action des sollicitations horizontales essentiellement le vent et les forces d'origine sismique transmettant les charges verticales aux fondations. Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normale déterminée selon la combinaison comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismique. Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement **BAEL 91** et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien **RPA 99/version2003**.

#### La combinaison

Selon le règlement parasismique Algérienne (**RPA99/V2003**) les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations de calcul sont :

$$G+Q \pm E \quad \text{-----} \quad 1$$

$$0,8G \pm E \quad \text{-----} \quad 2$$

G, Q, E : sont respectivement les charges permanents, charges d'exploitations et sismiques

- La première combinaison utilisée pour la vérification de la résistance du béton à la compression
- La deuxième combinaison tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale, elle est utilisée pour le ferrailage du voile à la flexion composée.

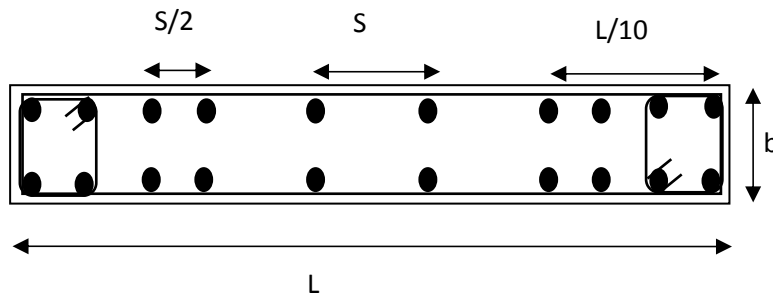
#### V.3.2. Prescriptions imposées par le RPA 99/version2003

##### ❖ Armatures verticales

Les voiles généralement soumis à une flexion composée, donc c'est possible de voir une zone tendue et l'autre comprimée. Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 20%. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile. Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales

doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. les barres verticales des derniers niveaux doivent être munies de crochets à la partie supérieure, toutes les autres barres (autres étages) avec des barres d'attentes (jonction par recouvrement).

L'espacement des barres doit être réduit à la moitié d'espacement courant, sur une longueur de  $\frac{l}{10}$ .



*Fig.V.6. Section transversale de voile*

#### ❖ Armatures horizontales

La même chose pour les armatures verticales, les armatures horizontales doivent respecter les prescriptions de **RPA99**. Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sous chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage au voisinage.

Elle doit être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de  $10\Phi$ .

#### ❖ Règles générales

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes (**Article 7.7.4.3 RPA**).

$$S \leq 1.5.e$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

e : épaisseur du voile

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins par quatre épingle à mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception

des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ❖ **40Φ** : pour les barres situées dans les zones tendues où le renversement du signe des efforts sont possibles.
- ❖ **20Φ** : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

### V.3.3. Ferrailage vertical

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur  $d$  est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(h_e; \frac{2L}{3}\right) \text{ Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

$L$  : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

### V.3.4. Etudes des sections

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possibles :

- ❖ Section entièrement comprimée « SEC ».
- ❖ Section entièrement tendue « SET ».
- ❖ Section partiellement comprimée « SPC ».

#### Méthode de RDM

On utilise dans cette méthode la formule de NAVIER BERNOULLI

#### 1) Section partiellement comprimée : (S P C)

$$\sigma_{A,B} = N / A \pm \frac{M.Y}{I}$$

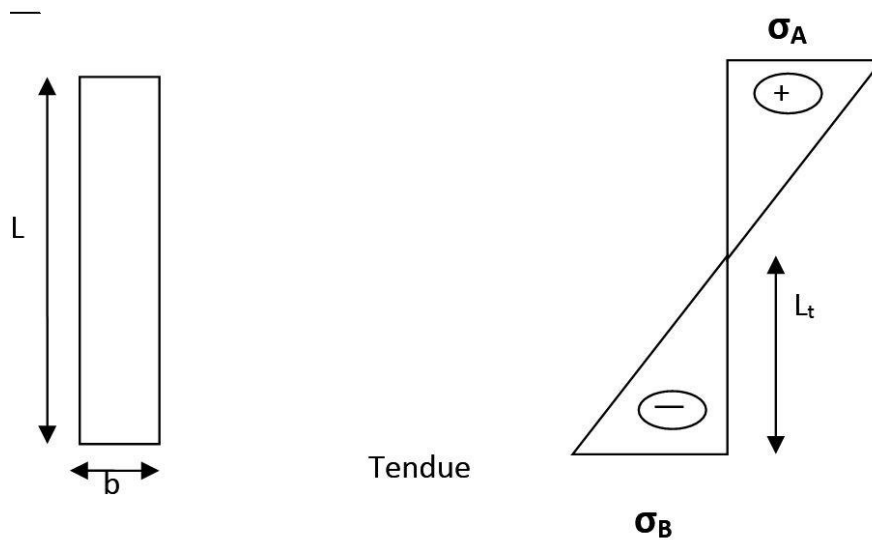


Fig.V.7. Section partiellement comprimée

A : surface

I : moment d'inertie

N : effort normal

M : moment de flexion

➤ Si :  $M > 0 \Rightarrow \sigma_A > 0$  et  $\sigma_B < 0$

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer «  $L_t$  » en utilisant les triangles semblables :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{(L - L_t)} \Rightarrow L_t = \frac{L \cdot \sigma_B}{(\sigma_B + \sigma_A)}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donnée par :

$$T = 0,5 \cdot \sigma_B \cdot L_t \cdot b$$

La section d'armatures nécessaires est

donnée par :

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$$

➤ Si :  $M < 0 \Rightarrow \sigma_A < 0$  et  $\sigma_B > 0$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{(L - L_t)} \Rightarrow$$

$$L_t = \frac{L \cdot \sigma_A}{(\sigma_B + \sigma_A)}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donnée par :

$$T = 0,5 \cdot \sigma_A L_t \cdot b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :  $A_{\text{cal}} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$

2) Section entièrement comprimée : (S E C)

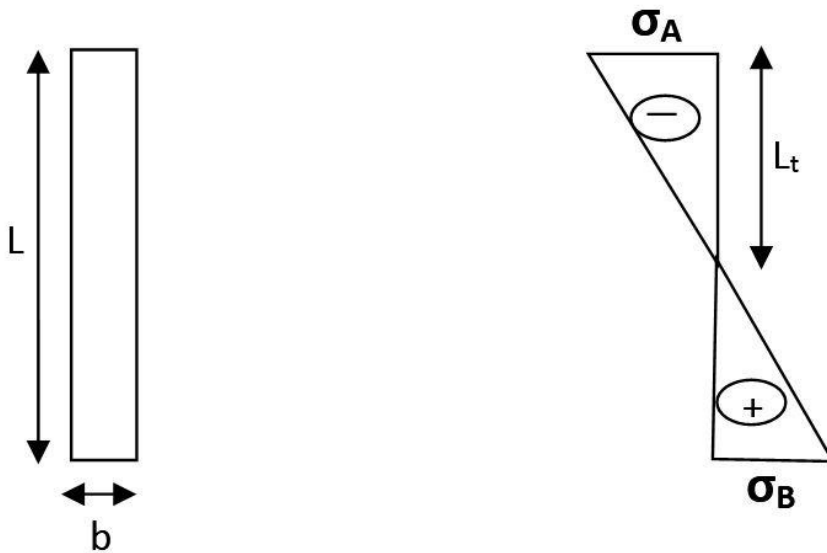
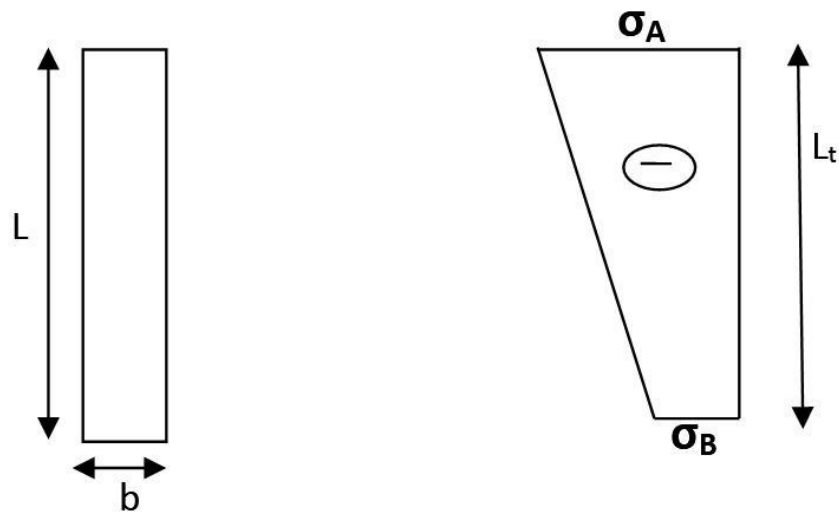


Fig.V.8. Section partiellement comprimée

Dans ce cas on a deux contraintes de compression ( $\sigma_A, \sigma_B$ ) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la qualité d'armatures nécessaire et exigée par le **RPA 99/V2003** (comme section minimale)

### 3) Section entièrement tendue :(S E T)



*Fig.V.9. Section entièrement tendue*

Dans ce cas on a deux contraintes de traction ( $\sigma_A, \sigma_B$ ) la longueur tendue est égale à « L »

$$\Rightarrow L = L_t$$

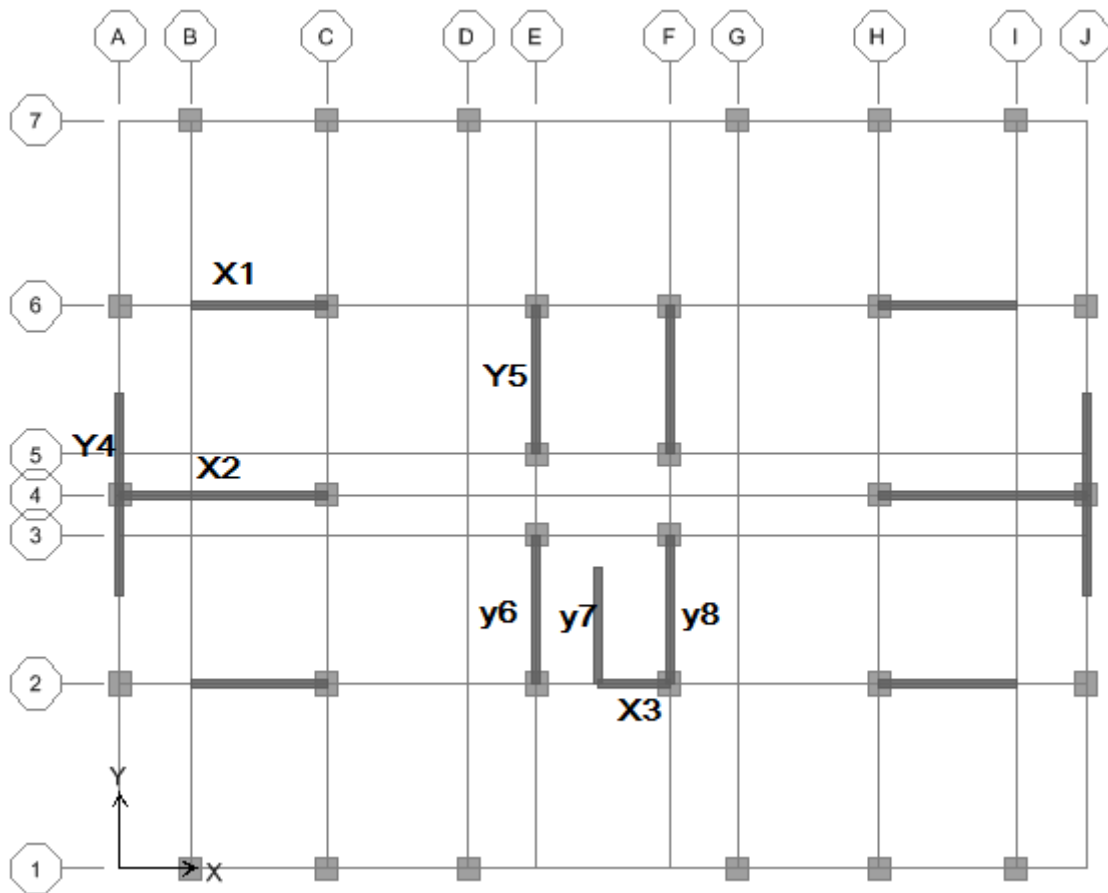
L'effort de traction est donnée par :

$$T = \left( \frac{3\sigma_A + \sigma_B}{2} \right) \times L \times b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$$

**V.3.5. Calcul de ferrailage voiles**



*Fig.V.10. Numérotation des voiles*

➤ **Exemple de calcul (Voile Vx<sub>1</sub>)**

Les données utilisées sont les suivantes :

$$L = 2.85\text{m}$$

$$I = 0.38581875\text{m}^4$$

$$S = 0.57\text{m}^2$$

$$B = 0.20\text{m}$$

$$M = 518.43327\text{KN.m}$$

$$N = 803.9175\text{KN}$$

Les valeurs à calculer sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{SUP}} = 3325.1859 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\text{INF}} = -504.422742 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$



⇒ On a deux contraintes de signe opposée, alors SPC.

$$L_t = \frac{L \cdot \sigma_{inf}}{\sigma_{sup} + \sigma_{inf}} = 0.3753921m$$

$$T = 0.50 \cdot \sigma_{INF} \cdot L_t \cdot b = 18.9356311KN.$$

$$A_{scal} = T \cdot \gamma S / f_e$$

$$A_{scal} = 0.47339078cm^2$$

➤ **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003**

D'après le RPA 99/version2003 (Art 7.7.4.1):  $A_{rpa} = 0,20\% b L_t$ .

b: Epaisseur du voile.

$L_t$  : Longueur de la section tendue.

$$A_{minRPA} = 1.50156838cm^2$$

$$A_{min} = 0.0015 \cdot b \cdot L = 8.55cm^2.$$

$$A_S = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min} ; A_{RPA}) = 8.55cm^2 /ml.$$

$$A_V = A_S / (2 \times L_t) = 0.113 cm^2$$

$$A_{Vtot} = 2 \times A_V \times L = 64.91cm^2$$

$$S_t \leq \min (1,5e; 30) = 30 cm \dots \dots \dots \text{ Soit:}$$

$$S_t = 20cm.$$

$$S_{ta} = S_t / 2 = 10 cm.$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**Sens XX**

| <b>Les voiles</b>                          | <b>Voile x1</b> | <b>Voile x2</b> | <b>Voile x3</b> |
|--|-----------------|-----------------|-----------------|
| $M_{\max}$                                 | 518.43327       | 2506.344        | 149.762         |
| $N_{\max}$                                 | 803.9175        | 2032.296        | 672.296         |
| b  | 0.2             | 0.2             | 0.2             |
| L  | 2.85            | 4.6             | 1.55            |
| Y  | 1.425           | 2.3             | 0.775           |
| $A=b \times L$                             | 0.57            | 0.92            | 0.31            |
| $I=b \times L^3/12$                        | 0.38581875      | 1.62226667      | 0.06206458      |
| $\sigma_{\text{SUP}}$ (KN/m)               | 3325.1859       | 5762.43516      | 4039.09636      |
| $\sigma_{\text{INF}}$ (KN/m)               | -504.422742     | -1344.40038     | 298.942352      |
| Nature de section                          | SPC             | SPC             | SEC             |
| $L_i$ (m)                                  | 0.3753921       | 0.87018219      | 1.55            |
| T(KN)                                      | 18.9356311      | 116.987327      | -               |
| $A_{\text{Scal}}$ (cm <sup>2</sup> )       | 0.47339078      | 2.92468318      | -               |
| $A_{\text{Srpa}}$ (cm <sup>2</sup> )       | 1.50156838      | 3.48072877      | 6.2             |
| $A_{\text{Smin}}$ (cm <sup>2</sup> )       | 8.55            | 13.8            | 4.65            |
| $A_v$ (cm <sup>2</sup> )                   | 0.113           | 0.079           | -               |
| $A_{V_{\text{tot}}}$ (cm <sup>2</sup> )    | 64.91           | 72.68           | 6.2             |
| $S_{\text{tcourant}}$                      | 15              | 20              | 20              |
| Barre courant                              | 16T20=50.27     | 18T20=56.55     | 6T12=6.79       |
| $S_{\text{tabout}}$                        | 7.5             | 10              | 10              |
| Barre about                                | 8T20=25.13      | 8T20=25.13      | 4T12=4.52       |
| $A_{V_{\text{adopté}}}$ (cm <sup>2</sup> ) | 75.40           | 81.68           | 11.31           |

*Tab.V.12. Résultats de ferrailage vertical des voiles longitudinaux*

**Sens YY**

| <b>Les voiles</b>                | <b>Voile y4</b> | <b>Voile y5</b> | <b>Voile y6</b> | <b>Voile y7</b> | <b>Voile y8</b> |
|----------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| $M_{max}$                        | 167.0028        | 857.1636        | 777.29526       | 334.5           | 854.772         |
| $N_{max}$                        | 78.468          | 1050.312        | 986.901         | 943.433         | 1077.96         |
| b                                | 0.20            | 0.20            | 0.2             | 0.20            | 0.20            |
| L                                | 2               | 3.15            | 3.15            | 2.90            | 3.15            |
| Y                                | 1               | 1.575           | 1.575           | 1.45            | 1.575           |
| $A=b \times L$                   | 0.4             | 0.63            | 0.63            | 0.58            | 0.63            |
| $I=b \times L^3/12$              | 0.13333333      | 0.52093125      | 0.5293125       | 0.40658333      | 0.52093125      |
| $\sigma_{SUP}$ (KN/m)            | 1448.691        | 4258.73741      | 3916.60857      | 2819.83098      | 4295.39229      |
| $\sigma_{INF}$ (KN/m)            | -1056.351       | -924.413605     | -783.589524     | 433.386266      | -873.297052     |
|                                  | SPC             | SPC             | SPC             | SEC             | SPC             |
| $L_t(m)$                         | 0.84337987      | 0.56180166      | 0.52514957      | 2.90            | 0.53222114      |
| T(KN)                            | 89.0905171      | 51.93371        | 41.15017        | -               | 46.4787149      |
| $A_{Scal}$ (cm <sup>2</sup> )    | 2.22726293      | 1.29834275      | 1.02875425      | -               | 1.16196787      |
| $A_{Sipa}$ (cm <sup>2</sup> )    | 3.37351949      | 2.24720665      | 2.10059827      | 11.6            | 2.12888454      |
| $A_{Smin}$ (cm <sup>2</sup> )    | 6               | 9.45            | 9.45            | 8.7             | 9.45            |
| $A_v$ (cm <sup>2</sup> )         | 0.035           | 0.084           | 0.089           | -               | 0.087           |
| $A_{Vtot}$ (cm <sup>2</sup> )    | 14              | 52.98           | 56.68           | 11.6            | 55.93           |
| $S_{tcourant}$                   | 20              | 15              | 17              | 20              | 15              |
| Barre courant                    | 8T14=12.32      | 20T16=40.21     | 14T20=43.98     | 10T12=11.31     | 20T16=40.21     |
| $S_{tabout}$                     | 10              | 7.5             | 8.5             | 10              | 17.5            |
| Barre about                      | 4T14=6.16       | 8T16=16.08      | 8T20=25.13      | 4T12=4.52       | 8T16=16.08      |
| $A_{Vadopté}$ (cm <sup>2</sup> ) | 18.48           | 56.29           | 69.11           | 15.83           | 56.29           |

*Tab.V.13. Résultats de ferrailage vertical des voiles transversaux*

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles**

La vérification de cisaillement se fait comme suite :

$$\hookrightarrow \tau_u = \frac{1.4V_{cal}}{b_0 d} \text{ Avec :}$$

**h** : la hauteur totale de la section brute.

**d**: hauteur utile=0,9.h

**b** : épaisseur du voile

**V** : effort tranchant

$$\bar{\tau} = \min(0,2f_{c28}, 5MPa) = 5MPa$$

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Les résultats des vérifications sont donnés par le tableau suivant :

| voiles          | V (KN)  | b(m) | L(m) | $\tau$ (MPA) | $\bar{\tau}$ (MPA) | $\tau \leq \bar{\tau}$ |
|-----------------|---------|------|------|--------------|--------------------|------------------------|
| V <sub>X1</sub> | 332.424 | 0.2  | 3.4  | 0.76         | 5                  | <b>C.V</b>             |
| V <sub>X2</sub> | 350.304 | 0.2  | 4.58 | 0.59         | 5                  | <b>C.V</b>             |
| V <sub>X3</sub> | 58.74   | 0.2  | 1.55 | 0.29         | 5                  | <b>C.V</b>             |

*Tab.V.14. Vérification de la contrainte de cisaillement XX*

| voiles          | V (KN)   | b(m) | L(m) | $\tau$ (MPA) | $\bar{\tau}$ (MPA) | $\tau \leq \bar{\tau}$ |
|-----------------|----------|------|------|--------------|--------------------|------------------------|
| V <sub>y4</sub> | 136.0416 | 0.2  | 2    | 0.53         | 5                  | <b>C.V</b>             |
| V <sub>y5</sub> | 159.0075 | 0.2  | 3.15 | 0.39         | 5                  | <b>C.V</b>             |
| V <sub>y6</sub> | 177.6666 | 0.2  | 3.15 | 0.44         | 5                  | <b>C.V</b>             |
| V <sub>y7</sub> | 164.2245 | 0.2  | 2.9  | 0.40         | 5                  | <b>C.V</b>             |
| V <sub>y8</sub> | 172.0611 | 0.2  | 3.15 | 0.42         | 5                  | <b>C.V</b>             |

*Tab.V.15. Vérification de la contrainte de cisaillement YY*

➤ **Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant**

La section  $A_t$  des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\Leftrightarrow \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28} K)}{0.9 f_e} \quad \text{C. B. A 93 Art A. 5. 1. 2. 3}$$

**K=0** en cas de fissuration jugée très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

**K=1** en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

**K= (1+3σ<sub>cm</sub>)/f<sub>c28</sub>** en flexion composée avec N, effort de compression.

**K= (1-10σ<sub>tm</sub>)/f<sub>c28</sub>** en flexion composée avec N, effort de traction.

**σ<sub>tm</sub>, σ<sub>cm</sub>** : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

D'autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est :

Pour :  $\tau \leq 0.0025 * f_{c28} = 0.625 \text{MPa}$ .....  $A_t = 0.0015 * b * L$ .

Pour:  $\tau > 0.0025 * f_{c28} = 0.625 \text{MPa}$ .....  $A_t = 0.0025 * b * L$ .

• **Exemple d'application : V<sub>X6</sub>**

Pas de reprise de bétonnage  $\alpha = 90^\circ$ .....  $K=0$ .

$St \leq \min (1.5 e; 30\text{cm})$  ..... (Art7.7.4.3 RPA99).

Soit  $S_t = 20\text{cm}$ .....  $A_t \geq 0.84\text{cm}^2$

• **Ferrailage minimal de RPA 99 :**

On a:  $\tau = 0.76 \text{MPa} > 0.625 \text{MPa}$ .....  $A_t = 0.25\% b * L = 17\text{cm}^2$ .

$A_t = \max (17; 0.84) \text{cm}^2 = 17\text{cm}^2$ .

ET:  $A_t(\text{ml/face}) = 17 / (2 * 3.40) = 2.5\text{cm}^2/\text{ml/face}$ .

Soit :  $A_{\text{adopt}}(\text{ml/face}) = 5T8 = 2.51\text{cm}^2$ .

| Voiles          | $\tau$<br>(MPa) | $S_t$<br>(m) | $b$<br>(m) | $A_{CBA}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{RPA}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_t$ (cm <sup>2</sup> /ml/face) | $A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> /ml /face) |
|-----------------|-----------------|--------------|------------|---------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|---|
| V <sub>X1</sub> | 0.76            | 0.2          | 0.2        | 0.84                            | 17                              | 2.5                              | 5HA8=2.51                               |
| V <sub>X2</sub> | 0.59            | 0.2          | 0.2        | 0.65                            | 13.74                           | 1.5                              | 5HA8=2.51                               |
| V <sub>X3</sub> | 0.29            | 0.2          | 0.2        | 0.32                            | 4.65                            | 1.5                              | 5HA8=2.51                               |

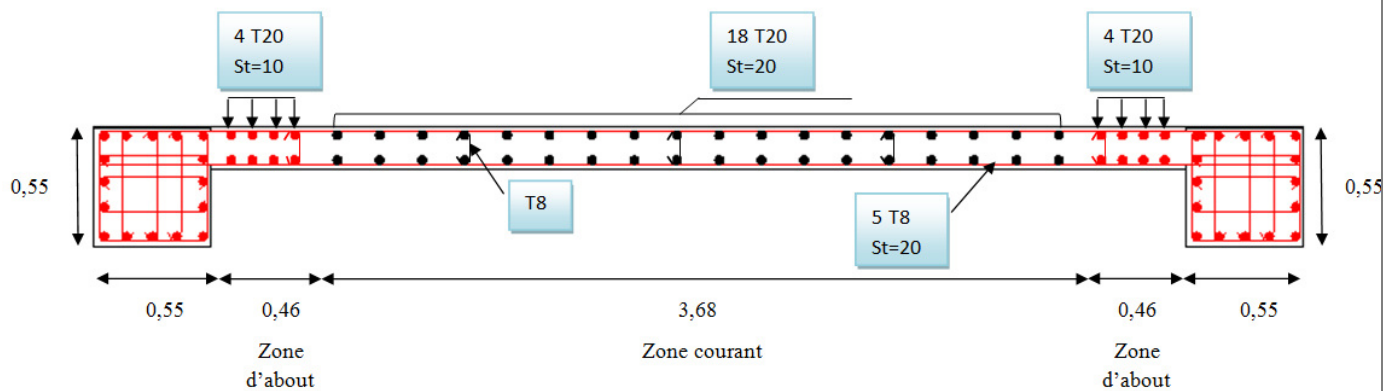
Tab.V.16. Ferrailage horizontal des voiles

| Voiles          | $\tau$<br>(MPa) | $S_t$<br>(m) | $b$<br>(m) | $A_{CBA}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{RPA}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_t$ (cm <sup>2</sup> /ml/face) | $A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> /ml /face) |
|-----------------|-----------------|--------------|------------|---------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|---|
| V <sub>y4</sub> | 0.53            | 0.2          | 0.2        | 0.58                            | 6                               | 1.5                              | 5HA8=2.51                               |
| V <sub>y5</sub> | 0.39            | 0.2          | 0.2        | 0.43                            | 9.45                            | 1.5                              | 5HA8=2.51                               |
| V <sub>y6</sub> | 0.44            | 0.2          | 0.2        | 0.49                            | 9.45                            | 1.5                              | 5HA8=2.51                               |
| V <sub>y7</sub> | 0.40            | 0.2          | 0.2        | 0.44                            | 8.7                             | 1.5                              | 5HA8=2.51                               |
| V <sub>y8</sub> | 0.42            | 0.2          | 0.2        | 0.46                            | 9.45                            | 1.5                              | 5HA8=2.51                               |

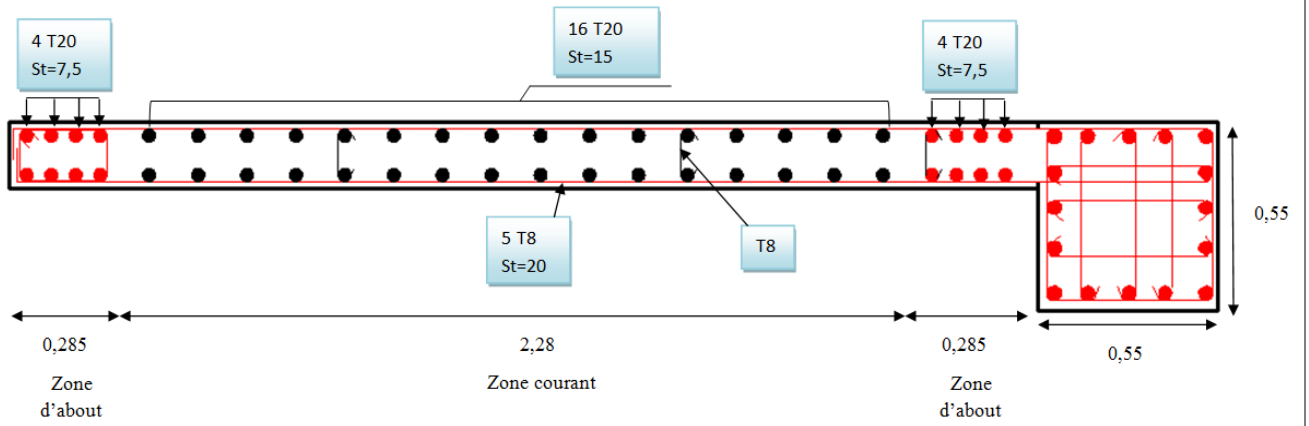
Tab.V.17. Ferrailage vertical des voiles

### VI.3.6. Le schéma de ferrailage

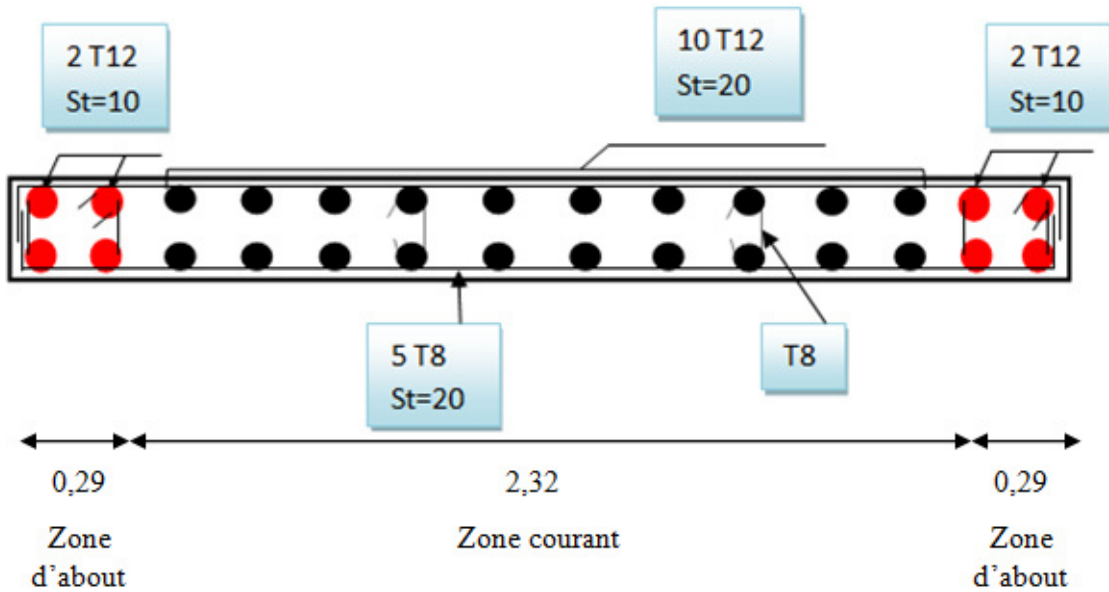
Voile X2 :



**Voile X1 :**



**Voile Y7 :**



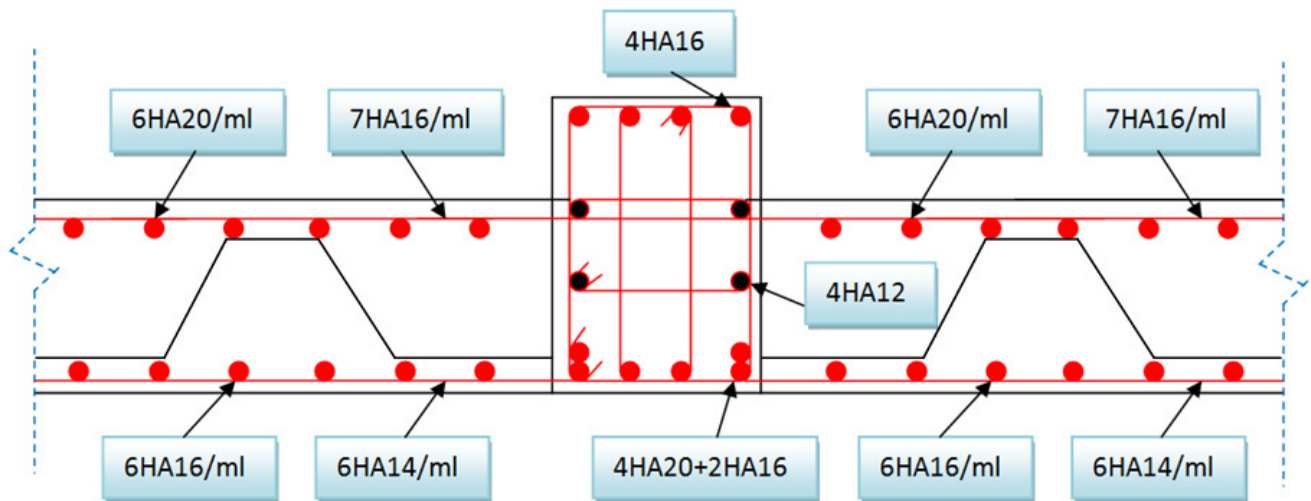
*Fig.V.11. Schéma de ferrailage des voiles*

# Chapitre VI

---

Etude de l'infrastructure





*Fig.VI.13. Schéma de ferrailage du radier général.*

## VI.5.9. Etude du voile périphérique

### VI.5.9.1. Pré dimensionnement

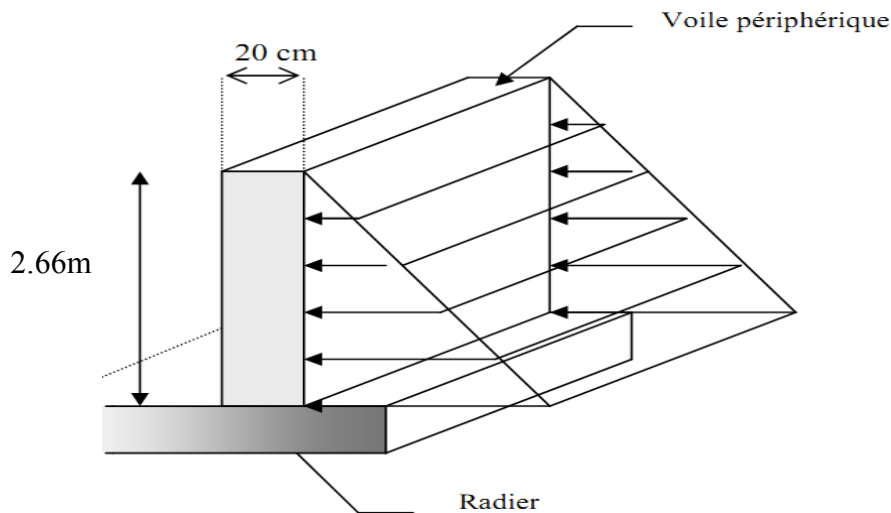
D'après l'article 10.1.2 de **RPA99/version 2003** le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale égale à 15 cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Un pourcentage minimal des armatures de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Un recouvrement de  $40 \varphi$  pour les renforcements des angles.

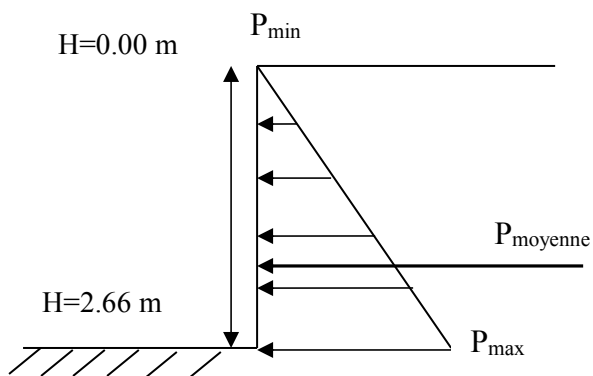
On préconise :

Epaisseur :  $e = 20$  cm.

Hauteur de voile périphérique :  $h = 2.66$  m.



*Fig.VI.14. Poussée de terre sur voile périphérique.*



*Fig.VI.15. Représentation de la charge moyenne agissante sur le voile périphérique*

### VI.5.9.2. Détermination des sollicitations

On prend comme hypothèse pour le calcul : « on considère le voile comme une dalle pleine encastré sur quatre coté ».

On utilise les formules suivantes pour le calcul :

$$P_1 = \gamma_d \times h \times k_0$$

$$k_0 = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\Phi}{2}\right)$$

Avec  $K_0$ , coefficient de poussée.

$\gamma_d$  : poids spécifique du remblai (TVO) = 18 KN/m<sup>3</sup>.

$\Phi$  : angle de frottement interne du remblai = 30°.

$$K_0 = 0,33$$

$$p_i = 18 \times 2.66 \times 0.33 = 15.80 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Donc : } q_x = p_i \times h/2 = 21.01 \text{ KN/ml.}$$

### VI.5.9.3. Calcul des moments

On considère le voile comme une dalle pleine encastré sur quatre coté et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 2.66 \text{ m} \quad L_y = 4.10 \text{ m}$$

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

On utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires  $\mu_x$  et  $\mu_y$  qui dépendent du coefficient de poison et de rapport  $\rho = L_x/L_y$ .

$$M_x = q \times l_x^2 / 8$$

$$M_y = 0$$

Si :  $0.4 < \rho < 1$  la dalle porte dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, il faut multiplier les moments trouvés par les coefficients suivants :

- 0.3 pour un appui de rive.
- 0.5 pour un appui intermédiaire.
- 0.85 pour une travée de rive.
- 0.75 pour une travée intermédiaire.

Dans notre cas :

- Le sens X est un panneau intermédiaire.
- Le sens Y est un panneau de rive.

On a pour le panneau le plus sollicité :

$$\rho = L_x/L_y=0.65 \text{ (la dalle porte dans les deux sens)}$$

Calcul la valeur de  $\mu_x, \mu_y$  :

$$\mu_x = 0.075$$

$$\mu_y = 0.361$$

Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

**ELU**

| Voile | $\rho$ | $\mu_x$ | $\mu_y$ | $M_{0x}(\text{KN.m})$ | $M_{0y}(\text{KN.m})$ |
|-------|--------|---------|---------|-----------------------|-----------------------|
|       | 0.65   | 0.075   | 0.361   | 11.15                 | 4.025                 |

*Tab.VI.15. Résultats des sollicitations à l'E.L.U.*

**ELS**

| Voile | $\rho$ | $\mu_x$ | $\mu_y$ | $M_{0x}(\text{KN.m})$ | $M_{0y}(\text{KN.m})$ |
|-------|--------|---------|---------|-----------------------|-----------------------|
|       | 0.65   | 0.075   | 0.361   | 8.26                  | 2.98                  |

*Tab.VI.16. Résultats des sollicitations à l'E.L.S.*

**VI.5.9.4. Calcul du ferrailage**

Le ferrailage se fera en flexion composée avec fissuration très préjudiciable.

Le ferrailage sera fait pour une bande de section (100 x 20) cm<sup>2</sup>.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = 164,97 \text{ MPa}$$

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

On utilise le logiciel SOCOTEC pour la vérification des contraintes :

$$\sigma_{st} = 23.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 164.97 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{bc} = 2.79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

| Section                         | Sens xx    |            | Sens YY    |            |
|---------------------------------|------------|------------|------------|------------|
|                                 | Sur appuis | En travée  | Sur appuis | En travée  |
| $M_u$ (KN. m)                   | 5.575      | 8.362      | 1.207      | 3.421      |
| b (cm)                          | 100        | 100        | 100        | 100        |
| d (cm)                          | 18         | 18         | 18         | 18         |
| $\mu_{bu}$                      | 0,012      | 0,018      | 0,003      | 0,0074     |
| $\rho$                          | 0,015      | 0,023      | 0,0037     | 0,093      |
| Z (cm)                          | 17.89      | 17.83      | 17.97      | 17.93      |
| $f_{su}$ (MPa)                  | 348        | 348        | 348        | 348        |
| $A_s$ (cm <sup>2</sup> )        | 0.89       | 1.35       | 0.19       | 0.54       |
| $A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )    | 2.17       | 2.17       | 2.17       | 2.17       |
| $A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> ) | 5HA10=3.93 | 5HA12=5.65 | 5HA10=3.93 | 5HA10=3.93 |
| $S_t$ (cm)                      | 20         | 20         | 20         | 20         |
| $S_{tmax}$ (cm)                 | 33         | 33         | 33         | 33         |
| $S_t < S_{tmax}$                | C.V        | C.V        | C.V        | C.V        |

*Tab.VI.17. Résultats de Ferrailage.*

- **Condition exigée par le RPA99/version 2003**

Le RPA99/version2003 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposée en deux nappes.

$$A_l = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 \text{ (sens longitudinal).}$$

$$A_t = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 \text{ (sens transversal).}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 1 \times 0,9 \times 0,2 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Verification de l' escapement**

Dans le sens le plus sollicité :  $S_t = \min(3h, 33) = 33\text{cm}$ .

VI.5.9.5. Schémas de ferrailage

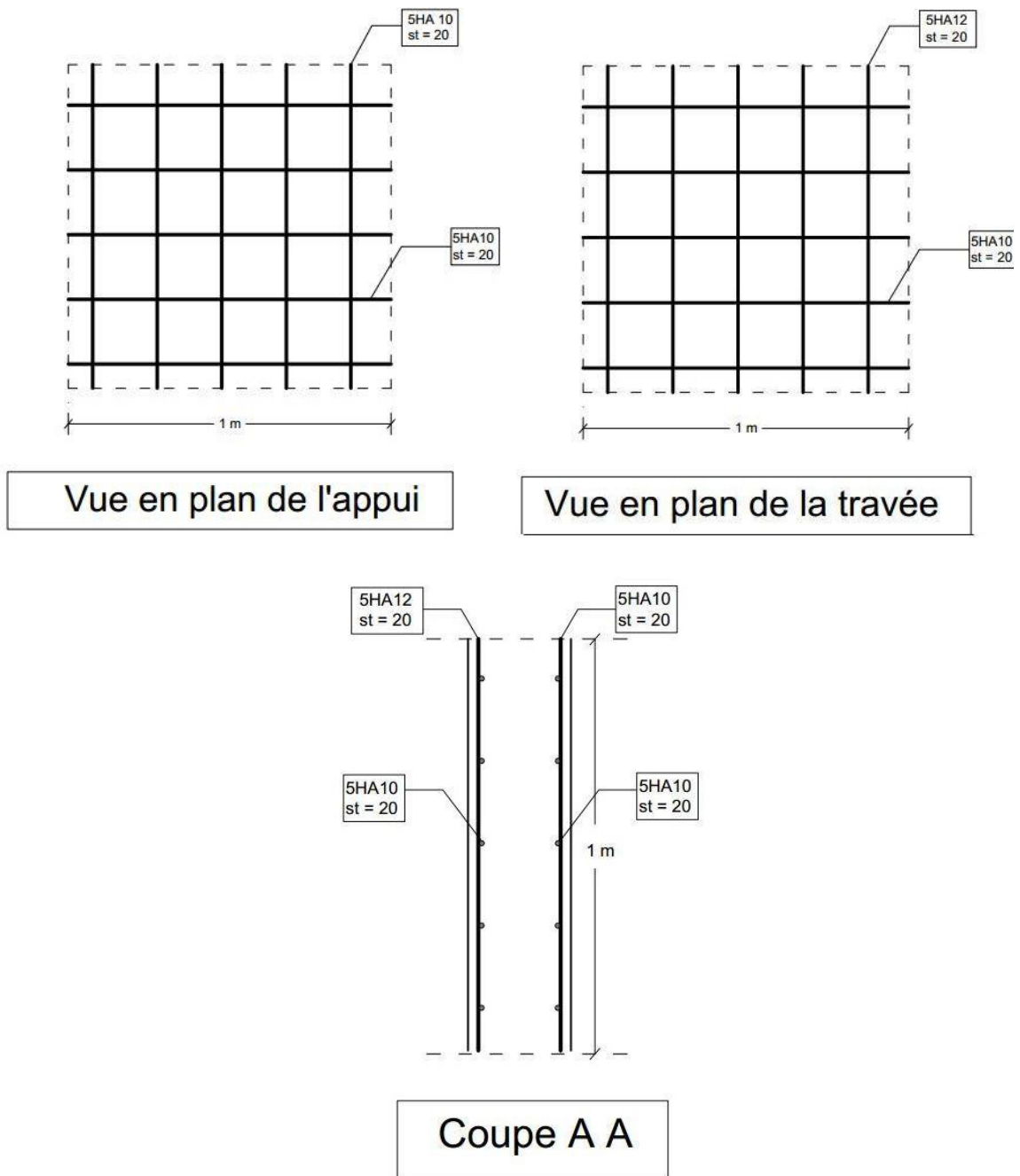


Fig.VI.16. Schéma de ferrailage du voile périphérique

# Conclusion générale

---

# Conclusion générale

L'étude effectuée dans ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques étudiées pendant notre formation universitaire, et de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures. Lors de cette étude nous avons utilisé les hypothèses suivant des règlements tels que – RPA, CBA, BAEL –, D'après l'étude qu'on a faite, il convient :

- Un prédimensionnement bien fait de convenir les hypothèses et de savoir que ce sont des dimensions fiables, ensuite le ferrailage des éléments secondaires et de contreventements qui nous a accompli les reconnaissances théoriques et pratiques.
- Cette étude nous a permis aussi d'exploiter et de connaître les logiciels de calcul et de conceptions utilisés en génie civil, cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure par des logiciels « ETABS, SOCOTEC ».

Notre bâtiment est situé dans une zone sismique IIa, il est en béton armé. Donc notre construction est lourde et l'étude au vent est superflu c'est l'étude sismique qui est décisive.

Alors que les résultats de l'étude sismique montrent la nécessité d'avoir une disposition particulière des voiles en vue d'augmenter la rigidité de la structure vis-à-vis aux efforts sismiques.

D'après l'étude qu'on a faite, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Enfin, on espère atteindre nos objectifs et nous exploiterons ces connaissances pratiquement dans la vie professionnelle.



# Bibliographie

---

# Bibliographie

## Règlement

- 📖 Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- 📖 Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation.
- 📖 Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- 📖 Béton armé aux états limites **BAEL91**.

## Livre

- 📖 Pratique du **BAEL91**.....**JEAN PERCHAT et JEAN ROUX**.
- 📖 CBA.....**Règles de conception et de calcul des Structures en béton armé.**

## Cours

- 📖 Béton armé (3<sup>ième</sup> année, master 1).
- 📖 Mécanique des sols (3<sup>ième</sup> année, master 1).
- 📖 Résistances des matériaux.
- 📖 Dynamique des structures.
- 📖 Bâtiments.
- 📖 Matériaux de construction.

## Thèses de fin d'étude

- 📖 Mémoires de fin d'études, université de Jijel.
- 📖 Mémoires de fin d'études, **ENTP**.

## Logiciels

- 📖 AUTOCAD 2010.
- 📖 ETABS 9.7
- 📖 SOCOTEC.
- 📖 SAP2000.
- 📖 E WORD 2010.
- 📖 EXCEL 2010.
- 📖 POWER POINT.

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'une tour en béton armé (sous-sol + RDC + 10 étages) à usage d'habitation, implanté à la Wilaya d'Annaba, qui est classée selon le RPA/V2003 dans une zone de sismicité moyenne, Zone IIa. L'étude est conformée aux règles parasismiques algériennes 99 modifiées en 2003. Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91. À l'aide de logiciel ETABS, l'étude dynamique a été fait parfaitement

Mots Clés : **Bâtiment, Béton armé, ETABS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.**

## Abstract

This project presents a detailed study of a of a reinforced concrete tower for residential use, it consists of one basements and a ground floor + (10) floors, located in the province of Annaba. which is classified according to RPA / V2003 in a zone of average seismicity, Zone IIa. The study is in conformity with the Algerian seismic rules 99 modified in 2003. The structural elements dimensioning and reinforcement were done in accordance with the rules for the design and calculation of reinforced concrete structures (CBA93), applying the BAEL91. Using the ETABS software, the dynamic study was made perfectly.

Keywords: **Reinforced concrete, tower, rules 99 modified in 2003, CBA93, BAEL91, ETABS.**

## ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية عالية تتألف من طابق تحت ارضي وطابق ارضي و10 طوابق للاستغلال السكني المشكلة بالخرسانة المسلحة، المتواجدة في ولاية عنابة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم aII حسب معايير RPA2003. الدراسة متوافقة حسب المعايير الجزائرية المقاومة للزلازل 99 المعدل في 2003.

الأبعاد وكذلك التسليح بالحديد للعناصر الأساسية المشكلة للبنية حسب توافقا مع قواعد وحسابات الهياكل بالخرسانة المسلحة CBA93 بتطبيق قوانين BAEL91  
قمنا باستعمال برنامج ETABS للدراسة الديناميكية للبنية

الكلمات المفتاحية: **عمارة – الخرسانة المسلحة –**

**ETABS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.**