

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*  
*Université A/Mira de Bejaia*  
*Faculté de Technologie*  
*Département de Génie Civil*



# *Mémoire de fin d'études*

*Thème*

*Etude d'un bâtiment en Béton armé (R+7)  
contreventé par un système mixte (VOILE-  
PORTIQUE)*

*Présenté par :*

*SEDDIKI SALAH-EDDINE*

*ATMANI SAADI*

*Encadré par :*

*Mr LARABAT ZIANE AHMED*

*Jury :*

*Mr RAMDANI*

*Mme BOUICHE*

# Remerciement

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

*Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre promoteur*

*Mr LARABAT ZIANE AHMED.*

*Nous tenons également à remercier les membres de jury qui nous  
feront l'honneur de juger ce travail.*

*Nous remercions aussi toute les personnes qui nous ont aidés de prêt  
ou de loin à la réalisation de notre projet.*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail à :*

- ✓ *Mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir réussir.*
- ✓ *Mes frères et Mes sœur et à toute ma famille.*
- ✓ *Mon Promoteur Mr LARABAT ZIANE AHMED.*
- ✓ *Tous mes enseignants.*
- ✓ *Mes amis sans exception.*
- ✓ *Toute la promotion génie civil.*

**CHAPITRE I : Généralité**

|  |     |
|--|-----|
| I.1. Introduction.....                                   | 1   |
| I.2. Présentation de l'ouvrage.....                      | 1   |
| I.3. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage..... | 1   |
| I.4. Données sismiques de l'ouvrage.....                 | 1   |
| I.5. Structure de l'ouvrage.....                         | 1   |
| I.5.1. Choix de système porteur.....                     | 1   |
| I.5.2. L'infrastructure.....                             | 1   |
| I.5.3. Les planchers.....                                | 2   |
| I.5.4. Maçonneries.....                                  | 2   |
| I.5.5. Le revêtement.....                                | 2   |
| I.5.6. L'acrotère.....                                   | 2   |
| I.5.7. Les escaliers.....                                | 2   |
| I.5.8. Balcon.....                                       | 2   |
| I.6. Les hypothèses de calcul.....                       | 3   |
| a) Les états limites ultimes (E.L.U) .....               | 3   |
| b) Les états limites de services (E.L.S) .....           | 3   |
| I.7. Les matériaux utilisés.....                         | 3   |
| I.7.1. Le béton.....                                     | 3-5 |
| I.7.2. L'acier.....                                      | 6   |
| I.8. Conclusion.....                                     | 7   |

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

|  |       |
|--|-------|
| II. Introduction .....                                 | 8     |
| II.1 Pré dimensionnement des éléments secondaires..... | 8     |
| II.1.1 Les Planchers .....                             | 8     |
| II.1.1.1 Plancher à corps creux .....                  | 8-9   |
| II.1.1.1.2 Disposition des poutrelles.....             | 10    |
| II.1.1.1.3 Pré dimensionnement des poutrelles .....    | 10-11 |
| II.1.1.2 Plancher à dalle pleine .....                 | 11-12 |
| II.1.2 Les escaliers.....                              | 12    |
| II.1.2.1. Définitions .....                            | 12    |

|   |       |
|---|-------|
| II.1.2.2. Pre dimensionnement .....                           | 13    |
| II.1.4. Poutres de chainage .....                             | 14    |
| II.1.5 Acrotère.....  | 14    |
| II.2. Pré dimensionnement des éléments principaux .....       | 15    |
| II.2.1 Les Poutres .....                                      | 15    |
| II.2.1.1 Poutres principales .....                            | 15    |
| II.2.1.2 Poutres secondaires .....                            | 15    |
| II.2.1.3 Vérification des règles du RPA .....                 | 15    |
| II.2.2 Pré dimensionnement des voiles .....                   | 15-16 |
| II.2.3 Les Poteaux.....                                       | 16    |
| II.3 Descente de charge.....                                  | 16    |
| II.3.1 Evaluation des charges et surcharges.....              | 17    |
| II.3.1.1 Les charges permanentes.....                         | 17-25 |
| II.4. Vérification pour le poteau.....                        | 26-28 |
| II.5. Vérification des conditions du RPA 99 (art 7.4.1) ..... | 28-29 |
| II.6. Conclusion.....   | 29    |
| <b>CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires</b>          |       |
| III. Introduction.....  | 30    |
| III.1. Etude du plancher.....                                 | 30    |
| III.1.1. Planchers à corps creux.....                         | 30    |
| III.1.1.1. Calcul des poutrelles.....                         | 30    |
| III.1.1.1.2. Les types de poutrelles.....                     | 30    |
| III.1.1.1.3. Les charges revenant sur poutrelles.....         | 30    |
| III.1.1.1.4. Calcul des sollicitations.....                   | 31-33 |
| III.1.1.1.5 Ferrailage.....                                   | 33-35 |
| III.1.1.1.6. Vérifications nécessaires.....                   | 36-39 |
| III.1.1.1.7. Schéma de ferrailage.....                        | 40    |
| III.1.1.2. Ferrailage de dalle de compression.....            | 40-41 |
| III.1.2. Etude des dalles pleines.....                        | 41    |
| III.1.2.1. Dalle pleine sur trois appuis.....                 | 41-48 |

## TABLE DES MATIERES

|  |       |
|--|-------|
| III.2.3. Schéma de ferrailage.....                               | 48    |
| III.2. Etude des escaliers.....                                  | 49    |
| III.2.1. Calcul des sollicitations.....                          | 49-50 |
| III.2.2. Calcul du ferrailage.....                               | 50    |
| III.2.3. Vérification nécessaire.....                            | 51    |
| III.2.3. Schéma de ferrailage.....                               | 52    |
| III.3. Etude de la poutre palière.....                           | 52    |
| III.3.1. Définition.....   | 52    |
| III.3.2. Prédimensionnement.....                                 | 53    |
| III.3.3. Evaluation des charges.....                             | 53    |
| III.3.4. Calcul des sollicitations.....                          | 53    |
| III.3.5. Ferrailage.....   | 54    |
| III.3.6. Vérifications nécessaires.....                          | 54    |
| III.3.7. Calcul a la torsion .....                               | 55    |
| III.3.8. Vérification et ferrailage total (F.S et torsion) ..... | 55-56 |
| III.3.8. Schéma de ferrailage.....                               | 56    |
| III.4. L'acrotère.....   | 57    |
| III.4.1. Définition.....   | 57    |
| III.4.2. Evaluation des charges et surcharges.....               | 57    |
| III.4.3 Evaluation de la charge sismique.....                    | 57    |
| III.4.4 Calcul des sollicitations.....                           | 57    |
| III.4.4.1 Calcul des coordonnées du centre de gravité.....       | 57    |
| III.4.4.2 Sollicitations .....                                   | 58    |
| III.4.4.3 Calcul a L'ELU.....                                    | 58-59 |
| III.4.4.4 Ferrailage.....  | 59-60 |
| III.4.4.5 Vérification nécessaire.....                           | 60-61 |
| III.4.4.6. Schéma de ferrailage.....                             | 61    |
| III.5. Etude de l'ascenseur.....                                 | 61-62 |
| III.5.1. Etude de la dalle pleine du local machine.....          | 62    |
| III.5.1.2. Détermination de la surface d'impact.....             | 62    |

|   |       |
|---|-------|
| III.5.1.3: Etude à l'ELU.....             | 63-65 |
| III.5.1.4. Etude à l'ELS.....             | 65-66 |
| III.5.2. Schéma de ferrailage.....        | 66    |
| III.6 Etude des poutres de chainages..... | 67    |
| III.6.2. Calcul des sollicitations.....   | 67    |
| III.6.3. Ferrailage.....                  | 67-68 |
| III.6.4. Vérifications Nécessaire.....    | 68-69 |

## CHAPITRE IV : Etude dynamique

|   |       |
|---|-------|
| IV. Introduction.....   | 70    |
| IV.2 Méthodes de calcul.....  | 70    |
| IV 3. Méthode choisit.....  | 70    |
| IV.4. Méthode dynamique modale spectrale.....   | 70    |
| IV.4.1. Disposition des voiles.....   | 71    |
| IV.4.2. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS2016..... | 72-73 |
| IV.4.3. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales.....        | 74    |
| IV.4.4 vérifications des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003.....                  | 74    |
| IV.4.4.1 Vérification de la résultante des forces sismiques.....                      | 74-77 |
| IV.4.4.2Vérification de l'interaction voiles portiques.....                           | 77    |
| IV.4.4.2.1 Sous charges verticales.....   | 77-78 |
| IV.4.4.2.2 Sous charges horizontales.....   | 78-79 |
| IV.4.4.3 Vérification vis-à-vis des déplacements.....                                 | 79-80 |
| VI.4.4.4 Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....                         | 80-81 |
| VI.4.4.5 Vérification de l'effort normal réduit.....                                  | 81-82 |
| IV.5. Conclusion.....   | 82    |

## CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

|   |       |
|---|-------|
| V. Introduction.....  | 83    |
| V.1. Etude des Poteaux.....                                   | 83    |
| V.1. Recommandations du RPA99.V2003.....                      | 83    |
| V.1.1. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1) ..... | 83-84 |
| V.1.1.1. Sollicitations de calcul.....                        | 84    |

|   |         |
|---|---------|
| V.1.1.2. Calcul du ferrailage.....                                | 85-87   |
| V.1.2.1. Armatures transversales.....                             | 87-88   |
| V.1.2.2. Calcul du ferrailage.....                                | 88-89   |
| V.1.2.3 Vérifications.....  | 89-93   |
| V.1.2.4. Dispositions constructives.....                          | 93      |
| V.1.2.5 Vérification des zones nodales.....                       | 94      |
| V.1.2.6. Détermination du moment résistant dans les poteaux ..... | 95-96   |
| V.1.2.6. Vérification.....  | 96      |
| V.1.3. Schéma de ferrailage.....                                  | 97      |
| V.2. Etude des poutres.....                                       | 98      |
| V.2.1 Introduction.....   | 98      |
| V.2.2 Calcul du ferrailage.....                                   | 99      |
| V.2.3. Vérification des armatures selon le RPA 99.....            | 99- 100 |
| V.2.3.1. Armatures longitudinales.....                            | 99-100  |
| V.2.3.2. Les armatures transversales.....                         | 100     |
| V.2.3.3. Vérification à l'ELU.....                                | 100-101 |
| V.2.3.4. Vérification à l'ELS.....                                | 101-102 |
| V.2.4. Schéma de ferrailage des poutres.....                      | 102-103 |
| V.3. Étude des voiles.....  | 103     |
| V.3.1. Introduction.....  | 103-104 |
| V.3.2. Sollicitations de calcul.....                              | 104-106 |
| V.3.3. Calcul du ferrailage.....                                  | 106-114 |
| V.3.4. Schéma de ferrailage des voiles.....                       | 114     |
| <b>CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure</b>                    |         |
| VI. Introduction.....   | 115     |
| VI.1. Etude des fondations.....                                   | 115     |
| VI.1.1. Les différent type de fondation.....                      | 115     |
| VI.1.2. Choix du type des fondations.....                         | 115     |
| VI.I.3 Combinaisons d'actions à considérer.....                   | 115     |
| VI.I.4. Le choix de fondation .....                               | 115-116 |



## TABLE DES MATIERES

|   |         |
|---|---------|
| VI.2. Radier général.....                                   | 117     |
| VI.2.1. Pré dimensionnement.....                            | 117     |
| VI.2.2. Les vérifications.....                              | 118     |
| VI.2.2.1. Vérification au poinçonnement.....                | 118     |
| VI.2.2.2. Vérification des contraintes dans le sol.....     | 118-119 |
| VI.2.2.3. Vérification de la stabilité au renversement..... | 119     |
| VI.2.2.4. Vérification de la poussé hydrostatique.....      | 120     |
| VI.2.3. Ferrailage du radier.....                           | 120-122 |
| VI.2.4. Schéma de ferrailage.....                           | 123     |
| VI.3.1. Ferrailage des nervures.....                        | 123     |
| VI.3.2. Calcul des sollicitations.....                      | 125-126 |
| VI.3.3. Ferrailage.....                                     | 127     |
| VI.3.4. Les Vérifications.....                              | 127     |
| VI.3.4.1. Vérification de l'effort tranchant.....           | 128     |
| VI.3.4.2. Vérification des contraintes à L'ELS.....         | 128     |
| VI.3.5. Schéma du ferrailage des nervures.....              | 129     |
| <b>CONCLUSION</b>   |         |
| Conclusion.....   | 130     |

# Liste des figures

## CHAPITRE 01 : Généralité

|   |   |
|---|---|
| Fig.I.1. Diagramme déformation ELU.....                 | 5 |
| Fig.I.2. Diagramme contraintes déformation à L'ELU..... | 6 |

## CHAPITRE 02 : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

|  |    |
|--|----|
| Fig.II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....                                | 8  |
| Fig.II.2. Exemple De Hourdis En Polystyrène.....   | 9  |
| Fig.II.3. Dispositions des poutrelles.....   | 10 |
| Fig.II.4. Composantes d'un escalier.....   | 12 |
| Fig.II.5. Schéma de l'escalier.....  | 13 |
| Fig.II.6. Schéma de l'acrotère.....  | 14 |
| Fig.II.7. Coupe de voile en élévation.....   | 15 |
| Fig.II.8. Poteau G qui représente la configuration la plus défavorable.....                  | 21 |
| Fig.II.9. Surface qui revient au poteau G niveau de la terrasse inaccessible.....            | 22 |
| Fig.II.10. Surface qui revient au poteau G niveau du 7eme étage (avec terrasse accessible).. | 22 |
| Fig.II.11. Surface qui revient au poteau G niveau du 6eme au 1er étage et RDC.....           | 23 |
| Fig.II.12. Schéma statique de la décente de charge.....                                      | 24 |

## CHAPITRE 03 : Calcul des éléments secondaires

|   |    |
|---|----|
| Fig.III.1. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....               | 41 |
| Fig.III.2. Schéma du balcon travaillant comme une console.....                | 41 |
| Fig.III.3. Schéma isostatique d'une dalle travaillant comme une console.....  | 41 |
| Fig.III.4. Schéma du balcon travaillant dans les deux sens.....               | 43 |
| Fig.III.5. Schéma de ferrailage du balcon travaillant dans les deux sens..... | 48 |
| Fig.III.6. Schéma isostatique de l'escalier au niveau d'étage courant.....    | 49 |
| Fig.III.7. Schéma isostatique de l'escalier au niveau de RDC.....             | 49 |
| Fig.III.8. Sollicitations sur l'escalier .....                                | 49 |
| Fig.III.9. Schémas du ferrailage de l'escalier.....                           | 52 |
| Fig.III.10. Sollicitation sur la poutre palière.....                          | 53 |
| Fig.III.11. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....                    | 56 |

|  |    |
|--|----|
| <b>Fig.III.12.</b> Schéma statique de l'acrotère.....                          | 57 |
| <b>Fig.III.13.</b> Sollicitation dans l'acrotère.....                          | 58 |
| <b>Fig.III.14.</b> Section à ferrailer .....                                   | 59 |
| <b>Fig.III.15.</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère.....                     | 61 |
| <b>Fig.III.16.</b> Cage d'ascenseur.....                                       | 61 |
| <b>Fig.III.17.</b> Schéma représentant de la surface d'impact.....             | 62 |
| <b>Fig.III.18.</b> Schéma de ferrailage de la dalle pleine de l'ascenseur..... | 66 |
| <b>Fig.III.19.</b> Sollicitation sur la poutre de chaînage.....                | 67 |
| <b>Fig.III.20.</b> Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....          | 69 |

#### **CHAPITRE 04 : ETUDE DYNAMIQUE**

|  |    |
|--|----|
| <b>Fig.VI.1.</b> Disposition des voiles.....                             | 71 |
| <b>Fig.VI.2.</b> Vue 3D de la structure étudiée.....                     | 71 |
| <b>Fig.VI.3.</b> 1er mode de déformation (translation suivant x-x).....  | 72 |
| <b>Fig.VI.4.</b> 2eme mode de déformation (translation suivant y-y)..... | 72 |
| <b>Fig.VI.5.</b> 3eme mode de déformation (Rotation).....                | 73 |

#### **CHAPITRE 05 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

|  |    |
|--|----|
| <b>Fig.V.1.</b> La Zone nodale.....                  | 84 |
| <b>Fig.V.2.</b> Les moments dans la zone nodale..... | 94 |

#### **CHAPITRE 06 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

|  |     |
|--|-----|
| <b>Fig.VI.1.</b> Vue d'une semelle isolée.....                         | 116 |
| <b>Fig.VI.2.</b> Dalle sur quatre appuis.....                          | 120 |
| <b>Fig.VI.3.</b> Schéma de rupture des dalles de radier.....           | 124 |
| <b>Fig.VI.4.</b> Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x..... | 125 |
| <b>Fig.VI.5.</b> Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y..... | 125 |
| <b>Fig.VI.6.</b> Section à ferrailer.....                              | 126 |

# LISTE DES TABLEAUX

|  |       |
|--|-------|
| <b>Tab.II.1.</b> Prédimensionnement de dalles pleines.....   | 12    |
| <b>Tab.II.2.</b> Prédimensionnement des escaliers.....   | 13    |
| <b>Tab.II.3.</b> Evaluation des charges revenantes au plancher terrasse inaccessible en corps creux..... | 17    |
| <b>Tab.II.4.</b> Evaluation des charges revenantes au plancher terrasse inaccessible en dalle plain..... | 17    |
| <b>Tab.II.5.</b> Evaluation des charges revenantes au plancher terrasse accessible en corps creux.....   | 18    |
| <b>Tab.II.6.</b> Evaluation des charges revenantes au plancher étage courant en corps creux.....         | 18    |
| <b>Tab.II.7.</b> Evaluation des charges revenantes au plancher étage courant en dalle plaine.....        | 19    |
| <b>Tab.II.8.</b> Évaluation des charges revenantes au balcon en dalle pleine.....                        | 19    |
| <b>Tab.II.9.</b> Évaluation des charges revenantes aux murs extérieurs.....                              | 19    |
| <b>Tab.II.10.</b> Évaluation des charges revenantes au palier en dalle pleine.....                       | 20    |
| <b>Tab.II.11.</b> Évaluation des charges revenantes aux volées en dalle pleine.....                      | 20    |
| <b>Tab.II.12 :</b> Charges permanentes d l'acrotère.....   | 21    |
| <b>Tab.II.13.</b> Poids propre des poteaux.....  | 22    |
| <b>Tab.II.14.</b> Descente charge pour le poteau G .....   | 24-25 |
| <b>Tab.II.15.</b> Vérification des poteaux à la compression simple pour le poteau (G).....               | 26    |
| <b>Tab.II.16.</b> Vérification au flambement des poteaux.....  | 28    |
| <b>Tab.II.17.</b> Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau (B).....                  | 28    |
| <b>Tab.III.1 :</b> Différents types de poutrelles dans les planchers.....                                | 30    |
| <b>Tab.III.2 :</b> Chargement sur les poutrelles.....  | 31    |
| <b>Tab.III.3 :</b> Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....                               | 32-33 |
| <b>Tab.III.4 :</b> Résumé de calcul du ferrailage a ELU dans les poutrelles.....                         | 35    |
| <b>Tab.III.5.</b> Vérifications nécessaires à l'ELU.....   | 37    |
| <b>Tab.III.6.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton a l'ELS.....                     | 38    |
| <b>Tab.III.7.</b> Vérifications de la flèche à l'ELS.....  | 39    |
| <b>Tab.III.8.</b> Conclusion de ferrailage des différents niveaux.....                                   | 39    |
| <b>Tab.III.9.</b> Calcul du ferrailage du balcon travaillant comme une console.....                      | 42    |
| <b>Tab.III.10.</b> Calcul des contraintes.....   | 42    |
| <b>Tab.III.11.</b> Evaluation des flèches dans le sens X.....  | 43    |
| <b>Tab.III.12</b> Résumé calcul d'armatures dans le balcon travaillant dans les deux sens.....           | 44    |
| <b>Tab.III.13.</b> Calcul et vérification des contraintes à l'ELS.....                                   | 45    |

|   |    |
|---|----|
| <b>Tab.III.14.</b> Calcul et vérification des flèches.....  | 45 |
| <b>Tab.III.15.</b> Résumé calcul d'armatures dans le balcon travaillant dans les deux sens.....       | 46 |
| <b>Tab.III.16.</b> Calcul et vérification des contraintes à l'ELS.....                                | 47 |
| <b>Tab.III.17.</b> Calcul et vérification des flèches.....  | 47 |
| <b>Tab.III.18.</b> Résumé de ferrailage des dalles plein.....   | 48 |
| <b>Tab.III.19.</b> Calcul des sollicitations a l'ELU.....   | 49 |
| <b>Tab.III.20.</b> Calcul des armatures dans l'escalier.....  | 50 |
| <b>Tab.III.21.</b> Vérification des contraintes dans le béton dans l'escalier.....                    | 51 |
| <b>Tab.III.22.</b> Calcul du ferrailage de la poutre palière a la flexion simple.....                 | 54 |
| <b>Tab.III.23.</b> Calcul et vérification des contraintes dans le béton (poutre palière).....         | 56 |
| <b>Tab.III.24.</b> Combinaison de calcul.....   | 58 |
| <b>Tab.III.25.</b> Résumé calcul d'armatures en F.S.....  | 59 |
| <b>Tab.III.26</b> Calcul des armatures dans la dalle.....   | 64 |
| <b>Tab.III.27.</b> Calcul et vérification des contraintes dans la dalle.....                          | 65 |
| <b>Tab.III.28 :</b> Ferrailage longitudinales de la poutre de chainage.....                           | 67 |
| <b>Tab.III.29.</b> Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chainage..... | 68 |
| <b>Tab.III.30.</b> Résultats de flèche de la poutre de chainage.....                                  | 69 |
| <b>Tab.IV.1.</b> Période de vibration et taux de participation massique.....                          | 74 |
| <b>Tab.IV.2.</b> Valeurs des pénalités $P_q$ .....  | 76 |
| <b>Tab.IV.3.</b> Vérification de l'effort tranchant à la base.....                                    | 77 |
| <b>Tab.IV.4.</b> Vérification de l'interaction sous charges verticales.....                           | 78 |
| <b>Tab.IV.5.</b> Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....                         | 79 |
| <b>Tab.IV.6.</b> Vérification des déplacements.....   | 80 |
| <b>Tab.IV.7.</b> Vérification à L'effet $P-\Delta$ .....  | 81 |
| <b>Tab.IV.8.</b> Vérification de l'effort normal réduit.....  | 82 |
| <b>Tab.V.1.</b> Sollicitations poteau le plus sollicite des différents niveaux.....                   | 84 |
| <b>Tab.V.2.</b> Calcul du ferrailage poteau RDC (sous $N_{corr}$ et $M_{max}$ ).....                  | 86 |
| <b>Tab.V.3.</b> Calcul du ferrailage poteau RDC (sous $N_{min}$ et $M_{cor}$ ).....                   | 86 |
| <b>Tab.V.4.</b> Calcul des armatures pour les différents poteaux.....                                 | 87 |
| <b>Tab.V.5.</b> Calcul des armatures transversales pour chaque poteau de chaque niveau.....           | 89 |
| <b>Tab.V.6.</b> Vérification du flambement pour les poteaux.....                                      | 91 |
| <b>Tab.V.7.</b> Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.....                      | 92 |
| <b>Tab.V.8.</b> Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....                       | 93 |

|  |     |
|--|-----|
| <b>Tab V.9.</b> Moment résistant dans les poteaux.....   | 95  |
| <b>Tab.V.10</b> Vérification de la zone nodale.....  | 96  |
| <b>Tab.V.11.</b> Calcul du ferrailage de la poutre B17.....  | 98  |
| <b>Tab.V.12.</b> Tableau de ferrailage des poutres principales et secondaires dans tous les niveaux..... | 99  |
| <b>Tab.V.13.</b> Vérification des contraintes tangentielles.....   | 100 |
| <b>Tab.V.14.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton.....                              | 101 |
| <b>Tab.V.15.</b> Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1} = 1.4$ m.....                            | 103 |
| <b>Tab.V.16.</b> Sollicitations maximales dans le voile $V_{x2} = 1.4$ m.....                            | 104 |
| <b>Tab.V.17.</b> Sollicitations maximales dans les voiles $V_{y1} = 1.2$ m.....                          | 104 |
| <b>Tab.V.18.</b> Sollicitations maximales dans le voile $V_{y2} = 1.2$ m.....                            | 104 |
| <b>Tab.V.19.</b> Sollicitations maximales dans le voile $V_{y3} = 1.2$ m.....                            | 105 |
| <b>Tab.V.20.</b> Sollicitations maximales dans le voile $V_{y4} = 1.2$ m.....                            | 105 |
| <b>Tab.V.21.</b> Ferrailage du voile $V_{x1} = 1.4$ m.....   | 109 |
| <b>Tab.V.22.</b> Ferrailage du voile $V_{x2} = 1.4$ m.....   | 110 |
| <b>Tab.V.23.</b> Ferrailage du voile $V_{y1} = 1.2$ m.....   | 111 |
| <b>Tab.V.24.</b> Ferrailage du voile $V_{y2} = 1.2$ m.....   | 112 |
| <b>Tab.V.25.</b> Ferrailage du voile $V_{y3} = 1.2$ m.....   | 113 |
| <b>Tab.V.26.</b> Ferrailage du voile $V_{y4} = 1.2$ m.....   | 114 |
| <b>Tab.VI.1 :</b> Ferrailage du radier.....  | 121 |
| <b>Tab.VI.2.</b> Vérification des contraintes.....   | 122 |
| <b>Tab.VI.3.</b> Les nouveaux résultats de la vérification des contraintes.....                          | 122 |
| <b>Tab.VI.4.</b> Sollicitation a l'ELU sens X-X dans la travée AB.....                                   | 125 |
| <b>Tab.VI.5.</b> Sollicitation a l'ELS sens X-X dans la travée AB.....                                   | 125 |
| <b>Tab.VI.6.</b> Sollicitation a l'ELU sens Y-Y dans la travée AB.....                                   | 126 |
| <b>Tab.VI.7.</b> Sollicitation a l'ELS sens Y-Y dans la travée AB.....                                   | 126 |
| <b>Tab VI.8</b> Résumé des résultats du ferrailage des nervures.....                                     | 127 |
| <b>Tab.VI.9.</b> Vérification de l'effort tranchant.....   | 127 |
| <b>Tab.VI.10.</b> Vérifications des contraintes à L'ELS.....   | 128 |
| <b>Tab.VI.11.</b> Les nouveaux résultats des vérifications des contraintes.....                          | 128 |

# Notations et symboles

La signification des notations est la suivante :

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

**G** : Charges permanentes.

**Q** : Action variables quelconque.

**S** : Action dues à la neige.

**W** : Action dues au vent.

**A<sub>s</sub>** : Aire d'un acier.

**B** : Aire d'une section de béton.

**E** : Module d'élasticité longitudinal.

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

**E<sub>i</sub>** : Module de déformation instantanée.

**E<sub>n</sub>** : Module de déformation sous fluage.

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

**E<sub>v</sub>** : Module de déformation différée ( $E_{vj}$  pour un chargement appliqué à l'âge de « j » jours).

**F** : Force ou action en général.

**I** : Moment d'inertie.

**L** : Longueur ou portée.

**M** : Moment en général.

**M<sub>g</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

**M<sub>q</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

**M<sub>t</sub>** : Moment en travée.

**M<sub>0</sub>**: moment isostatique.

**M<sub>i</sub>** : Moment à l'appui i

**M<sub>g</sub>** et **M<sub>a</sub>**: Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

**M<sub>j</sub>** : Moment correspondant à j.

**M<sub>g</sub>**: Moment correspondant à g.

**M<sub>q</sub>**: Moment correspondant à q.

$N_s$  : Effort normal de service.

$N_u$  : Effort normal ultime.

$N$  : Effort normale du aux charges verticales.

$a$ : Une dimension (en générale longitudinal).

$b$  : Une dimension (largeur d'une section).

$b_0$  : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

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

$d$ : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

$e$ : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

$f$  : Flèche.

$f_{ji}$  : la flèche correspondant à  $j$ .

$f_{gi}$  : la flèche correspondant à  $g$ .

$f_{qi}$ : la flèche correspondant à  $q$ .

$f_{gv}$ : la flèche correspondant à  $v$ .

$\Delta f_{adm}$  : la flèche admissible.

$f_e$  : Limite d'élasticité.

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge «  $j$  » jours.

$f_{tj}$ : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge «  $j$  » jours.

$f_{c28}$  et  $f_{t28}$ : Grandeurs précédentes avec  $j=28j$ .

$g$ : Densité des charges permanentes.

$h$ : Hauteur totale d'une section.

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression.

$h_e$  : hauteur libre d'étage.

$i$  : Rayon de giration d'une section de B A.

$j$  : Nombre de jours.

$l_f$  : Longueur de flambement.



$l_s$  : Longueur de scellement.

$n$  : Coefficient d'équivalence acier-béton.

$p$  : Action unitaire de la pesanteur.

$q$  : Charge variable.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$X$  : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.

$B_r$  : Section réduite.

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

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

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen.

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU** : Etat limite ultime.

$F$  : Coefficient de sécurité = 1.5.

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

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

$I_{ji}$  : Moment d'inertie correspondant à  $j$ .

$I_{gi}$  : Moment d'inertie correspondant à  $g$ .

$I_{qi}$  : Moment d'inertie correspondant à  $q$ .

$I_{gv}$  : Moment d'inertie correspondant à  $v$ .

$Q$  : Facteur de qualité.

$q_u$  : Charge ultime.

$q_s$  : Charge de service.

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

$l'$  : Longueur fictive.

$L'_g$  et  $l'_a$  : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

$n$  : Nombre de marches sur la volée.

**R** : Coefficient de comportement global.

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

**V** : Effort tranchant.

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

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

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

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

**σ<sub>j</sub>** : Contrainte correspondant à j.

**σ<sub>g</sub>**: Contrainte correspondant à g.

**σ<sub>q</sub>**: Contrainte correspondant à q.

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

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

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

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

**σ<sub>adm</sub>**: Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

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

**η** : Facteur d'amortissement.

**β**: Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

**μ<sub>l</sub>** : Moment réduit limite.

**μ<sub>u</sub>**: Moment ultime réduit.

**λ<sub>i</sub>** : Coefficient instantané.

**λ<sub>v</sub>**: Coefficient différé.

Les dommages dans les structures sont généralement causés par une mauvaise conception à un mauvais comportement. En l'effet, des études basées sur des modèles physiques et mathématique sont menés pour limiter et mettre en œuvre une réglementation fiable qui régit le domaine de la construction en exigeant des normes à suivre par le concepteur et pour lesquelles un minimum de sécurité est assuré.

A nos jours, les tremblements de terre, avec leur cortège de pertes en vie humaine, constituent le souci fondamental de l'ingénieur en bâtiment, qui cherche à concevoir des structures capables de résister aux secousses sismiques par la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés mécaniques et géométriques de leurs éléments.

Par ailleurs, un ouvrage doit être conçu d'une manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation une sécurité appropriée vis à vis de sa ruine ou de quelconque de ses éléments et garde un bon comportement en service vis à vis de sa durabilité, son aspect architectural ou encore le confort de ses usagers.

Cependant La conception d'une structure parasismique est un problème complexe vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les coûts croissants des constructions. La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de cadres, de voiles ou des deux en même temps

Pour atteindre un tel objectif, l'ingénieur ne doit pas se contenter d'appliquer simplement les règlements, mais la compréhension des facteurs déterminant le comportement de la structure est fondamentale.

Dans le cadre de notre projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+7duplexe à usage d'habitation dans une zone de moyenne sismicité.

Après avoir présenté le projet et les caractéristiques mécaniques des matériaux en chapitre 1, on a dimensionné les éléments de bâtiment en chapitre 2, en chapitre 3, on a calculé tous les éléments secondaires tel que les planchers, les escaliers, l'acrotère, etc. l'étude dynamique dans le 4ème chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisi des voiles. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA99, sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABS 16. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre 5 et en fin le calcul de l'infrastructure sera l'objet du chapitre 6.

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



# **Chapitre I**

## **Généralités**

## I.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment étudié, concernant le type de structure, les éléments structuraux, la géométrie et les propriétés des matériaux.

## I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+7) implanté à TICHY WILAYA DE BEJAIA, cette structure est destinée pour l'usage d'habitation, elle est classée d'après les règles parasismiques algérienne « RPA99/Version 2003 » dans le groupe d'usage, ayant une importance moyenne (IIa).

## I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage

- Dimension en élévation :
  - Hauteur de RDC : .....3.40m
  - Hauteur de l'étage courant : .....3.06m
  - Hauteur total du bâtiment (sans acrotère) .....24.82 m
- Dimension en plan :
  - La longueur du bâtiment : ..... L= 22.00 m
  - Largeur : .....l=9.50m

## I.4. Données sismiques de l'ouvrage

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 car :
  - La hauteur ne dépasse pas 48 m.
  - Nombre des habitants est inférieur à 300 personnes simultanément.
- La contrainte du sol = 1.8 bars à 1.7 m de profondeur.
- Le site est considéré comme un site meuble "S3" selon le "RPA 2003".

## I.5. Structure du l'ouvrage

### I.5.1. Choix de système porteur

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui est sollicité par :

- Les efforts verticaux dus au poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation.
- Les efforts horizontaux dus au séisme.

Lorsque la hauteur dépasse 14m, le RPA 99 V 2003 préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au moins 20 % des sollicitations dues aux charges verticales et 75 % des charges horizontales sont reprises par les voiles. et 25 % par les portiques.

### I.5.2. L'infrastructure

L'infrastructure est réalisée en béton armé en assurant :

- ✓ La transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
- ✓ Limitation des tassements différentiels.

- ✓ Encastrement de la structure dans le sol

### **I.5.3. Les planchers**

Les planchers sont des éléments horizontaux dit « diaphragme » qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permettent la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.

Un plancher doit assurer une isolation thermique et acoustique des différents étages. Pour notre cas, nous avons utilisé (2) deux types de planchers :

- Plancher à corps creux pour tous les étages.
- Plancher à dalle pleine pour les balcons et les escaliers.

### **I.5.4. Maçonneries**

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

Mur extérieur : à double cloison

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

Mur intérieur : Ils sont constitués de brique creuse de 10cm.

### **I.5.5. Le revêtement**

Le revêtement de la structure est constitué de :

- Carrelage de 2cm pour : chambres, couloir et les escaliers.
- Enduit de plâtre pour les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.
- Céramique pour recouvrir les murs des salles d'eau.

### **I.5.6. L'Acrotère**

Au niveau de la terrasse (inaccessible), le bâtiment est entouré d'un acrotère réalisé en béton armé (de 70 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur), il a pour rôle de protéger les murs extérieurs du débordement des eaux pluviales.

### **I.5.7. Les escaliers**

Les escaliers sont des éléments secondaires dans la structure qui servent à faciliter les déplacements verticaux entre les étages, dans notre cas on utilise un seul type d'escalier (escalier droit avec 2 volets et 1 palier de repos intermédiaire).

### **I.5.8. Balcon**

Par définition le balcon est une saillie pratiquée sur la façade d'un bâtiment.

## I.6. Les hypothèses de calcul

Tous les calculs et toutes les vérifications doivent se baser sur la notion des états limites. On distingue deux types d'états limites :

### Les états limites ultimes (E.L.U)

Il correspond à la limite :

- De l'équilibre statique.
- De la résistance de l'un des matériaux (béton et l'acier).
- De la stabilité de forme (flambement). B)

### Les états limites de services (E.L.S)

Il correspond à la limite :

- De compression de béton.
- D'ouverture des fissures.
- Des déformations.

Les formules des états limites sont :

- ❖ L'état limite ultime (E.L.U) =  $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- ❖ L'état limite de service (E.L.S) =  $G + Q$

Avec

- G : charge permanente.
- Q : charge d'exploitation.

## I.7. Les matériaux utilisés

### I.7.1. Le béton

Le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelés «Granulats» : sable, gravier, du ciment et de l'eau.

#### Dosage du béton

La composition de béton est :

- ❖ Ciment (classe 32.5)
- ❖ Sable (0/5)
- ❖ Gravier (8/15 et 15/25)
- ❖ Eau de gâchage

#### I.7.1.1 Caractéristique mécanique du béton

##### a. Résistance du béton

##### Résistance caractéristique à la compression

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de  $200\text{cm}^2$  de diamètre (=16cm) et ayant une hauteur double de leur

diamètre ( $H = 32\text{cm}$ ). Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes

- Pour :  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$\text{Si : } j < 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.86j} f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

- Pour :  $f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$

$$\text{Si : } j < 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$f_{cj}$ : La résistance caractéristique à "J" jours.

$f_{c28}$ : La résistance caractéristique à "28" jours.

### La résistance à la traction (BAEL 91 Art 2.3.3.1)

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " $f_{tj}$ " est déterminée par trois essais :

- En traction directe.
- En traction par fendage.
- En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton  $f_{tj}$  est déduite de celle à la compression par le biais de la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{On a } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\Leftrightarrow f_{t28} = 0.6 + (0.06 \times 25) = 2.1 \text{ MPa}$$

## b. Module d'élasticité du béton

### 1- Module d'élasticité instantané (BAEL 91 Art 2.3.3.2)

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée du béton est pris égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \Leftrightarrow E_{i28} = 32164,2 \text{ MPA}$$

### 2 - Modules d'élasticité différé (BAEL 91 Art 2.3.3.2)

Pour un chargement d'une durée d'application supérieure à 24 heures, le module de déformation différée du béton est pris égal à :

$$E_{iv} = \frac{E_{ij}}{3} \quad \Leftrightarrow E_{iv} = 10721,4 \text{ MPA}$$

## c- Coefficients de poisson



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

$\nu$  : coefficient de poisson et  $\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$

Le coefficient de poisson est pris égal à :

- $\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations (ELU).
- $\nu = 0,2$  pour le calcul des déformations (ELS).

#### d- Les contraintes limites

##### Etat limite ultime (E.L.U) (BAEL 91 Art 2.3.3.3)

La contrainte ultime du béton en compression :  $F_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ MPa}$

Avec  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité

Tel que :  $\gamma_b = 1.5$  Sollicitations durables (normal).

$\gamma_b = 1.15$  Sollicitations accidentelles.

$\theta$  : Coefficient qui dépend de la durée  $t$  d'application de la combinaison d'action.

- $\theta = 1 \Rightarrow Si : t > 24 h$
- $\theta = 0.9 \Rightarrow Si : 1h < t < 24 h$
- $\theta = 0.85 \Rightarrow Si : t < 1 h$

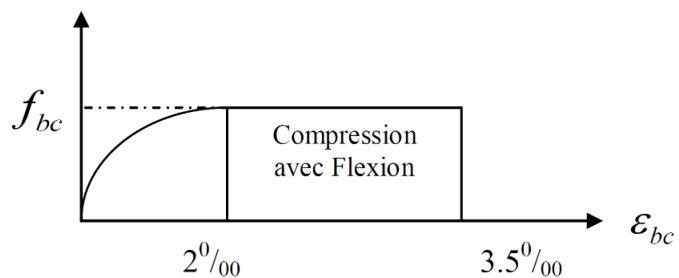


Fig.I.1. Diagramme déformation ELU

##### Etat limite de service (E.L.S)

La contrainte du béton à l'ELS est donnée par:

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

##### La contrainte de cisaillement dans le béton à l'E.L.U

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

##### • Fissuration peu nuisible (F.P)

$$\tau_u \leq \min (0.2 \times f_{c28} \times \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

##### • Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable (F.P ou F.T.P)

$$\tau_u \leq \min (0.15 \times f_{c28} \times \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :  $\tau_u$  est la contrainte ultime de cisaillement.

## I.7.2. L'acier

L'acier est un alliage de fer plus, carbone en faible pourcentage. Dans ce projet, on suppose que la limite d'élasticité de l'acier est égale à  $f_e = 400 \text{ MPa}$

### I.7.2.1. Contrainte limite de l'acier

#### a) Etat limite ultime (ELU)

La contrainte de l'acier est donnée par :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  (MPa)

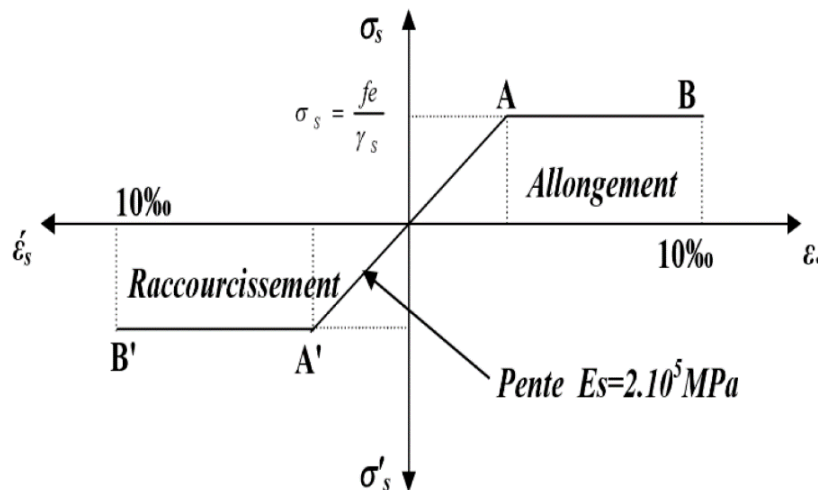
Avec :

$f_e$  = Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier.

$\gamma_s$  = Coefficient de sécurité, tel que :

$$\gamma_s \begin{cases} 1,15 \rightarrow \text{Situation durable} \\ 1 \rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

D'après le règlement [BAEL91 Art A.2.2.2], le diagramme des contraintes-déformations à l'ELU est comme suit :



FigI.2. Diagramme contraintes déformation à L'ELU.

#### b) Etat ultime de service (ELS)

- **Fissuration peu nuisible (F.P)**: pour vérification a faire.
- **Fissuration préjudiciable** :  $\bar{\sigma}_s = \min(23f_e ; \max(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta \times ft28}))$
- **Fissuration très préjudiciable (F.T.P)** :  $\bar{\sigma}_s = 0,8 \min(12f_e ; 90\sqrt{\eta \times ft28})$

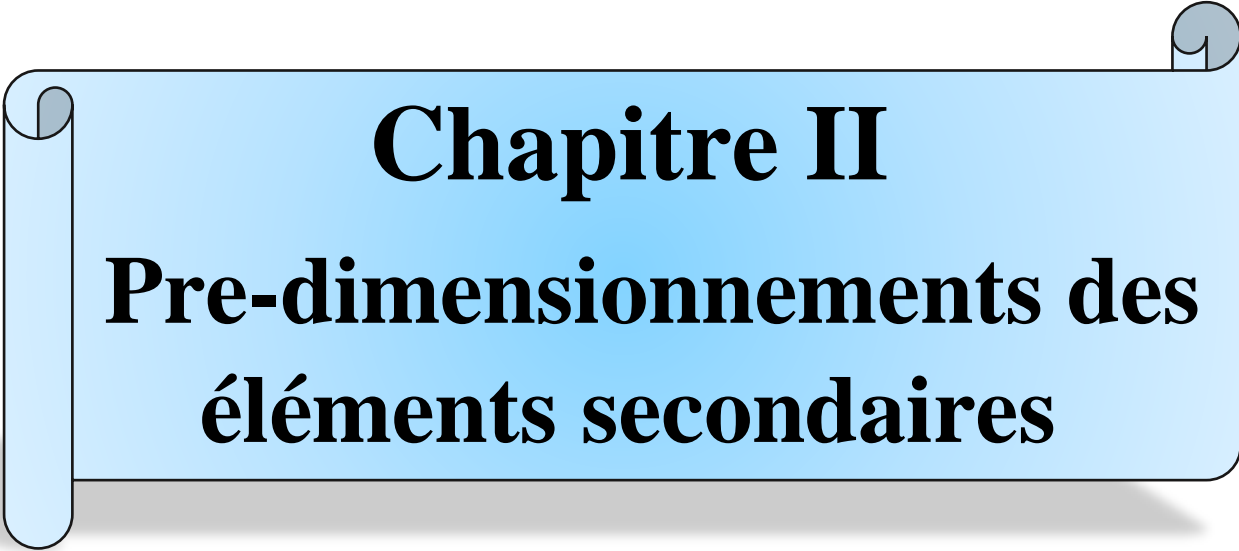
Avec :  $\eta$  : Coefficient numérique des armatures :

- $\eta = 1$  Pour les ronds lisses
- $\eta = 1.6$  Pour les armatures à haute adhérence
- $\eta = 1.3$  Pour les cas des fils de diamètres inférieur à 6mm

## 8. Conclusion

Dans notre projet, les valeurs utilisées sont :

- ❖ Pour béton  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ 
  - $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$
  - $E_{i28} = 32164,2\text{MPa}$
  - $E_{v28} = 10818,1\text{MPa}$
  - $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$  Situation durable
  - $\sigma_{bc} = 18,48\text{MPa}$  Situation accidentelle.
  - $\tau_u = 3,33\text{MPa}$  Fissuration peu nuisible
  - $\tau_u = 2,5\text{MPa}$  Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.
  - $\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$
  
- ❖ Pour l'acier
  - $f_{eE400} : f_e = 400\text{MPa}$  Pour les armatures longitudinales.
  - $\sigma_s = 201,63\text{MPa}$  Fissuration préjudiciable pour les HA.



**Chapitre II**  
**Pre-dimensionnements des**  
**éléments secondaires**

## II. Introduction

L'objectif du pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis, le prédimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le **RPA99 version 2003**, le **BAEL91/99**, le **CBA93** et **DTR.B.C.2.2** charges permanentes et charges d'exploitation.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase de dimensionnement.

### II.1 Pré dimensionnement des éléments secondaires

#### II.1.1 Les planchers

##### II.1.1.1 Planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est composé de corps creux, de poutrelles et de dalle de compression.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche donnée par le (CBA93 ART :6.8.4.2.4).

$$H_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

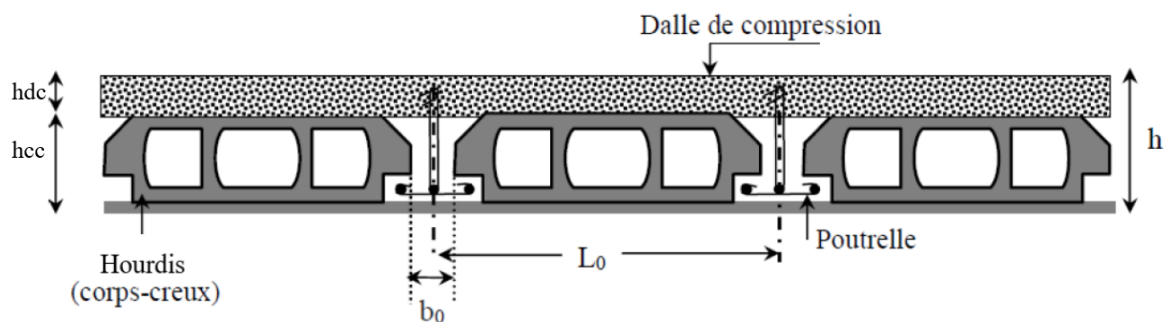
- $L_{max}$  : Longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.
- $H_t$  : Haute totale du plancher.

$$H_t \geq \frac{460 - 30}{22,5}$$

$$H_t \geq 19,11$$

➤ On adopte pour les planchers à corps creux en polystyrène :

$$H_t = 21 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} C_c = 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur du corps creux} \\ D_{dc} = 5 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de la dalle de compression} \end{array} \right.$$



**Fig.II.1.** Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Avec

- $h_{cc}$  : hauteur du corps creux.
- $h_{dc}$  : hauteur de la dalle de compression.
- $b_0$  : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.
- $L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

### ➤ Hourdis en polystyrène

Le hourdis en polystyrène est léger. Ses nombreux avantages sont les raisons pour lesquelles son adoption est de plus en plus courante :

- Offre une isolation phonique et thermique.
- La simplicité de sa mise en place est très facile grâce à son poids réduit.
- Ne craint pas l'humidité, et il conserve toutes ses propriétés après le coulage de la dalle.



**Fig.II.2.** Exemple De Hourdis En Polystyrène.

## II.1.1.1.2 Disposition des poutrelles

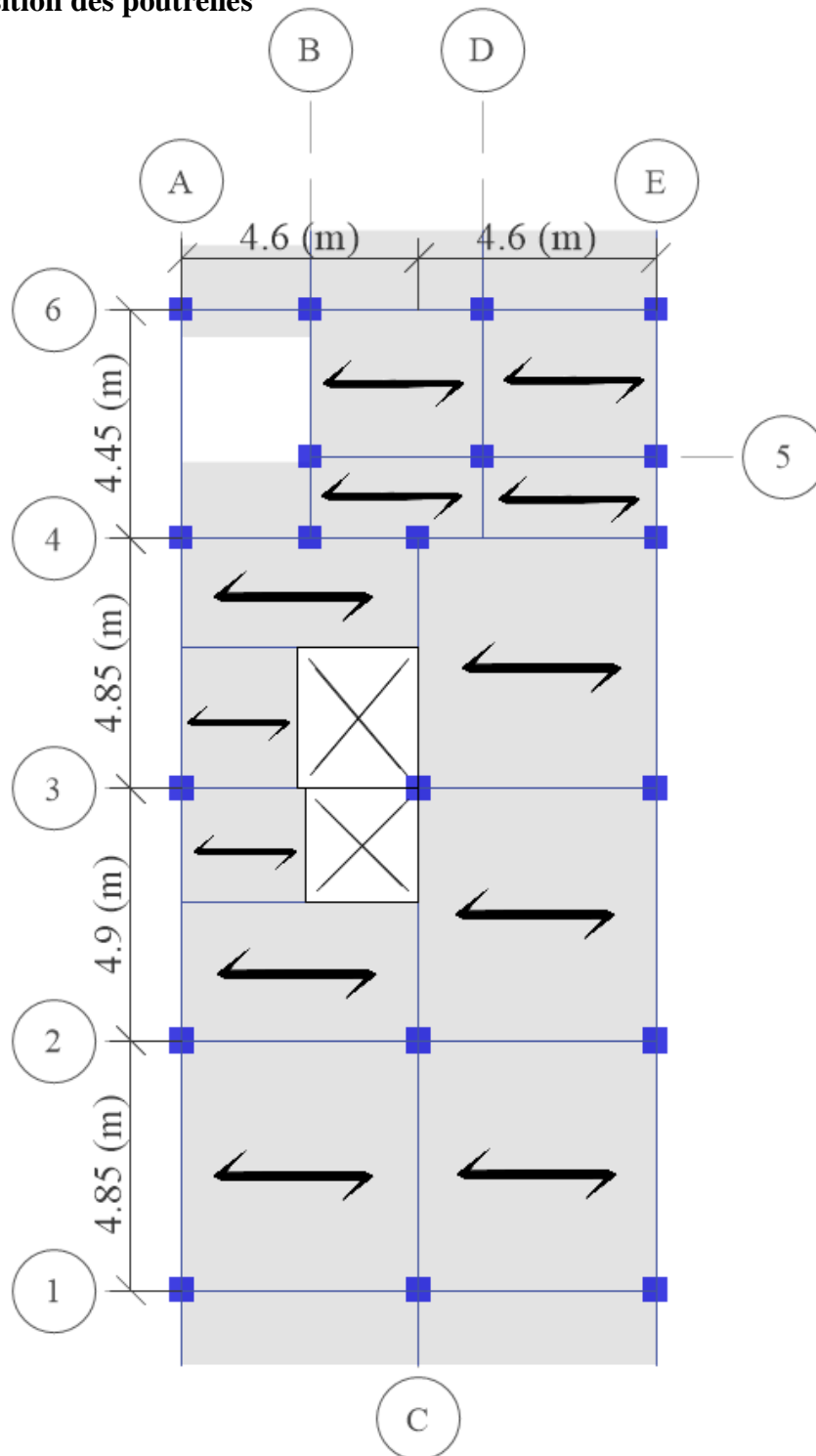


Fig.II.3. Dispositions des poutrelles

## II.1.1.1.3 Pré dimensionnement des poutrelles :

Ce sont des petites poutres qui forment l'Ossature de plancher, elles sont destinées à transmettre les charges verticales aux poutres.

On a :  $h_t=21$  cm et  $h_{dc}=5$  cm,  $b_0=10$  cm.

D'après (CBA. Art 4.1.3) :

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

Avec  $L_x$  : distance entre nus de deux poutrelles.

$L_y$  : longueur minimale entre nus d'appuis des poutrelles.

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min \left( \frac{55}{2} ; \frac{255}{10} \right)$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min (27,5 ; 22,5)$$

$$b \leq 22,5 \times 2 + 10$$

D'où :  $b=55\text{cm}$

### II.1.1.2 Plancher à dalle pleine :

Le pré dimensionnement des dalles se fait en se basant sur les critères suivants d'après le (CBA93) :

#### a. Critère de résistance à la flexion :

- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$  Pour une dalle sur quatre appuis et  $\rho \leq 0,4$
- $e \leq \frac{L_x}{20}$  Pour une dalle sur un ou deux appuis parallèles.
- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  Pour une dalle sur trois ou quatre appuis avec  $\rho > 0,4$

$L_x$  : portée minimale du panneau de dalle.

#### b. Critère de coupe-feu :

- $e = 7\text{cm}$ .....pour une heure de coupe-feu (BAEL91).
- $e = 11\text{cm}$ ....pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).

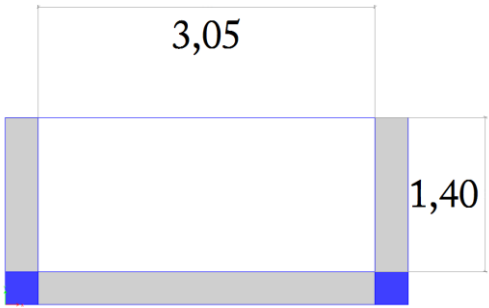
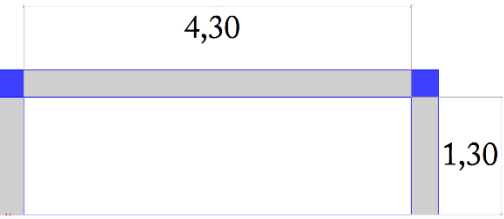
#### c. Isolation phonique :

Selon les règles techniques (CBA93) l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique

Dans notre projet :



Tableau II-1 : Prédimensionnement de dalles pleines

| Type de dalle   | $\rho$                              | e (cm) critère de résistance   |
|---|-------------------------------------|--|
|  | $\rho = \frac{Lx}{Ly} = 0,46 > 0,4$ | $\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$<br>$3,11 \leq e \leq 3,5$<br>$e = 3,5$ |
|  | $\rho = \frac{Lx}{Ly} = 0,30 < 0,4$ | $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$<br>$3,71 \leq e \leq 4,33$<br>$e = 4$  |

**Remarque :** Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, donc on utilise le résultat de la condition de coupe-feu (deux heures de coupe-feu) et/ou d'isolation acoustique.

| Type      | Epaisseur (cm) |
|-----------|----------------|
| Intérieur | 14 cm          |
| Balcon    | 12 cm          |

## II.1.2 Les escaliers

### II.1.2.1. Définitions :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- 1 = Palier
- 2 = Paillasse
- 3 = Contre marche
- 4 = Giron
- 5 = Emmarchement
- 6 = Epaisseur e

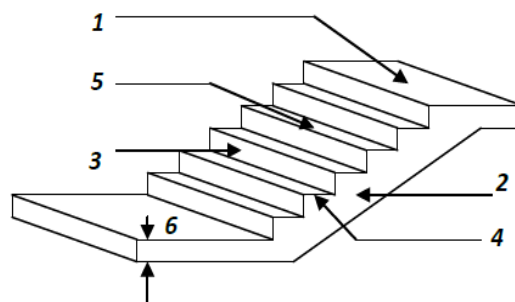


Fig.II.4 : Composantes d'un escalier

**II.1.2.2. Pre dimensionnement :**

Le calcul d’escalier est assimilé à une poutre simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de **BLONDEL**

$$59 < 2h+g < 64$$

Avec :  $\begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L_0}{n-1} \end{cases} \dots\dots\dots (1)$

Soit :  $2h+g=64\text{cm} \dots\dots\dots (2)$

n : nombre de marche.

On remplace (01) dans (02) on obtient l’équation :  $64n^2-(64+2H+L_0)n+2H=0$ .

On distingue dans notre projet un seul type d’escalier Escaliers droits à deux volées

**Inclinaison de la paillasse :**

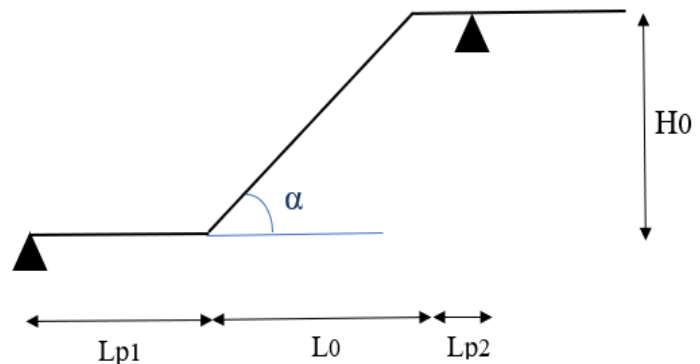
$$\text{tng } \alpha = \frac{H}{L_0}$$

**Épaisseur de la paillasse :**

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

$$L=L_{p1}+L_v+L_{p2}$$

$$L = L_{p1} + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_{p2}$$



**Fig.II.5 : Schéma de l’escalier**

**Tab.II-2: Prédimensionnement des escaliers**

|                      | H (m) | L0 (m) | n | h (m) | G (m) | Lp1 (m) | Lv (m) | Lp2 (m) | L (m) | e (cm) | α (°) |
|----------------------|-------|--------|---|-------|-------|---------|--------|---------|-------|--------|-------|
| <b>Étage courant</b> | 1,53  | 2,40   | 8 | 17    | 30    | 1,5     | 2,85   | 0,55    | 4,90  | 18     | 32,51 |
| <b>RDC</b>           | 1,87  | 240    | 8 | 17    | 30    | 1,5     | 3,04   | 0,55    | 5,09  | 18     | 37,92 |

**II.1.4. Poutres de chaînage**

Pour le pré dimensionnement des poutres on utilise la formule suivante :

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

$L_{max}$  : la portée maximale entre nus d'appuis de la poutre

$$L_{max} = 4,6 - 0,3 = 4,3 \text{ m}$$

$$\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10}$$

$$28,67 \leq h \leq 43$$

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

Vérification des exigences du **RPA 99/2003 (Art 7.5.1)**

- $h < 35 \text{ cm}$  ... .. Vérifiée
- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  ... .. Vérifiée
- $h/b = 1 < 4$  ... .. Vérifiée

**II.1.5 Acrotère :**

L'acrotère est un élément en béton armé, de protection qui se trouve du supérieur du bâtiment, non structural assimilé à une console encastrée à sa base au plancher terrasse. Il est soumis à la flexion composée.

$$S = (0,7 \times 0,1) + (0,05 \times 0,07) + [(0,05 \times 0,03) \times \frac{1}{2}] = 0,07425 \text{ m}^2$$

**Charge permanente :**

Poids propre :

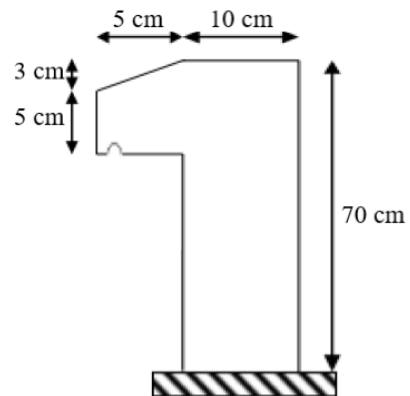
$$G = \gamma_b \times S$$

$$G = 25 \times 0,07425 = 1,856 \text{ KN/ml}$$

**Enduit de ciment :**

$$G_{enduit} = \gamma_c \times S = 0,02 \times 20 = 0,4 \text{ KN/ml}$$

- $G_{totale} = G_{Enduit} + G = 2,256 \text{ KN/ml}$



**Fig.II.6 :** Schéma de l'acrotère

**II.2. Pré dimensionnement des éléments principaux :**

**II.2.1 Les Poutres :**

Selon le BAEL 91/99 le prédimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

Avec  $L_{max}$  : la portée maximale entre nus d'appuis de la poutre

**II.2.1.1 Poutres principales :**

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

$$L_{max} = 4,9 - 0,3 = 4,6m$$

$$\frac{460}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{460}{10}$$

$$30,67 \leq h_{pp} \leq 46$$

$$\text{On prend } \begin{cases} h_{pp} = 40cm \\ b = 35 cm \end{cases}$$

**II.2.1.2 Poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, elles relient les portiques entre eux, leur hauteur est donnée par :

$$L_{max} = 4,6 - 0,3 = 4,3m$$

$$\frac{430}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{430}{10}$$

$$28,66 \leq h_{ps} \leq 43$$

$$\text{On prend } \begin{cases} h_{ps} = 35 cm \\ b = 30 cm \end{cases}$$

**II.2.1.3 Vérification des règles du RPA :**

RPA99 version 2003 ART.7.5.1.

- $b \geq 20 \dots\dots\dots$  Vérifiée
- $h \geq 30 \dots\dots\dots$  Vérifiée
- $\frac{h}{b} \leq 4 \dots\dots\dots$  Vérifiée

**II.2.2 Pré dimensionnement des voiles**

Ce sont des éléments de contreventement verticaux, minces et continus en béton armé, Son pré dimensionnement doit satisfaire les conditions de RPA99/200

$$L_{min} \geq 4 \times e \quad \text{Avec : } e \geq \max \left[ \frac{h_e}{20}; 15cm \right] \text{ RPA99 (Article 7.7.1)}$$

$h_e$  : la hauteur libre d'étage.

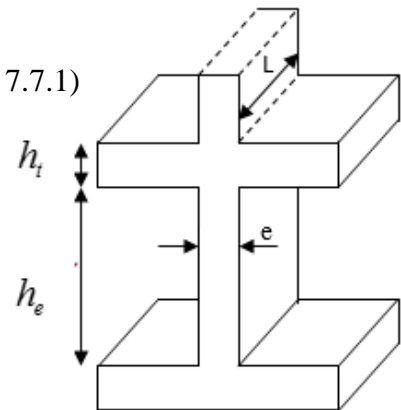
$L_{min}$  : Longueur du voile min.

$e$  : Épaisseur du voile

- Pour les étages courants :  $h_e = 306 - 35 = 271 cm$
- Pour le RDC :  $h_e = 340 - 35 = 305 cm$

$$e \geq \max[15,25 ; 15cm] \Rightarrow e=20 cm$$

Longueur minimale des voiles sera de :



**FigII.7 :** Coupe de voile en élévation

$$L_{\min} \geq 4 \times 20 \Rightarrow L_{\min} = 80 \text{ cm}$$

### II.2.3 Les Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, en appliquant les deux critères suivants :

- Critère de résistance
- Critère de stabilité de forme

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations.

En outre, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du RPA99/2003.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- RDC, 1er étage :  $(b,h) = (40,45) \text{ cm}^2$
- 2ième, 3ième étage :  $(b,h) = (35,40) \text{ cm}^2$
- 4ième, 5ième étage :  $(b,h) = (35,35) \text{ cm}^2$
- 6ième, 7ième étage :  $(b,h) = (30,35) \text{ cm}^2$

### II.3 Descente de charge :

Les charges réglementaires sont en général :

- **Les charges permanentes :** IL s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.
- **Les charges d'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 moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque. Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

#### II.3.1 Evaluation des charges et surcharges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les différentes charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G)
- Les surcharges d'exploitation (Q)

##### II.3.1.1 Les charges permanentes :

## a) - Terrasse inaccessible :

## 1 - corps creux

Tableau II.3. Evaluation des charges revenantes au plancher terrasse inaccessible en corps creux

| Eléments                     | Epaisseur (cm)              | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Charge (KN/m <sup>2</sup> ) |
|------------------------------|-----------------------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| Gravillons de protection     | 5                           | 20                                   | 1                           |
| Etanchéité multicouches      | 2                           | 6                                    | 0,12                        |
| Forme de pente               | 10                          | 22                                   | 2,2                         |
| Isolation thermique          | 4                           | 0,25                                 | 0,01                        |
| Enduit au ciment             | 1,5                         | 18                                   | 0,27                        |
| Plancher cors creux (16+5)   | 21                          | /                                    | 2,0                         |
| <b>Charge permanente</b>     | G=5,60 (KN/m <sup>2</sup> ) |                                      |                             |
| <b>Charge d'exploitation</b> | Q= 1 (KN/m <sup>2</sup> )   |                                      |                             |

## 2 – Dalle pleine

Tableau II.4. Evaluation des charges revenantes au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine

| Eléments                     | Epaisseur (cm)              | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Charge (KN/m <sup>2</sup> ) |
|------------------------------|-----------------------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| Gravillons de protection     | 5                           | 20                                   | 1                           |
| Etanchéité multicouches      | 2                           | 6                                    | 0,12                        |
| Forme de pente               | 10                          | 22                                   | 2,2                         |
| Isolation thermique          | 4                           | 0,25                                 | 0,01                        |
| Enduit au ciment             | 1,5                         | 18                                   | 0,27                        |
| Dalle pleine                 | 12                          | 25                                   | 3,0                         |
| <b>Charge permanente</b>     | G=6,10 (KN/m <sup>2</sup> ) |                                      |                             |
| <b>Charge d'exploitation</b> | Q= 1 (KN/m <sup>2</sup> )   |                                      |                             |

**b) - Terrasse accessible****1 - corps creux****Tableau II.5.** Evaluation des charges revenantes au plancher terrasse accessible en corps creux

| Eléments                     | Epaisseur (cm)              | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Charge (KN/m <sup>2</sup> ) |
|------------------------------|-----------------------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| Carrelage                    | 2                           | 20                                   | 0,4                         |
| Mortier de pose              | 2                           | 20                                   | 0,4                         |
| Lit de sable                 | 2                           | 18                                   | 0,36                        |
| Corps creux (16+5)           | 21                          | /                                    | 2,0                         |
| Forme de pente               | 10                          | 22                                   | 2,2                         |
| Enduit de plâtre             | 1,5                         | 10                                   | 0,15                        |
| <b>Charge permanente</b>     | G=5,51 (KN/m <sup>2</sup> ) |                                      |                             |
| <b>Charge d'exploitation</b> | Q= 1,5 (KN/m <sup>2</sup> ) |                                      |                             |

**c) - Plancher étage courant****1 - corps creux****Tableau II.6.** Evaluation des charges revenantes au plancher étage courant en corps creux

| Eléments                     | Epaisseur (cm)              | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Charge (KN/m <sup>2</sup> ) |
|------------------------------|-----------------------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| Carrelage                    | 2                           | 20                                   | 0,4                         |
| Mortier de pose              | 2                           | 20                                   | 0,4                         |
| Lit de sable                 | 2                           | 18                                   | 0,36                        |
| Corps creux (16+5)           | 21                          | /                                    | 2,0                         |
| Enduit de plâtre             | 1,5                         | 10                                   | 0,15                        |
| Cloison de séparation        | 10                          | 9                                    | 0,9                         |
| <b>Charge permanente</b>     | G=4,21 (KN/m <sup>2</sup> ) |                                      |                             |
| <b>Charge d'exploitation</b> | Q= 1,5 (KN/m <sup>2</sup> ) |                                      |                             |

**2 – Dalle pleine****Tableau II.7.** Evaluation des charges revenantes au plancher étage courant en dalle pleine

| Éléments                     | Épaisseur (cm)              | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Charge (KN/m <sup>2</sup> ) |
|------------------------------|-----------------------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| Carrelage                    | 2                           | 20                                   | 0,4                         |
| Mortier de pose              | 2                           | 20                                   | 0,4                         |
| Lit de sable                 | 2                           | 18                                   | 0,36                        |
| Dalle pleine                 | 14                          | 25                                   | 3,5                         |
| Enduit de plâtre             | 1,5                         | 10                                   | 0,15                        |
| Cloison de séparation        | 10                          | 9                                    | 0,9                         |
| <b>Charge permanente</b>     | G=5,71 (KN/m <sup>2</sup> ) |                                      |                             |
| <b>Charge d'exploitation</b> | Q= 1,5 (KN/m <sup>2</sup> ) |                                      |                             |

#### d) - Les balcons en dalle pleine

Tableau II.8. Évaluation des charges revenantes au balcon en dalle pleine

| Éléments                     | Épaisseur (cm)              | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Charge (KN/m <sup>2</sup> ) |
|------------------------------|-----------------------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| Carrelage                    | 2                           | 20                                   | 0,4                         |
| Mortier de pose              | 2                           | 20                                   | 0,4                         |
| Sable fin                    | 2                           | 18                                   | 0,36                        |
| Dalle pleine                 | 12                          | 25                                   | 3                           |
| Enduit de plâtre             | 1,5                         | 18                                   | 0,27                        |
| <b>Charge permanente</b>     | G=4,43 (KN/m <sup>2</sup> ) |                                      |                             |
| <b>Charge d'exploitation</b> | Q= 3,5 (KN/m <sup>2</sup> ) |                                      |                             |

#### e) - Les murs extérieurs

Tableau II.9. Évaluation des charges revenantes aux murs extérieurs

| Éléments                 | Épaisseur (cm)              | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Charge (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|-----------------------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| Enduit en ciment         | 1,5                         | 28                                   | 0,27                        |
| Brique creuses           | 15                          | /                                    | 1,30                        |
| Brique creuses           | 10                          | /                                    | 0,9                         |
| Enduit de plâtre         | 1,5                         | 10                                   | 0,15                        |
| <b>Charge permanente</b> | G=2,62 (KN/m <sup>2</sup> ) |                                      |                             |



## f) - Les escaliers

## 1- Palier

Tableau II.10. Évaluation des charges revenantes au palier en dalle pleine

| Eléments                     | Epaisseur (cm)              | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Charge (KN/m <sup>2</sup> ) |
|------------------------------|-----------------------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| Carrelage                    | 2                           | 20                                   | 0,4                         |
| Mortier de pose              | 2                           | 20                                   | 0,4                         |
| Lit de sable                 | 2                           | 18                                   | 0,36                        |
| Dalle pleine                 | 18                          | 25                                   | 4,5                         |
| Enduit en ciment             | 2                           | 18                                   | 0,36                        |
| <b>Charge permanente</b>     | G=6,02 (KN/m <sup>2</sup> ) |                                      |                             |
| <b>Charge d'exploitation</b> | Q= 2,5 (KN/m <sup>2</sup> ) |                                      |                             |

## 2 - Volée

Tableau II.11. Évaluation des charges revenantes aux volées en dalle pleine

| Eléments                           | Epaisseur (cm)              | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Charge (KN/m <sup>2</sup> ) |      |
|------------------------------------|-----------------------------|--------------------------------------|-----------------------------|------|
| Revêtement en carrelage horizontal | 2                           | 20                                   | 0,4                         |      |
| Revêtement en carrelage vertical   | 2×(h/g)                     | 20                                   | 0,23                        |      |
| Mortier de pose horizontal         | 2                           | 20                                   | 0,4                         |      |
| Mortier de pose vertical           | 2×(h/g)                     | 20                                   | 0,23                        |      |
| Dalle pleine                       | Etage courant               | 18/cos(α)                            | 25                          | 5,34 |
|                                    | RDC                         | 18/cos(α)                            | 25                          | 5,71 |
| Enduit en plâtre                   | Etage courant               | 1,5/cos(α)                           | 10                          | 0,18 |
|                                    | RDC                         | 1,5/cos(α)                           | 10                          | 0,19 |
| Poids des marches                  | h/2                         | 22                                   | 1,87                        |      |
| Garde-corps                        | /                           | /                                    | 0,1                         |      |
| <b>Charge permanente</b>           | Etage courant               | G=8,75 (KN/m <sup>2</sup> )          |                             |      |
|                                    | RDC                         | G=9,13 (KN/m <sup>2</sup> )          |                             |      |
| <b>Charge d'exploitation</b>       | Q= 2,5 (KN/m <sup>2</sup> ) |                                      |                             |      |

**g - Acrotère :**

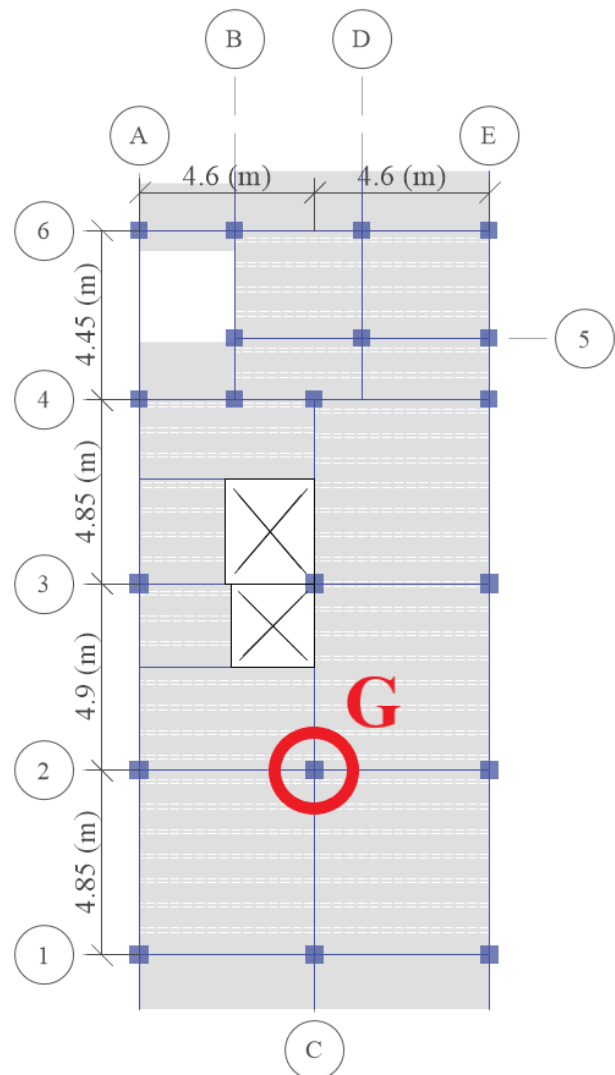
**Tab.II.12 :** Charges permanentes de l'acrotère.

| Eléments                     | Epaisseur (cm)                    | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Charge (KN/m <sup>2</sup> ) |
|------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| Enduit en ciment             | 2                                 | 20                                   | 0,4                         |
| Acrotère                     | /                                 | 25                                   | 1,86                        |
| <b>Charge permanente</b>     | <b>G= 2,26 (KN/m<sup>2</sup>)</b> |                                      |                             |
| <b>Charge d'exploitation</b> | <b>Q= 1 (KN/m<sup>2</sup>)</b>    |                                      |                             |

**Poteau plus sollicité**

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

La descente de charges va se faire pour le poteau **G** car c'est celui qui représente la configuration la plus défavorable, comme le montre la figure ci-dessous :



**Fig.II.8.** Poteau **G** qui représente la configuration la plus défavorable

➤ **Poids propre des poteaux**

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont définies ci-après poids propre des poteaux est :  $P=25 \times S \times h$  ; avec h : hauteur d'étage ; S : surface du poteau ( $b_1 \times h_1$ )

**Tab.II.13.** Poids propre des poteaux

| Etage                     | RDC   | 1 <sup>er</sup> | 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> | 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> | 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> | Poteaux de chaînage |
|---------------------------|-------|-----------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|---------------------|
| Surface (m <sup>2</sup> ) | 0,18  | 0,18            | 0,14                                 | 0,1225                               | 0,105                                | 0,0625              |
| Hauteur d'étage h (m)     | 3,40  | 3,06            | 3,06                                 | 3,06                                 | 3,06                                 | 3,06                |
| Poids (KN)                | 15,30 | 13,77           | 10,71                                | 9,371                                | 8,032                                | 4,78                |

Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau ( G ) :

➤ **Poids des planchers**

- On a :
- Poutres principales (35×40).
  - Poutres secondaires (30×35).

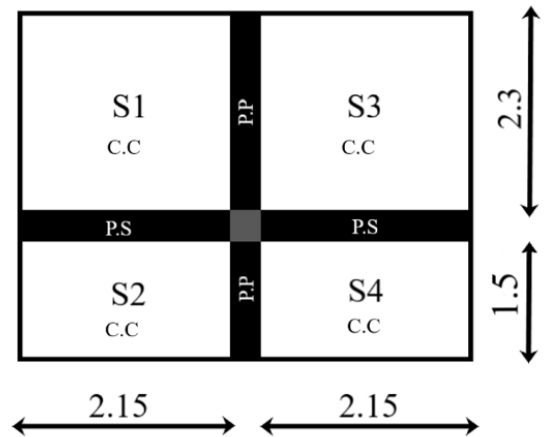
• **Terrasse inaccessible**

$$S_{\text{afférant}} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S1 + S2 + S3 + S4 = 16,34 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{plancher}} (\text{T.I}) = 5,6 \times 16,34 = 91,504 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{plancher}} (\text{T.I}) = 1 \times 16,34 = 16,34 \text{ KN/m}^2$$



**Fig.II.9 :** Surface qui revient au poteau G niveau de la terrasse inaccessible

• **7<sup>ème</sup> étage (avec terrasse accessible)**

$$S_{\text{afférant}} = S1 + S2 + S3 + S4$$

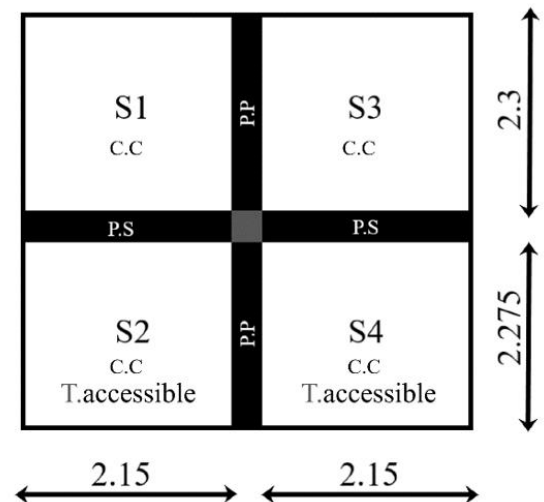
$$S1 + S2 + S3 + S4 = 19,67 \text{ m}^2$$

$$S1 + S3 = 9,89 \text{ m}^2$$

$$S2 + S4 = 9,786 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{plancher}} (7^{\text{ème}}) = 4,21 \times 9,89 + 5,51 \times 9,786 = 95,56 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{plancher}} (7^{\text{ème}}) = 1,5 \times 19,67 = 29,51 \text{ KN/m}^2$$



**Fig.II.10 :** Surface qui revient au poteau G niveau du 7<sup>ème</sup> étage (avec terrasse accessible)

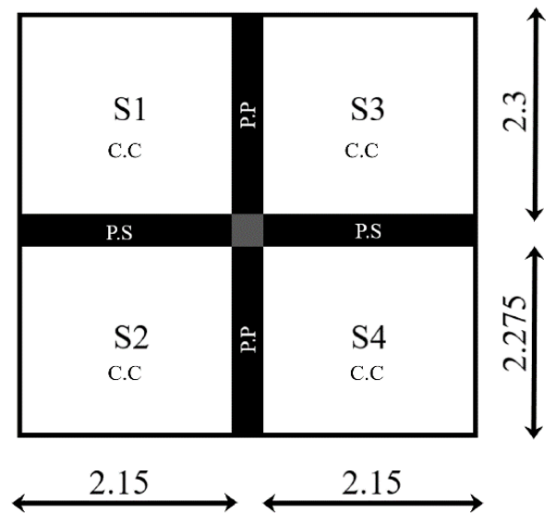
**6<sup>eme</sup> au 1<sup>er</sup> étage et RDC**

$$S_{\text{afférant}} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S1 + S2 + S3 + S4 = 19,67 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{plancher}} (E+R) = 4,21 \times 19,67 = 82,81 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{plancher}} (\text{Etage}) = 1,5 \times 19,67 = 29,51 \text{ KN/m}^2$$



**Fig.II.11** : Surface qui revient au poteau G niveau du 6eme au 1er étage et RDC

**Poids des poutres**

**Poutre principale**

$$L_{pp} = \frac{4,85 - 0,30}{2} + \frac{4,90 - 0,30}{2} = 4,575 \text{ m}$$

$$G_{pp} = L_{pp} \times S \times 25 = 4,575 \times 0,4 \times 0,35 \times 25 = 16,0125 \text{ KN}$$

**Poutre secondaire**

$$L_{ps} = \frac{4,60 - 0,30}{2} + \frac{4,60 - 0,30}{2} = 4,3 \text{ m}$$

$$G_{ps} = L_{ps} \times S \times 25 = 4,3 \times 0,35 \times 0,3 \times 25 = 11,2875 \text{ KN}$$

**Poids total des poutres**

$$G_{\text{total}} = 16,0125 + 11,2875 = 27,3 \text{ KN}$$

**Application de la loi de dégression**

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

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

Sous toit ou terrasse : .....  $Q_0$

Sous dernier étage : .....  $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : .....  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : .....  $Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Pour  $n \geq 5$  : .....  $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + \dots + Q_n)$

Dans ce projet les surcharges d'exploitations ne sont pas égales.

$Q_0$  : la surcharge d'exploitation sur la terrasse inaccessible.

$Q_1...Q_7$  : La surcharge d'exploitation sur les étages à usage d'habitation.

$Q_8$  : La surcharge d'exploitation sur le RDC.

$$N = Q \times S_{\text{afférente}}$$

$$N_0 : Q_0 = 16,34 \text{ KN}$$

$$N_1 : Q_0 + Q_1 = 45,8487 \text{ KN}$$

$$N_2 : Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2) = 72,40653 \text{ KN}$$

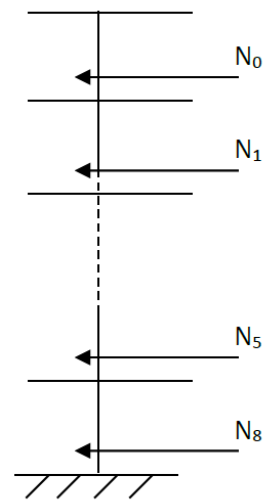
$$N_3 : Q_0 + 0,9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 96,01349 \text{ KN}$$

$$N_4 : Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 116,66958 \text{ KN}$$

$$N_5 : Q_0 + 0,80 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 134,3748 \text{ KN}$$

$$N_6 : Q_0 + 0,75 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 149,12915 \text{ KN}$$

$$N_7 : Q_0 + \frac{3+7}{2 \times 7} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 163,8835 \text{ KN}$$



**Fig.II.12** : Schéma statique de la descente de charge

**Tab.II.10.** Descente charge pour le poteau G :

| Niveau   | Elément         | Poids propres G(KN) | Surcharges Q(KN) |
|----------|-----------------|---------------------|------------------|
| N0       | Plancher        | 91,504              | 16,34            |
|          | Poutres         | 27,3                |                  |
|          | Poteaux         | 8,032               |                  |
|          | Pot de chaînage | 4,78                |                  |
|          | Mur extérieur   | 11,266              |                  |
| La somme |                 | 142,882             | 16,34            |
| N1       | Venant de 0     | 142,882             | 45,849           |
|          | Plancher        | 95,56               |                  |
|          | Poutres         | 27,3                |                  |
|          | Poteaux         | 8,032               |                  |
| La somme |                 | 273,774             | 45,849           |
| N2       | Venant de 1     | 273,774             | 72,407           |
|          | Plancher        | 82,81               |                  |
|          | Poutres         | 27,3                |                  |
|          | Poteaux         | 9,371               |                  |

|  |             |          |         |
|--|-------------|----------|---------|
| La somme                                       |             | 393,255  | 72,407  |
| N3   | Venant de 2 | 393,255  | 96,014  |
|  | Plancher    | 82,81    |         |
|  | Poutres     | 27,3     |         |
|  | Poteaux     | 9,371    |         |
| La somme                                       |             | 512,736  | 96,014  |
| N4   | Venant de 3 | 512,736  | 116,669 |
|  | Plancher    | 82,81    |         |
|  | Poutres     | 27,3     |         |
|  | Poteaux     | 10,71    |         |
| La somme                                       |             | 633,556  | 116,669 |
| N5   | Venant de 4 | 633,556  | 134,375 |
|  | Plancher    | 82,81    |         |
|  | Poutres     | 27,3     |         |
|  | Poteaux     | 10,71    |         |
| La somme                                       |             | 754,376  | 134,375 |
| N6   | Venant de 5 | 754,376  | 149,129 |
|  | Plancher    | 82,81    |         |
|  | Poutres     | 27,3     |         |
|  | Poteaux     | 13,77    |         |
| La somme                                       |             | 878,256  | 149,129 |
| N7   | Venant de 6 | 878,256  | 163,884 |
|  | Plancher    | 82,81    |         |
|  | Poutres     | 27,3     |         |
|  | Poteaux     | 15,30    |         |
| La somme                                       |             | 1003,666 | 163,994 |
| $N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 1600,939 \text{ KN}$ |             |          |         |

#### IV. Vérification pour le poteau :

Selon le BAEL (art B.8.1, 1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10%, pour tenir en compte la continuité des portiques.

$$N_u = 1600,939 \text{ KN} \Rightarrow N_u^* = N_u \times 1,1$$

Après majoration on trouve à la base  $N_u = 1761,033 \text{ KN}$

Les poteaux sont pré-dimensionnés selon trois critères :

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

##### a. Critère de résistance

On doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que :} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

##### Exemple de calcul :

$$B = \frac{N_u^*}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{1761,033}{14,2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0,124 \text{ m}^2$$

A la base  $\Rightarrow B = 0,4 \times 0,45 = 0,18 \text{ m}^2 > 0,124 \text{ m}^2 \rightarrow$  c'est vérifié.

Le tableau suivant résume les vérifications à la compression à tous les niveaux

**Tab.II.15.** Vérification des poteaux à la compression simple pour le poteau (G)

| Etage | Poids propres<br>G (KN) | Surcharges<br>Q (KN) | Nu*(KN)  | Condition B > Bcalculé |                            | Observation |
|-------|-------------------------|----------------------|----------|------------------------|----------------------------|-------------|
|       |                         |                      |          | B (m <sup>2</sup> )    | Bcalculé (m <sup>2</sup> ) |             |
| 7     | 142,882                 | 16,34                | 263,062  | 0,105                  | 0,019                      | Vérifiée    |
| 6     | 273,774                 | 45,849               | 482,205  | 0,105                  | 0,034                      | Vérifiée    |
| 5     | 393,255                 | 72,406               | 703,453  | 0,1225                 | 0,049                      | Vérifiée    |
| 4     | 512,736                 | 96,014               | 919,836  | 0,1225                 | 0,065                      | Vérifiée    |
| 3     | 633,556                 | 116,669              | 1133,334 | 0,140                  | 0,080                      | Vérifiée    |
| 2     | 754,376                 | 134,375              | 1341,967 | 0,140                  | 0,095                      | Vérifiée    |
| 1     | 878,256                 | 149,129              | 1550,273 | 0,180                  | 0,109                      | Vérifiée    |
| RDC   | 1003,666                | 163,994              | 1761,033 | 0,180                  | 0,124                      | Vérifiée    |

On remarque que la condition  $B > B_{calculé}$  est vérifiée dans tous les niveaux.

**b. Critère de stabilité de forme**

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

$$Nu \leq \bar{N}u = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \text{(BAEL91 art B.8.4, 1)}$$

Avec :

Br : section réduite du béton [Br = (a-2) × (b-2)].

As : Section d'acier.

$\gamma_b = 1,5$  : coefficient de sécurité du béton (cas durable).

$\gamma_s = 1,15$  : coefficient de sécurité d'acier.

$\alpha$  : coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement ( $\lambda$ ).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } 0 < \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$  : longueur de flambement  $l_f = 0,7 l_0$  (BAEL91 art B.8.3, 31)

$l_0$  : la hauteur libre du poteau  $l_0 = h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre principale}}$

$i$  : Rayon de giration

$I$  : Moment d'inertie Cas d'une section rectangulaire

**Exemple de calcul**

Vérification du poteau G :

$l_f = 0,7 \times 2,71 = 1,897$  m (Etage) ;  $l_f = 0,7 \times 3,05 = 2,135$  m (RDC)

$$I = \frac{b \times a^3}{12} = 2,4 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = 0,1155 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 18,49$$

$$\lambda = 18,49 < 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0,732$$

D'après l'expression donnée dans le BAEL91/99 art B.8.4.1

On doit vérifier que  $B_r > B_{\text{calculé}}$

$$\Rightarrow B_{\text{calculé}} \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$



$$\Rightarrow B_{\text{calculé}} \geq \frac{1761,033 \times 10^{-3}}{0,732 \left[ \frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,109 \text{m}^2$$

$$\Rightarrow B_r = (a-0,02) \times (b-0,02) = (0,40-0,02) \times (0,45-0,02)$$

$$\Rightarrow B_r = 0,1634 \text{m}^2 > B_{\text{calculé}} = 0,101 \text{m}^2 \Rightarrow \text{donc le poteau ne risque pas de flamber.}$$

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

**Tab.II.16.** Vérification au flambement des poteaux

| Etage | Nu*<br>(KN) | i<br>(m) | $\lambda$ | $\alpha$ | Br > B <sub>calculé</sub> (m <sup>2</sup> ) |                      | Observation |
|-------|-------------|----------|-----------|----------|---|----------------------|-------------|
|       |             |          |           |          | B <sub>r</sub>                              | B <sub>calculé</sub> |             |
| 7     | 263,062     | 0,0866   | 21,90     | 0,717    | 0,0924                                      | 0,017                | Vérifiée    |
| 6     | 482,205     | 0,0866   | 21,90     | 0,717    | 0,0924                                      | 0,030                | Vérifiée    |
| 5     | 703,453     | 0,1010   | 18,78     | 0,731    | 0,1089                                      | 0,044                | Vérifiée    |
| 4     | 919,836     | 0,1010   | 18,78     | 0,731    | 0,1089                                      | 0,057                | Vérifiée    |
| 3     | 1133,334    | 0,1010   | 18,78     | 0,731    | 0,1254                                      | 0,070                | Vérifiée    |
| 2     | 1341,967    | 0,1010   | 18,78     | 0,731    | 0,1254                                      | 0,083                | Vérifiée    |
| 1     | 1550,273    | 0,1155   | 16,43     | 0,740    | 0,1634                                      | 0,095                | Vérifiée    |
| RDC   | 1761,033    | 0,1155   | 18,49     | 0,732    | 0,1634                                      | 0,109                | Vérifiée    |

On remarque que la condition  $B_r > B_{\text{calculé}}$  est vérifiée dans tous les niveaux, donc pas de risque de flambement.

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

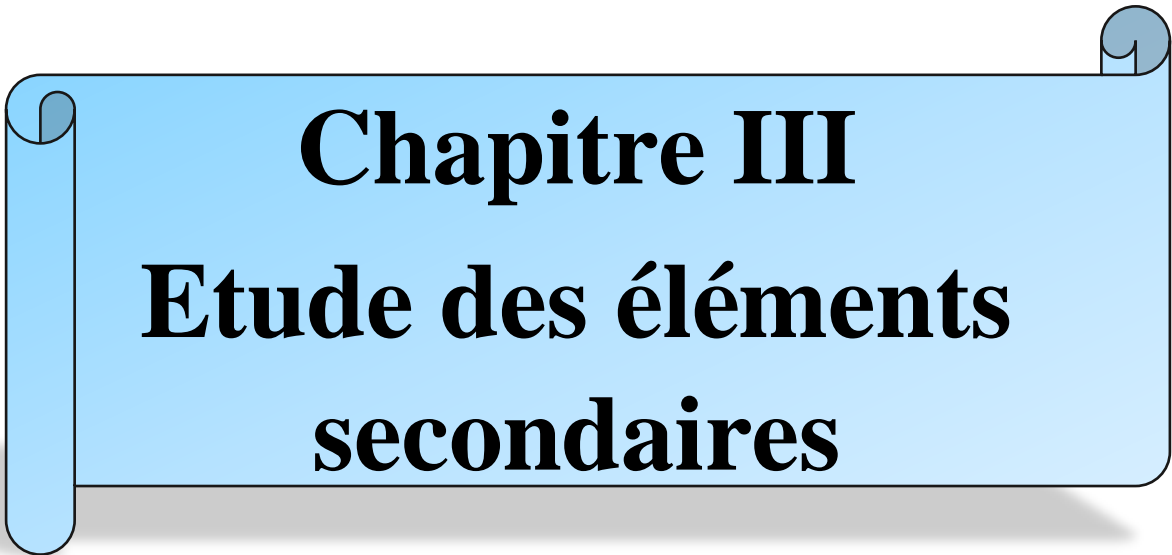
**Tab.II.17.** Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau (G).

| Poteaux                              | (40×45) | (35×40) | (35×35) | (35× 30) | Observation |
|--------------------------------------|---------|---------|---------|----------|-------------|
| $\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$    | 40      | 35      | 35      | 30       | Vérifiée    |
| $\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ | 15,3    | 15,3    | 15,3    | 15,3     | Vérifiée    |
| $0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4$         | 0,888   | 0,875   | 1       | 0,857    | Vérifiée    |

**II.7. Conclusion :**

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

- Plancher : Pour le corps creux est (16+5) en polystyrène ; pour les dalles pleines  $e = 12\text{cm}$
- Poutres : Poutres principales :  $35 \times 40\text{ cm}^2$   
Poutres secondaires :  $30 \times 35\text{ cm}$   
Poutre palière :  $30 \times 30\text{ cm}^2$
- Escalier + palier : Nous avons adopté une épaisseur  $e = 18\text{ cm}$ .
- Voiles :  $e_p = 20\text{ cm}$  pour les étages courants.
- Poteaux : RDC et 1<sup>er</sup> étage est de section  $(40 \times 45)\text{ cm}^2$ .  
2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage est de section  $(35 \times 40)\text{ cm}^2$ .  
4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage est de section  $(35 \times 35)\text{ cm}^2$ .  
6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage est de section  $(30 \times 35)\text{ cm}^2$ .



**Chapitre III**  
**Etude des éléments**  
**secondaires**

### III. Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur les éléments considérées, calcul des sollicitations les plus défavorables et la détermination de la section d'acier nécessaire.

#### III.1. Etude du plancher :

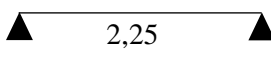
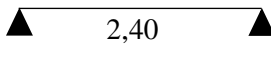
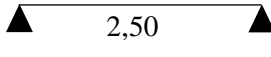
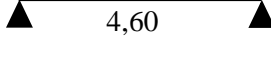


##### III.1.1. Planchers à corps creux :

##### III.1.1.1. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple comme une poutre continue sur plusieurs appuis. Pour calculer les sollicitations on applique les méthodes suivantes : Méthode RDM, Méthode forfaitaire, méthode de Caquot et la méthode de Caquot minorée.

##### III.1.1.1.2. Les types de poutrelles :

Tab.III.1 : Différents types de poutrelles dans les planchers.

|                |  |
|----------------|--|
| <b>Type 01</b> |  |
| <b>Type 02</b> |  |
| <b>Type 03</b> |  |
| <b>Type 04</b> |  |
| <b>Type 05</b> |  |
| <b>Type 06</b> |  |

##### III.1.1.1.3. Les charges revenant sur poutrelles :

Tab.III.2 : Chargement sur les poutrelles

| Type de plancher      | G (KN/m <sup>2</sup> ) | Q (KN/m <sup>2</sup> ) | l <sub>0</sub> (m)<br>(Entraxe des poutrelles) | q <sub>u</sub> =(1.35G+1.5Q)×l <sub>0</sub><br>(KN/m) | q <sub>s</sub> =(G+Q)×l <sub>0</sub><br>(KN/m) |
|-----------------------|------------------------|------------------------|--|---|--|
| Etage courant         | 4.21                   | 1.5                    | 0.65   | 5.16  | 3.71   |
| Terrasse accessible   | 5.51                   | 1.5                    | 0.65   | 6.30  | 4.56   |
| Terrasse inaccessible | 5.60                   | 1                      | 0.65   | 5.89  | 4.29   |

#### III.1.1.1.4. Calcul des sollicitations :

Dans notre projet, on dispose de deux natures de poutrelles :

- Poutrelles isostatiques : la détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM.
- Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent par l'application de la méthode forfaitaire vu la symétrie.

#### Exemple de calcul

Poutrelle de type 05 au niveau de l'étage courant



On doit vérifier ce qui suit :

- Le plancher est à surcharge modérée  $Q = 1,5\text{KN}/\text{m}^2 \leq 5\text{KN}/\text{m}^2 \Rightarrow$ Vérifiée
- Le rapport des portées successives  $L_i/L_{i+1} = \frac{3,55}{3,55} = 1 \in (0,8 ; 1,25) \Rightarrow$ Vérifiée
- Le moment d'inertie de la poutrelle est constant sur toutes les travées  $\Rightarrow$ Vérifiée
- Fissuration peu nuisible (FPN)  $\Rightarrow$ Vérifiée

$\Rightarrow$ La M.F est applicable.

#### Sollicitations :

- $q_U = 5,16 \text{ KN/m.l}$
- $q_S = 3,71 \text{ KN/m.l}$

#### ✚ Calcul du moment isostatique :

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8}$$

Travée AB =BC (Isostatique) :

$$\text{ELU : } M_{0U}^{AB} = M_{0U}^{BC} = 7,23 \text{ KN.M}$$

$$\text{ELS : } M_{0S}^{AB} = M_{0S}^{BC} = 5,21 \text{ KN.M}$$

#### ✚ Calcul des moments aux appuis :

Appuis de rive :

$$M_A = M_C = -0,15 \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0,15 M_0^{AB}$$

ELU :  $M_A^U = M_C^U = -1,09 \text{ KN.M}$

ELS :  $M_A^S = M_C^S = -0,78 \text{ KN.M}$

Appuis intermédiaires :

$M_B = -0,6 \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0,6 M_0^{AB}$

ELU :  $M_B^U = -4,34 \text{ KN.M}$

ELS :  $M_B^S = -3,13 \text{ KN.M}$

✚ **Calcul des moments en travée :**

Travée AB = BC :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0,26$$

- $M_{T.AB^1} + \frac{\backslash MA+MB \backslash}{2} \geq \max(1,05 ; 1 + 0,3 \alpha) M_{0AB} \Leftrightarrow M_{T.AB^1} \geq 0,778 M_0^{AB} \dots\dots(1)$

- $M_{T.AB^2} \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_{0AB} \Leftrightarrow M_{T.AB^2} \geq 0,639 M_0^{AB} \dots\dots\dots(2)$

$M_{T.AB} = \max \{ (1) ; (2) \} = 0,778 M_0^{AB}$

ELU :  $M_{T.AB}^U = M_{T.BC}^U = 5,64 \text{ KN.M}$

ELS :  $M_{T.AB}^S = M_{T.BC}^S = 4,06 \text{ KN.M}$

✚ **Calcul de l'effort tranchant :**

Travée AB (rive)

$V_A = q \times L_{AB} / 2 = 8,64 \text{ KN}$

$V_B = -1,15 q \times L_{AB} / 2 = -9,93 \text{ KN}$

Travée BC (rive) :

$V_B = 1,15 q \times L_{BC} / 2 = 9,93 \text{ KN}$

$V_C = -q \times L_{BC} / 2 = -8,64 \text{ KN}$

**Résumé des autres Types :**

**Tab.III.3 :** Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

| Types de Poutrelles  | ELU       |               |             | ELS       |               |             | Effort tranchant Vu (KN) |
|----------------------|-----------|---------------|-------------|-----------|---------------|-------------|--------------------------|
|                      | Mt (KN.m) | Ma.int (KN.m) | Ma.r (KN.m) | Mt (KN.m) | Ma.int (KN.m) | Ma.r (KN.m) |                          |
| <b>Etage courant</b> |           |               |             |           |               |             |                          |
| Type 1               | 3,26      | ////////      | -0,49       | 2,35      | ////////      | -0,35       | 5,80                     |
| Type 2               | 3,71      | ////////      | -0,56       | 2,67      | ////////      | -0,40       | 6,19                     |
| Type 4               | 13,64     | ////////      | -2,05       | 9,82      | ////////      | -1,47       | 11,86                    |
| Type 5               | 5,64      | -4,34         | -1,09       | 4,06      | -3,13         | -0,78       | 9,93                     |
| Type 6               | 10,62     | -8,18         | -2,05       | 7,65      | -5,89         | -1,47       | 13,64                    |
| MAX                  | 10,62     | -8,18         | -2,05       | 9,82      | -5,89         | -1,47       | 13,64                    |

| Terrasse accessible   |       |          |       |       |          |       |       |
|-----------------------|-------|----------|-------|-------|----------|-------|-------|
| Type 5                | 6,75  | -5,30    | -1,33 | 4,89  | -3,84    | -0,96 | 12,13 |
| Type 6                | 12,73 | -9,99    | -2,50 | 9,21  | -7,23    | -1,81 | 16,69 |
| MAX                   | 12,73 | -9,99    | -2,50 | 9,21  | -7,23    | -1,81 | 16,69 |
| Terrasse inaccessible |       |          |       |       |          |       |       |
| Type 1                | 3,73  | //////// | -0,56 | 2,72  | //////// | -0,41 | 6,63  |
| Type 3                | 4,21  | //////// | -0,63 | 3,09  | //////// | -0,46 | 7,07  |
| Type 4                | 15,85 | //////// | -3,38 | 11,35 | //////// | -1,70 | 13,55 |
| Type 6                | 11,68 | -9,35    | -2,34 | 8,51  | -6,81    | -1,70 | 15,58 |
| MAX                   | 15,85 | -9,35    | -3,38 | 11,35 | -6,81    | -1,70 | 15,58 |

**III.1.1.1.5 Ferrailage :**

**Exemple de calcul :** poutrelles plancher étage courant

b = 55cm ; b<sub>0</sub> = 10 cm ; h = 21 cm ; h<sub>0</sub> = 5 cm ; f<sub>e</sub> = 400 MPa ; f<sub>c28</sub> = 25 MPa ; d = 21-2 = 19 cm.

**Ferrailage en travée**

Moment équilibré par la table de compression M<sub>Tu</sub>

$$M_{Tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) = 0,55 \times 0,05 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,19 - 0,025) \Rightarrow M_{tu} = 64,43 \text{ KN.m}$$

M<sub>Tu</sub> = 64,43 KN.m > M<sub>tu</sub> = 10,62 KN.m ⇒ Calcul d' une section rectangulaire (b × h)

$$U_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{10,62 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,55 \times 0,19^2} = 0,0377 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\epsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 1,47 \times 10^{-3} \\ \alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\epsilon_l} = 0,668 \\ \mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,392 \end{array} \right.$$

μ<sub>bu</sub> ≤ μ<sub>l</sub> ⇒ A' = 0 (pas d' armature comprimée).

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0377}] = 0,048$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,19(1 - 0,4 \times 0,048) = 0,186 \text{ m}$$

Calcul de  $F_{st}$  :

$$\varepsilon_{st} = 3,5/1000 [(1 - \alpha) / \alpha]$$

$$f_{st} = f_e / \gamma_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{Z \times f_{st}} = \frac{10,62 \times 10^{-3}}{0,186 \times 348} = 1,64 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{t_{\min}} = 0,23 \times b \times d \times ft28/fe \quad \text{Avec} \quad ft28 = 0,6 + 0,06fc28 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{t_{\min}} = 1,26 \text{ cm}^2 < A_t = 1,61 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**Ferraillage aux appuis**

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu  $n'$  intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ( $b_0 \times h$ ).

**Appui intermédiaire**

$$U_{bu} = \frac{M_{a,i}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{8,18 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,10 \times 0,19^2} = 0,159 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d' armature comprimée).}$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,159}] = 0,22$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,19(1 - 0,4 \times 0,22) = 0,173 \text{ m}$$

$$A_a^{intr} = \frac{M_{a,i}}{Z \times f_{st}} = \frac{8,18 \times 10^{-3}}{0,173 \times 348} = 1,36 \text{ cm}^2$$

**Appui de rive**

$$U_{bu} = \frac{M_{a,r}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{2,05 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,10 \times 0,19^2} = 0,0399 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d' armature comprimée).}$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0399}] = 0,051$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,19(1 - 0,4 \times 0,051) = 0,186 \text{ m}$$

$$A_a^{rive} = \frac{M_{a,r}}{Z \times f_{st}} = \frac{2,05 \times 10^{-3}}{0,186 \times 348} = 0,32 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{a_{\min}} = 0,23 \times b \times d \times ft28/fe \quad \text{Avec} \quad ft28 = 0,6 + 0,06fc28 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_a^{intr} = 1,36 \text{ cm}^2 < A_{a_{\min}} = 0,23 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow A_a^{rive} = 0,32 \text{ cm}^2 < A_{a_{\min}} = 0,23 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$



✓ **Choix des barres**

En travée .....  $A = 1,64 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit ;  $3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

En appui intermédiaire .....  $A = 1,36 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit ;  $2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

En appui de rive .....  $A = 0,32 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit ;  $1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$

**Ferraillage transversal**

$$\phi_t \geq \min(\phi_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10\text{mm}; 6\text{mm}; 10\text{mm})$$

Avec :  $\phi_l^{\min}$  est le minimum du diamètre des barres longitudinales.

Soit :  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

D' où :  $A_{trans} = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

On va résumer le ferraillage dans le tableau ci-dessous :

**Tab.III.4** : Résumé de calcul du ferraillage a ELU dans les poutrelles

|                            | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z (m) | $A_{CAL}(\text{cm}^2)$ | $A_{MIN}(\text{cm}^2)$ | Choix des armature | C.de non fragilité |
|----------------------------|------------|----------|-------|------------------------|------------------------|--------------------|--------------------|
| <b>Etage courant</b>       |            |          |       |                        |                        |                    |                    |
| En travée                  | 0,0376     | 0,048    | 0,186 | 1,64                   | 1,26                   | 3HA10              | Vérifiée           |
| Appuis inter               | 0,159      | 0,220    | 0,173 | 1,36                   | 0,23                   | 2HA10              | Vérifiée           |
| Appuis de rive             | 0,039      | 0,051    | 0,186 | 0,32                   | 0,23                   | 1HA10              | Vérifiée           |
| <b>Terrasse accessible</b> |            |          |       |                        |                        |                    |                    |
| En travée                  | 0,045      | 0,058    | 0,186 | 1,98                   | 1,26                   | 3HA10              | Vérifiée           |
| Appuis inter               | 0,196      | 0,275    | 0,169 | 1,70                   | 0,23                   | 1HA12+1HA10        | Vérifiée           |
| Appuis de rive             | 0,049      | 0,063    | 0,185 | 0,39                   | 0,23                   | 1HA10              | Vérifiée           |
| <b>Terrasse accessible</b> |            |          |       |                        |                        |                    |                    |
| En travée                  | 0,056      | 0,073    | 0,184 | 2,48                   | 1,26                   | 1HA12+2HA10        | Vérifiée           |
| Appuis inter               | 0,183      | 0,255    | 0,171 | 1,58                   | 0,23                   | 1HA12+1HA10        | Vérifiée           |
| Appuis de rive             | 0,066      | 0,085    | 0,183 | 0,53                   | 0,23                   | 1HA10              | Vérifiée           |

**Remarque**

Le ferraillage transversal adopté pour les poutrelles des différents niveaux est :

$$A_{trans} = 2\text{HA}6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

**III.1.1.1.6. Vérifications nécessaires****Vérifications à l' ELU****✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{13,64 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,19} = 0,72 \text{ MPa}$$

$$\text{FPN} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \left( \frac{0,2 F_c c_{28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc  $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  pas de Risque de rupture par cisaillement.

**Espacement :**

$$St \leq \min \begin{cases} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 17,1 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0,4} = 57 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times 0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 K \times f_e)} = 202 \text{ cm} \end{cases}$$

$\alpha = 90^\circ$  flexion simple , armatures droites avec  $K = 1$  ( pas de reprise de bétonnage , flexion simple et fissuration peu nuisible ).

Soit  $St = 15 \text{ cm}$

**• Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :****✓ -Vérification de la bielle :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = \min(0,9d ; (30 - 4) \text{ cm}) = 0,171 \text{ m}$$

Ce qui donne :  $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_c c_{28}$

$V_u = 13,64 \text{ KN} \leq 114,14 \text{ KN} \dots \dots \dots$  La bielle est vérifiée

**✓ Vérification des armatures longitudinales :**Appuis de rive :

$$A_L \geq \frac{\delta_s \times V_u}{F_e} = \frac{1,15 \times 13,64 \times 10^{-3}}{400} = 0,39 \text{ cm}^2$$

Avec  $A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}} = 2,36 + 0,79 = 3,15 \text{ cm}^2$

$A_L > 0,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Vérifiée

Appuis intermédiaires :

$$AL \geq \frac{\delta_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) = \frac{1,15}{400 \times 10^3} \left( 13,64 - \frac{8,18}{0,9 \times 0,19} \right) = -9,83 \times 10^{-5} \text{ cm}^2 < 0$$

Pas de vérification à faire car l'effort tranchant est négligeable devant l'effort du moment.

## ✓ Vérification de la jonction table-nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_o} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } b_1 = \frac{b-b_o}{2} = 0,225 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 0,65 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\delta} f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement à la jonction table-nervure.

Les vérifications des poutrelles ont état limite est illustrée dans le tableau ci-après :

**Tab.III.5.** Vérifications nécessaires à l'ELU.

| Niveaux                      | Cisaillement (MPa) | Bielle (KN)    | Armatures longitudinales (cm <sup>2</sup> ) |                       | Jonction (MPa) |
|------------------------------|--------------------|----------------|---|-----------------------|----------------|
|                              |                    |                | Appuis de rive                              | Appuis intermédiaires |                |
| <b>Etage courant</b>         | 0,72 < 3,33        | 13,64 < 114,14 | 3,15 > 0,39                                 | 3,93 > - 0,98         | 0,65 < 3,33    |
| <b>Terrasse Accessible</b>   | 0,88 < 3,33        | 16,69 < 114,14 | 3,15 > 0,48                                 | 4,27 > - 1,19         | 0,79 < 3,33    |
| <b>Terrasse Inaccessible</b> | 0,82 < 3,33        | 15,58 < 114,14 | 3,49 > 0,45                                 | 4,62 > - 1,12         | 0,74 < 3,33    |
| <b>Observation</b>           | Vérifiée           | Vérifiée       | Vérifiée                                    | Vérifiée              | Vérifiée       |

## Vérifications à l'ELS

## ✓ Etat limite de compression du béton :

En travée :

➤ Position de l'axe neutre ( $\rho$ ) :

$$H = \frac{b \times h_o^2}{2} - 15 A (d - h_o) = 191,9 \text{ cm}^2$$

$H > 0 \Rightarrow L'$  axe neutre passe par la table de compression, vérification des contraintes pour une section rectangulaire ( $b \times h$ )

➤ Calcul de  $y$  et  $I$  :

$$\frac{b}{2} y^2 + (15 \times y \times A) - (15 \times A \times d) = 0 \quad \Leftrightarrow \quad y = 4,34 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 9016,7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 4,70 < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times F_{c28} = 15$$

Pas de risque d' écrasement du béton en travée.

**En appui intermédiaire**

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15 A (d - h_0) = -204,7 \text{ cm}^2$$

$H < 0 \Rightarrow$  calcul d'une section en T

$$\frac{b}{2} y^2 + [15 A + (b - b_0)h_0] y - 15 A d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0 \Rightarrow y = 3,77 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 = 6472,7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 3,45 < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times F_{c28} = 15$$

Pas de risque d' écrasement du béton en travée.

Les vérifications des poutrelles à état limite est illustrée dans le tableau ci-après :

**Tab.III.6.** Vérification de l'état limite de compression du béton a l' ELS

| Niveaux               | Endroit | M <sup>s</sup><br>(KN.m) | A <sub>s</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | Y<br>(cm) | I<br>(cm <sup>4</sup> ) | Contraintes<br>$\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa) | Observation |
|-----------------------|---------|--------------------------|--------------------------------------|-----------|-------------------------|---|-------------|
| Etage courant         | Travée  | 9,82                     | 2,36                                 | 4,34      | 9016,7                  | 4,70 < 15                                       | Vérifiée    |
|                       | Appui   | -5,89                    | 1,57                                 | 3,77      | 6472,7                  | 3,45 < 15                                       | Vérifiée    |
| Terrasse accessible   | Travée  | 9,21                     | 2,36                                 | 4,34      | 9016,7                  | 4,41 < 15                                       | Vérifiée    |
|                       | Appui   | -7,23                    | 1,92                                 | 4,05      | 7667,6                  | 3,83 < 15                                       | Vérifiée    |
| Terrasse inaccessible | Travée  | 11,35                    | 2,70                                 | 4,60      | 10183                   | 5,15 < 15                                       | Vérifiée    |
|                       | Appui   | -6,81                    | 1,92                                 | 4,05      | 7667,6                  | 3,61 < 15                                       | Vérifiée    |

✓ **Etat limite de déformation**

**Conditions de la vérification de la flèche**

**Données :** L= 4,60 m ; M<sub>0s</sub> = 11,35 KN.m ; M<sub>ts</sub> = 11,35 KN.m ; M<sub>ts</sub> = 1 M<sub>0s</sub>

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification de la flèche n' est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées

- $h \geq \frac{M_{ts}}{15M_{0s}} \times L \Rightarrow h = 21 \text{ cm} \leq 31 \text{ cm} \Rightarrow$  Non vérifiée.
- $L \leq 8 \text{ m} \Rightarrow$  vérifiée
- $A_s \leq \frac{3,6 b_0 d}{f_e} = 1,71 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2,36 > 1,71 \Rightarrow$  Non vérifiée

Puisque la 1ère et la 3ème conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire  $\Rightarrow \Delta f \leq f_{adm}$

- $\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$
- $f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm}$

**Tab.III.7.** Vérifications de la flèche à l'ELS

|                      | A (cm <sup>2</sup> )  | L (m) | I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> ) | ρ     | f <sub>ji</sub> (mm) | f <sub>gi</sub> (mm) | f <sub>pi</sub> (mm) | f <sub>gv</sub> (mm) | Δf (mm) | f <sub>adm</sub> (mm) | Observation  |
|----------------------|---|-------|-----------------------------------|-------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|---------|-----------------------|--------------|
| <b>Etage courant</b> | 2.36  | 4.6   | 2036.6                            | 0.012 | 2.36                 | 6.71                 | 9.83                 | 11.85                | 12.60   | 9.2                   | Non Vérifiée |
|                      | La flèche n' est pas vérifiée, on propose d' augmenter la section d' acier ⇒ A = 3HA12+ 1HA8= 3,89 cm <sup>2</sup>  |       |                                   |       |                      |                      |                      |                      |         |                       |              |
|                      | 3.89  | 4.6   | 2335.5                            | 0.020 | 1.61                 | 4.29                 | 6.20                 | 8.46                 | 8.76    | 9.2                   | Vérifiée     |
| <b>Terrasse acc</b>  | 2.36  | 4.6   | 2105.6                            | 0.014 | 2.36                 | 9.41                 | 12.56                | 16.25                | 17.05   | 9.2                   | Non Vérifiée |
|                      | La flèche n' est pas vérifiée, on propose d' augmenter la section d' acier ⇒ A = 3HA14+ 1HA12= 5,75 cm <sup>2</sup> |       |                                   |       |                      |                      |                      |                      |         |                       |              |
|                      | 5.75  | 4.6   | 2663.4                            | 0.030 | 1.20                 | 4.22                 | 5.55                 | 8.86                 | 8.98    | 9.2                   | Vérifiée     |
| <b>Terrasse</b>      | 2.7   | 4.6   | 2105.6                            | 0.014 | 2.12                 | 8.47                 | 10.31                | 15.03                | 14.75   | 9.2                   | Non Vérifiée |
|                      | La flèche n' est pas vérifiée, on propose d' augmenter la section d' acier ⇒ A = 2HA14+ 2HA12= 5,34 cm <sup>2</sup> |       |                                   |       |                      |                      |                      |                      |         |                       |              |
|                      | 5.34  | 4.6   | 2594.2                            | 0.028 | 1.27                 | 4.58                 | 5.53                 | 9.46                 | 9.14    | 9.2                   | Vérifiée     |

**Tab.III.8.** Conclusion de ferrailage des différents niveaux.

| Niveaux                      | Endroit       | A longitudinales (cm <sup>2</sup> ) | A transversale (cm <sup>2</sup> ) |
|------------------------------|---------------|-------------------------------------|-----------------------------------|
| <b>Etage courant</b>         | Travée        | 3HA12+ 1HA8 = 3,89                  | 2HA6 = 0,57<br>St = 15 cm         |
|                              | Appui Inter   | 2HA10 = 1,57                        |                                   |
|                              | Appui de rive | 1HA10 = 0,79                        |                                   |
| <b>Terrasse accessible</b>   | Travée        | 3HA14+ 1HA12 = 5,75                 | 2HA6 = 0,57<br>St = 15 cm         |
|                              | Appui Inter   | 1HA12+1HA10 1,92                    |                                   |
|                              | Appui de rive | 1HA10 = 0,79                        |                                   |
| <b>Terrasse inaccessible</b> | Travée        | 2HA14+ 2HA12 = 5,34                 | 2HA6 = 0,57<br>St = 15 cm         |
|                              | Appui Inter   | 1HA12+1HA10 = 1,92                  |                                   |
|                              | Appui de rive | 1HA10 = 0,79                        |                                   |

III.1.1.1.7. Schéma de ferrailage

|                       | Travée                                     | Appuis intermédiaire                             | Appuis de rive                             |
|-----------------------|--|--|--|
| Etage courant         | <p>1HA10<br/>Etrier Φ6<br/>3HA12+1HA8</p>  | <p>2HA10<br/>Etrier Φ6<br/>3HA12+1HA8</p>        | <p>1HA10<br/>Etrier Φ6<br/>3HA12+1HA8</p>  |
| Terrasse accessible   | <p>1HA10<br/>Etrier Φ6<br/>3HA14+1HA12</p> | <p>1HA12+1HA10<br/>Etrier Φ6<br/>3HA14+1HA12</p> | <p>1HA10<br/>Etrier Φ6<br/>3HA14+1HA12</p> |
| Terrasse inaccessible | <p>2HA10<br/>Etrier Φ6<br/>2HA14+2HA12</p> | <p>1HA12+1HA10<br/>Etrier Φ6<br/>2HA14+2HA12</p> | <p>2HA10<br/>Etrier Φ6<br/>2HA14+2HA12</p> |

III.1.1.2. Ferrailage de dalle de compression

On utilise des barres de type rond lisses de nuance Fe = 235 MPa ⇒ BAEL 91 (B.6.8, 423)

Barres perpendiculaire (⊥) aux poutrelles :

$$50 \text{ cm} \leq L_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Barres parallèle (/) aux poutrelles :**

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

Avec :  $St \leq 30 \text{ cm}$

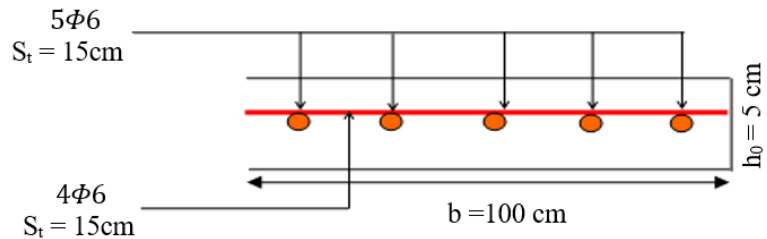
On opte pour un treillis soudé  $\phi 6$  (150 x 150) mm<sup>2</sup> (Pour faciliter la mise en œuvre)

$$A_{\perp} = 5\Phi 6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec :  $St = 15 \leq 20 \text{ cm}$ ...Vérifiée

$$A_{//} = 4\Phi 6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec :  $St = 15 \leq 30 \text{ cm}$ ...Vérifiée



**Fig.III.1.** Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

### III.1.2. Etude des dalles pleines :

Dans notre projet on a un seul type de dalles pleines :

- Dalle pleine sur trois appuis

#### III.1.2.1. Dalle pleine sur trois appuis

- ✓ **Travaille dans un seul sens (console)**

$$G = 4,43 \text{ KN/m}$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,30 < 0,4$$

⇒ Travaille dans un seul sens, et elle est sur 3 appuis.

#### Calcul à l'ELU :

- Charge répartie

$$q_u = 1,35 \times (G + G') + 1,5 \times Q$$

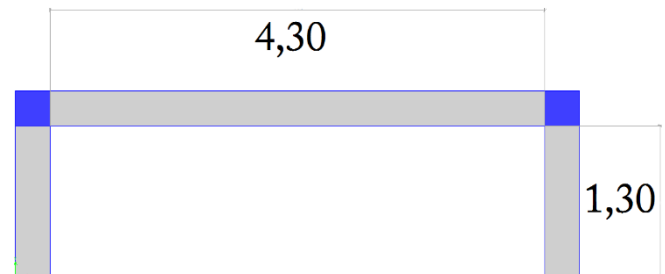
$$q_u = 1,35 \times (4,43 + 2,62) + 1,5 \times 3,5 = 14,77 \text{ KN/m}$$

$G'$  = Poids de mur extérieur passant au milieu de la dalle

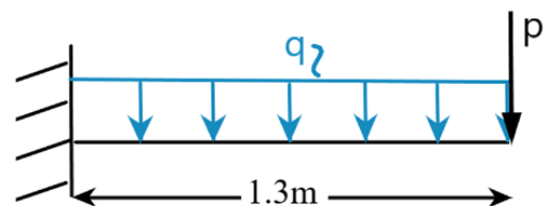
- Charge concentrée

$$P_u = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN}$$

$P$  = Poids du garde-corps



**Fig.III.2.** Schéma du balcon travaillant comme une console



**Fig.III.3.** Schéma isostatique d'une dalle travaillant comme une console

$$M_u = -(q_u \times l^2) / 2 - (P_u \times l) = -14,24 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (q_u \times l) + P_u = 20,55 \text{ KN}$$

Le tableau suivant illustre le calcul des aciers et ceux adoptés

**Tabl.III.9.** Calcul du ferrailage du balcon travaillant comme une console

| Sens principal                |          |        |                                  |                               |        |
|-------------------------------|----------|--------|----------------------------------|-------------------------------|--------|
| $\mu$                         | $\alpha$ | Z (m)  | A calculer (cm <sup>2</sup> /ml) | A opter (cm <sup>2</sup> /ml) | St(cm) |
| 0,095                         | 0.126    | 0.0855 | 4,79                             | 5HA12=5.65                    | 20     |
| Sens secondaire               |          |        |                                  |                               |        |
| A opter (cm <sup>2</sup> /ml) |          |        |                                  |                               | St(cm) |
| 4HA8=2.01                     |          |        |                                  |                               | 25     |

**Vérification**

À l'ELU :

✓ **L'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0,176 \text{ MPA} < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPA}$$

➔ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

✓ **Condition de non fragilité :**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho \leq 0,40$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 12 = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$5,65 > 0,96 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

À l'ELS :

✓ **Les contraintes :**

$$q_s = 10,55 \text{ KN/ml} ; P_s = 1 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -(q_s \times l^2) / 2 - (P_s \times l) = -9,92 \text{ KN.m}$$

Le balcon se situe à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) et la contrainte de traction dans l'acier ( $\sigma_{st}$ ). Le tableau suivant résume la vérification des contraintes.

**Tab.III.10.** Calcul des contraintes

| Moment (KN.m) | Y (cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Observation | $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa) | Observation  |
|---------------|--------|----------------------|--|-------------|--|--------------|
| 9,92          | 2,83   | 4208,5               | 6,68 < 15                                  | Vérifiée    | 217,97 < 201,63                            | Non vérifiée |

La contrainte dans l'acier n'est pas vérifiée.



➤ Solution : On doit recalculer les armatures a L'ELS :

$$A_s = \frac{M_s}{d \cdot \sigma_s} \times \frac{1}{1 - \frac{\alpha}{3}} \quad \text{avec} \quad 0 < \alpha < 1 \quad ; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha_0}{3-\alpha_0}} \quad ; \quad \beta = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_s} = 4,48 \times 10^{-3}$$

$\alpha = 0,22$  ;  $A_s = 6,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  On choisit donc : 4HA14 = 6,16 cm<sup>2</sup>/ ml

✓ **La flèche :**

Le tableau ci-dessous résume le résultat du calcul des différentes flèches :

**Tab.III.11.** Evaluation des flèches dans le sens X.

| L (m)  | As (cm <sup>2</sup> ) | Mjser (KN.m) | Mgser (KN.m) | Mpser (KN.m) | I (cm <sup>4</sup> ) | I0 (cm <sup>4</sup> ) |
|--------|-----------------------|--------------|--------------|--------------|----------------------|-----------------------|
| 1,3    | 6,16                  | 6,51         | 9,61         | 17,19        | 4199,2               | 15231,6               |
| Y (cm) | fji (cm)              | fgi (cm)     | fpi (cm)     | fgv (cm)     | Δf (cm)              | fadm (cm)             |
| 3,25   | 4,26                  | 7,65         | 16,62        | 14,56        | 1,92                 | 2,6                   |

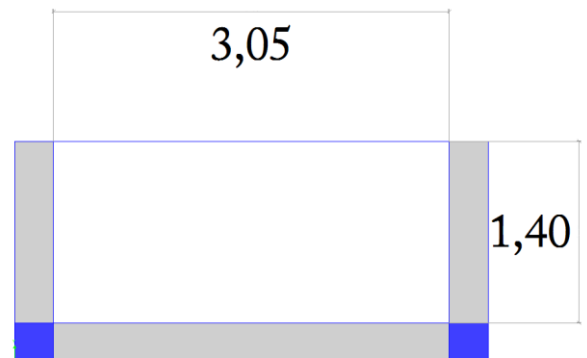
⇒ La flèche est vérifiée

**Travaillant dans les deux sens :**

$$1 \begin{cases} G = 4,43 \text{ KN/m} \\ Q = 3,5 \text{ KN/m} \end{cases} \quad 2 \begin{cases} G = 5,71 \text{ KN/m} \\ Q = 1,5 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,46 > 0,4$$

⇒ Travaille dans les deux sens, et elle est sur 3 appuis.



**FigIII.4.** Schéma du balcon travaillant dans les deux sens

❖ Pour 1  $\begin{cases} G = 4,43 \text{ KN/m} \\ Q = 3,5 \text{ KN/m} \end{cases}$

**Calcul à l'ELU :**

$$q_u = 1,35 \times 4,43 + 1,5 \times 3,5 = 11,23 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1,35 \times P = 1,35 \text{ KN}$$

On a :  $L_x < L_y/2 \Rightarrow$  le calcul se fera comme suit :

Calcul de  $M_0^x$  et  $M_0^y$  :

$$M_0^x = \frac{q_u \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q_u \times l_x^3}{3} = 13,02 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \frac{qu \times lx^3}{6} = 5,14 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

**En travée :**

$$M_{tx} = 0,85 \times M_0^x = 11,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_0^y = 4,37 \text{ KN.m}$$

**En appuis :**

$$M_{ay} = M_{ax} = - 0,5 \times M_0^x = - 6,51 \text{ KN.m}$$

**Ferraillage :**

Le calcul des armatures est résumé dans le tableau ci-dessous :

**Tab.III.12** Résumé calcul d'armatures dans le balcon travaillant dans les deux sens.

|                  | $\mu$ | $\alpha$ | z(m)  | Acal(cm <sup>2</sup> /ml) | Amin(cm <sup>2</sup> ) | Aopt(cm <sup>2</sup> /ml) | St(cm) |
|------------------|-------|----------|-------|---------------------------|------------------------|---------------------------|--------|
| <b>En travée</b> |       |          |       |                           |                        |                           |        |
| <b>sens x</b>    | 0,097 | 0,0128   | 0,085 | 3,73                      | 1,22                   | 5HA10 = 3,93              | 20     |
| <b>sens y</b>    | 0,038 | 0,049    | 0,088 | 1,43                      | 0,96                   | 4HA8 = 2.01               | 25     |
| <b>En appuis</b> |       |          |       |                           |                        |                           |        |
| <b>Sens x</b>    | 0,057 | 0,073    | 0,087 | 2,15                      | 1,22                   | 5HA8 = 2.51               | 20     |
| <b>sens y</b>    | 0,022 | 0,028    | 0,089 | 0,83                      | 0,96                   | 4HA8 = 2.01               | 25     |

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_x = \frac{q \times lx}{2} \times \frac{ly^4}{lx^4 + ly^4} = 7,52 \text{ KN}$$

$$\tau^{\max} = \frac{Vx}{b \times d} = 0,0836 < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPA}$$

⇒ pas d'armatures transversales dans la dalle.

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$q_s = 7,94 \text{ KN/ml} \quad ; \quad M_0^x = 9,21 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_0^y = 3,62 \text{ KN.m}$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des contraintes dans le béton et dans l'acier et leurs vérifications dans les deux sens (x et y).

**Tab.III.13.** Calcul et vérification des contraintes à l'ELS

|                  | Moment (KN.m) | Y (m) | I (cm <sup>4</sup> ) | σ <sub>bc</sub> | σ̄ <sub>bc</sub> | Observation |
|------------------|---------------|-------|----------------------|-----------------|------------------|-------------|
| <b>En travée</b> |               |       |                      |                 |                  |             |
| <b>Sens x</b>    | 7,82          | 0,027 | 2995,7               | 7,12            | 15               | Vérifiée    |
| <b>Sens y</b>    | 3,08          | 0,020 | 1743,5               | 3,63            | 15               | Vérifiée    |
| <b>En appuis</b> |               |       |                      |                 |                  |             |
| <b>Sens x</b>    | 4,60          | 0,022 | 2095,1               | 4,96            | 15               | Vérifiée    |
| <b>Sens y</b>    | 1,81          | 0,020 | 1743,5               | 2,14            | 15               | Vérifiée    |

⇒ Pas risque de fissuration

✓ **Vérification de la flèche :**

**Sens-x :**

On doit vérifier ce qui suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ht}{l} = \frac{12}{140} = 0,086 > \max\left(\frac{Mt}{20M0} ; \frac{3}{80}\right) = 0,0425 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{As}{b \cdot d} = 0,00436 \leq \frac{2}{fe} = 0,005 \dots \dots \text{Vérifiée} \\ Lx = 1,4 \text{ m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification n'est pas nécessaire

**Sens-y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ht}{l} = \frac{12}{305} = 0,0393 > \max\left(\frac{Mt}{20M0} ; \frac{3}{80}\right) = \dots \text{Non vérifiée} \\ \frac{As}{b \cdot d} = 0,00302 \leq \frac{2}{fe} = 0,005 \dots \dots \text{Vérifiée} \\ Lx = 1,4 \text{ m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

On doit donc vérifier la flèche, le tableau ci-dessous illustre le calcul des flèches :

**Tab.III.14.** Calcul et vérification des flèches

| L (m)  | As (cm <sup>2</sup> ) | Mjser (KN.m) | Mgser (KN.m) | Mpser (KN.m) | I (cm <sup>4</sup> )   | I0 (cm <sup>4</sup> ) |
|--------|-----------------------|--------------|--------------|--------------|------------------------|-----------------------|
| 3.05   | 2,01                  | 1,16         | 1,72         | 3,08         | 1.7435×10 <sup>5</sup> | 14671,4               |
| Y (cm) | fji (mm)              | fgi (mm)     | fpi (mm)     | fgv (mm)     | Δf (cm)                | fadm (cm)             |
| 2,04   | 0,21                  | 0,31         | 0,65         | 0,92         | 1,05                   | 6,1                   |

⇒ La flèche est vérifiée

$$\text{❖ Pour } 2 \begin{cases} G = 5,71 \text{ KN/m} \\ Q = 1,5 \text{ KN/m} \end{cases}$$

**Calcul à l'ELU :**

$$q_u = 1.35 \times 5.71 + 1.5 \times 1.5 = 8.25 \text{ KN/m}$$

**Calcul de  $M_0^x$  et  $M_0^y$  :**

$$M_0^x = \frac{q_u \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q_u \times l_x^3}{3} = 9,56 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \frac{q_u \times l_x^3}{6} = 3,36 \text{ KN.m}$$

**Calcul des moments réels :**

**En travée :**

$$M_{tx} = 0,85 \times M_0^x = 8,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_0^y = 3,21 \text{ KN.m}$$

**En appuis :**

$$M_{ax} = - 0,5 \times M_0^x = - 4,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = - 0,5 \times M_0^y = - 1,88 \text{ KN.m}$$

**Ferraillage :**

Le calcul des armatures est résumé dans le tableau ci-dessous :

**Tab.III.15.** Résumé calcul d'armatures dans le balcon travaillant dans les deux sens.

|                  | $\mu$ | $\alpha$ | z(m)  | Acal(cm <sup>2</sup> /ml) | Amin(cm <sup>2</sup> ) | Aopt(cm <sup>2</sup> /ml) | St(cm) |
|------------------|-------|----------|-------|---------------------------|------------------------|---------------------------|--------|
| <b>En travée</b> |       |          |       |                           |                        |                           |        |
| <b>Sens x</b>    | 0,071 | 0,092    | 0,087 | 2,70                      | 1,22                   | 4HA10 = 3,14              | 25     |
| <b>Sens y</b>    | 0,027 | 0,035    | 0,089 | 1,04                      | 0,96                   | 4HA8 = 2.01               | 25     |
| <b>En appuis</b> |       |          |       |                           |                        |                           |        |
| <b>Sens x</b>    | 0,041 | 0,053    | 0,088 | 1,56                      | 1,22                   | 4HA8 = 2.01               | 25     |
| <b>Sens y</b>    | 0,016 | 0,020    | 0,089 | 0,61                      | 0,96                   | 4HA8 = 2.01               | 25     |

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 5,53 \text{ KN}$$

$$\tau^{\max} = \frac{Vx}{b \times d} = 0.0614 < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPA}$$

⇒ pas d'armatures transversales dans la dalle.

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$q_s = 5,94 \text{ KN/ml} \quad ; \quad M_0^x = 6,89 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_0^y = 2,71 \text{ KN.m}$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des contraintes dans le béton et dans l'acier et leurs vérifications dans les deux sens (x et y).

**Tab.III.16.** Calcul et vérification des contraintes à l'ELS

|                  | Moment (KN.m) | Y (m) | I (cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$ | $\bar{\sigma}_{bc}$ | Observation |
|------------------|---------------|-------|----------------------|---------------|---------------------|-------------|
| <b>En travée</b> |               |       |                      |               |                     |             |
| <b>Sens x</b>    | 5.86          | 0,025 | 2510,7               | 5,79          | 15                  | Vérifiée    |
| <b>Sens y</b>    | 2.31          | 0,020 | 1743,5               | 2,72          | 15                  | Vérifiée    |
| <b>En appuis</b> |               |       |                      |               |                     |             |
| <b>Sens x</b>    | 3,44          | 0,020 | 1743,5               | 4,05          | 15                  | Vérifiée    |
| <b>Sens y</b>    | 1,36          | 0,020 | 1743,5               | 1,59          | 15                  | Vérifiée    |

⇒ Pas risque de fissuration

✓ **Vérification de la flèche :**

**Sens-x :** On doit vérifier ce qui suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ht}{l} = \frac{12}{140} = 0,086 > \max \left( \frac{Mt}{20M_0} ; \frac{3}{80} \right) = 0,0425 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} = 0,00349 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ L_x = 1,4 \text{ m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification n'est pas nécessaire

**Sens-y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ht}{l} = \frac{12}{305} = 0,0393 > \max \left( \frac{Mt}{20M_0} ; \frac{3}{80} \right) = \dots \dots \dots \text{Non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} = 0,00302 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ L_x = 1,4 \text{ m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

On doit donc vérifier la flèche, le tableau ci-dessous illustre le calcul des flèches :

**Tab.III.17.** Calcul et vérification des flèches

| L (m)  | A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> ) | M <sub>jsr</sub> (KN.m) | M <sub>gsr</sub> (KN.m) | M <sub>pser</sub> (KN.m) | I (cm <sup>4</sup> )   | I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> ) |
|--------|-----------------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|------------------------|-----------------------------------|
| 3.05   | 2,01                              | 1,16                    | 2,22                    | 2,81                     | 1.7435×10 <sup>5</sup> | 14671,4                           |
| Y (cm) | f <sub>ji</sub> (mm)              | f <sub>gi</sub> (mm)    | f <sub>pi</sub> (mm)    | f <sub>gv</sub> (mm)     | Δf (cm)                | f <sub>adm</sub> (cm)             |
| 2,05   | 0,21                              | 0,39                    | 0,50                    | 1,18                     | 1,08                   | 6,1                               |

⇒ La flèche est vérifiée

Tableau.III.18. Résumé de ferrailage des dalles plein

| Dalle plein                  |               | Niveaux | Sens   | Choix de ferrailage | Espacement (cm) |
|------------------------------|---------------|---------|--------|---------------------|-----------------|
| Travaille dans un seul sens  | Balcon        | Travée  | Sens x | 4HA14               | 25              |
|                              |               |         | Sens y | 4HA8                | 25              |
|                              |               | Appuis  | Sens x | 4HA8                | 25              |
|                              |               |         | Sens y | 4HA8                | 25              |
| Travaille dans les deux sens | Balcon        | Travée  | Sens x | 5HA10               | 20              |
|                              |               |         | Sens y | 4HA8                | 25              |
|                              |               | Appuis  | Sens x | 5HA8                | 20              |
|                              |               |         | Sens y | 4HA8                | 25              |
|                              | Etage courant | Travée  | Sens x | 4HA10               | 25              |
|                              |               |         | Sens y | 4HA8                | 25              |
|                              |               | Appuis  | Sens x | 4HA8                | 25              |
|                              |               |         | Sens y | 4HA8                | 25              |

III.2.3. Schéma de ferrailage : Exemple de dalle étage courant

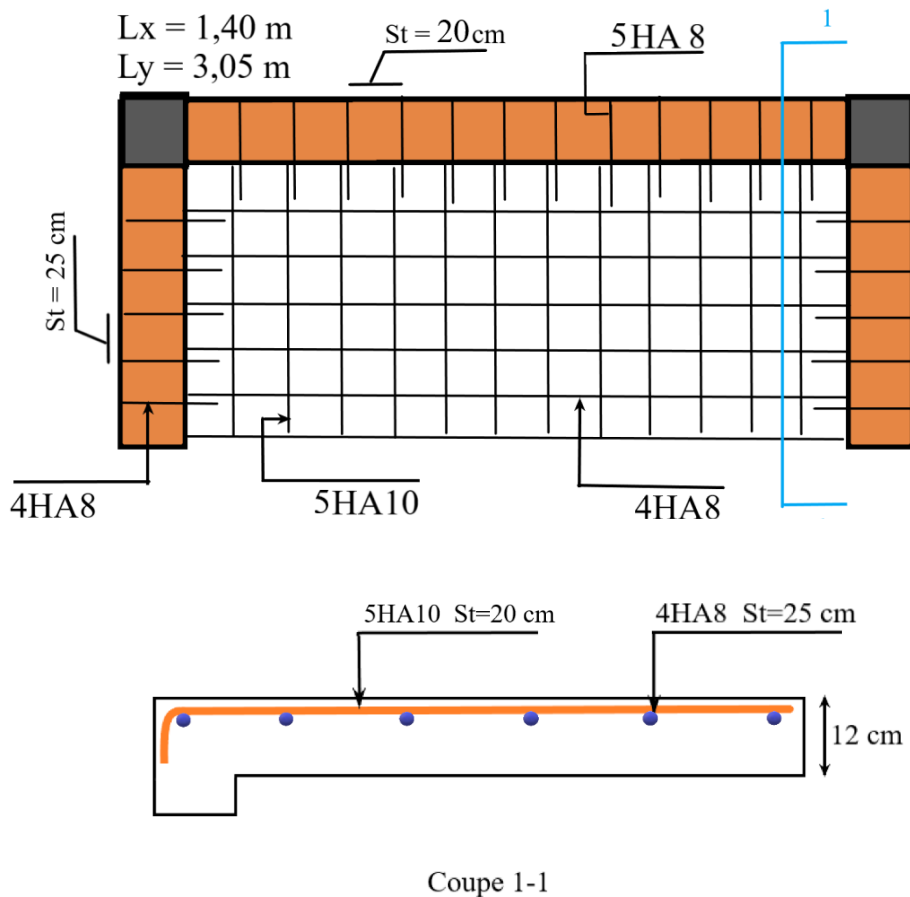
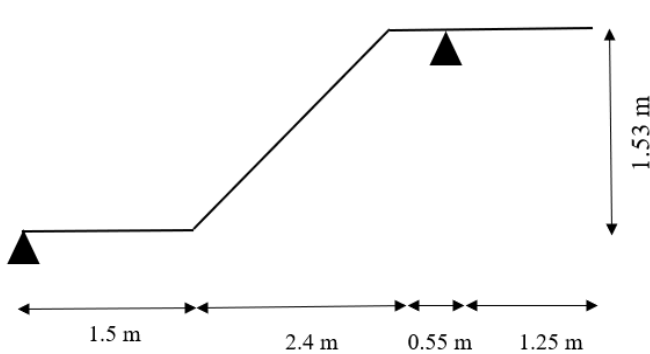


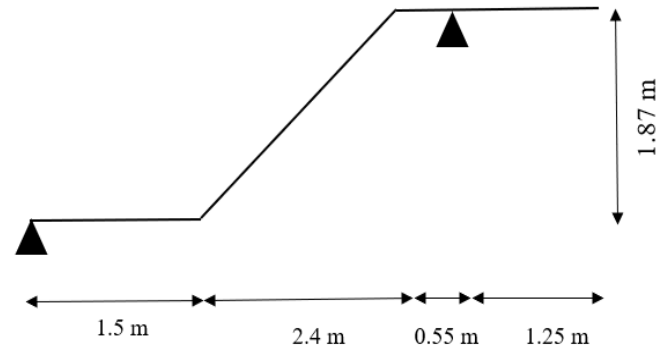
Fig.III.5 : Schéma de ferrailage du balcon travaillant dans les deux

### III.2. Etude des escaliers :

Pour notre projet on a deux types d'escalier :



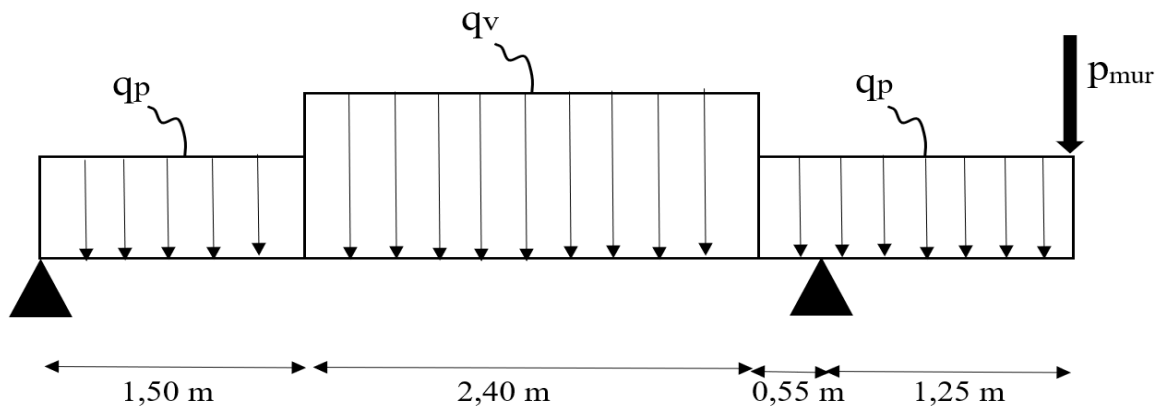
**Fig.III.6.** Schéma isostatique de l'escalier au niveau d'étage courant



**Fig.III.7.** Schéma isostatique de l'escalier au niveau de RDC

#### III.2.1. Calcul des sollicitations :

A L'ELU



**Fig.III.8.** Sollicitations sur l'escalier

On va résumer le calcul dans le tableau ci-dessous :

**Tab.III.19.** Calcul des sollicitations a l'ELU :

| Niveau | Charge (KN/m <sup>2</sup> ) | qu (KN/ml)  |  |
|--------|-----------------------------|-------------|--|
| RDC    | Gv = 9,13                   | qv = 16,08  | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Ra= 63,69 KN</li> <li>• Rb = 25,80 KN</li> <li>• Vmax=28,08 KN</li> <li>• Mmax=36,44 KN.m</li> <li>• Mt=0,75Mmax= 27,33 KN.m</li> <li>• Ma= - 0,5 Mmax= - 18,22 KN.m</li> </ul> |
|        | Gp = 6,02                   |             |  |
|        | Q = 2,5                     | qp = 11,88  |  |
|        | Gmur =2,62                  | Pmur = 6,97 |  |

|                      |                         |                         |   |
|----------------------|-------------------------|-------------------------|---|
| <b>Etage courant</b> | $G_v = 8,75$            | $q_v = 15,56$           | <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>R_a = 62,68 \text{ KN}</math></li> <li>• <math>R_b = 25,30 \text{ KN}</math></li> <li>• <math>V_{\max} = 26,94 \text{ KN}</math></li> <li>• <math>M_{\max} = 35,18 \text{ KN.m}</math></li> <li>• <math>M_t = 0,75 M_{\max} = 26,39 \text{ KN.m}</math></li> <li>• <math>M_a = -0,5 M_{\max} = -17,59 \text{ KN.m}</math></li> </ul> |
|                      | $G_p = 6,02$            |                         |   |
|                      | $Q = 2,5$               | $q_p = 11,88$           |   |
|                      | $G_{\text{mur}} = 2,62$ | $P_{\text{mur}} = 6,97$ |   |

### III.2.2. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple pour une section ( $e \times b$ )

Avec :  $d = 16 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $e = 18 \text{ cm}$  ;  $c = 02 \text{ cm}$

On va résumer le calcul dans le tableau ci-dessous :

**Tab.III.20.** Calcul des armatures dans l'escalier.

|                      | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z<br>(m) | $A_{CAL}$<br>( $\text{cm}^2$ ) | $A_{MIN}$<br>( $\text{cm}^2$ ) | $A_{Adopté}$               | Cond de non<br>fragilité |
|----------------------|------------|----------|----------|--------------------------------|--------------------------------|----------------------------|--------------------------|
| <b>RDC</b>           |            |          |          |                                |                                |                            |                          |
| <b>En travée</b>     | 0,075      | 0,098    | 0,154    | 5,11                           | 1,93                           | 5HA12 = 5,65 $\text{cm}^2$ | Vérifiée                 |
| <b>En Appuis</b>     | 0,050      | 0,064    | 0,156    | 3,36                           | 1,93                           | 5HA10 = 3,93 $\text{cm}^2$ | Vérifiée                 |
| <b>Etage courant</b> |            |          |          |                                |                                |                            |                          |
| <b>En travée</b>     | 0,072      | 0,094    | 0,154    | 4,93                           | 1,93                           | 5HA12 = 5,65 $\text{cm}^2$ | Vérifiée                 |
| <b>En Appuis</b>     | 0,048      | 0,062    | 0,156    | 3,23                           | 1,93                           | 5HA10 = 3,93 $\text{cm}^2$ | Vérifiée                 |

⇒ Même ferrailage pour le RDC que pour l'étage courant donc on utilise les sollicitations les plus défavorables pour les vérifications.

#### ➤ Les armatures de répartition :

En travée :  $A_{\text{répartition}} = 1,88 \text{ cm}^2$  on prend  $\Rightarrow 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  ;  $St = 25 \text{ cm}$

En appuis :  $A_{\text{répartition}} = 1,31 \text{ cm}^2$  on prend  $\Rightarrow 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  ;  $St = 25 \text{ cm}$



**III.2.3. Vérification nécessaire :**

**À l'ELU :**

✓ **Vérification de  $V_u$  :**

$$V_u = 28,08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0,176 \text{ MPA} < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPA}$$

✓ **Espacement des barres :**

- Armatures longitudinales :  $St \leq \min (3 \times h, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$
- Armatures transversales :  $St \leq \min (4 \times h, 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$

⇒ Soit :  $St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit vérifier :

$$A > \left( V_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} = 0,81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

**À l'ELS :**

$$q_v^s = 11,63 \text{ KN/ml}$$

$$q_p^s = 8,52 \text{ KN/ml}$$

**Calcul des sollicitations :**

$$R_A = 46,16 \text{ KN}$$

$$R_B = 18,54 \text{ KN}$$

$$M^{\max} = 27,06 \text{ KN.m}$$

$$M_T = 0,75 M^{\max} = 20,29 \text{ KN.m}$$

$$M_A = - 0,5 M^{\max} = - 13,53 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes :**

Le tableau ci-dessous illustre la vérification des contraintes dans le béton vu que la F.P.N

**Tab.III.21.** Vérification des contraintes dans le béton dans l'escalier.

|                  | Y ( cm ) | I ( cm <sup>4</sup> ) | $\sigma$ (MPa) | $\sigma_{adm}$ (MPa) | Observation |
|------------------|----------|-----------------------|----------------|----------------------|-------------|
| <b>En travée</b> | 4,43     | 14243                 | 6,11           | 15                   | Vérifiée    |
| <b>En appuis</b> | 4,02     | 11896                 | 5,21           | 15                   | Vérifié     |

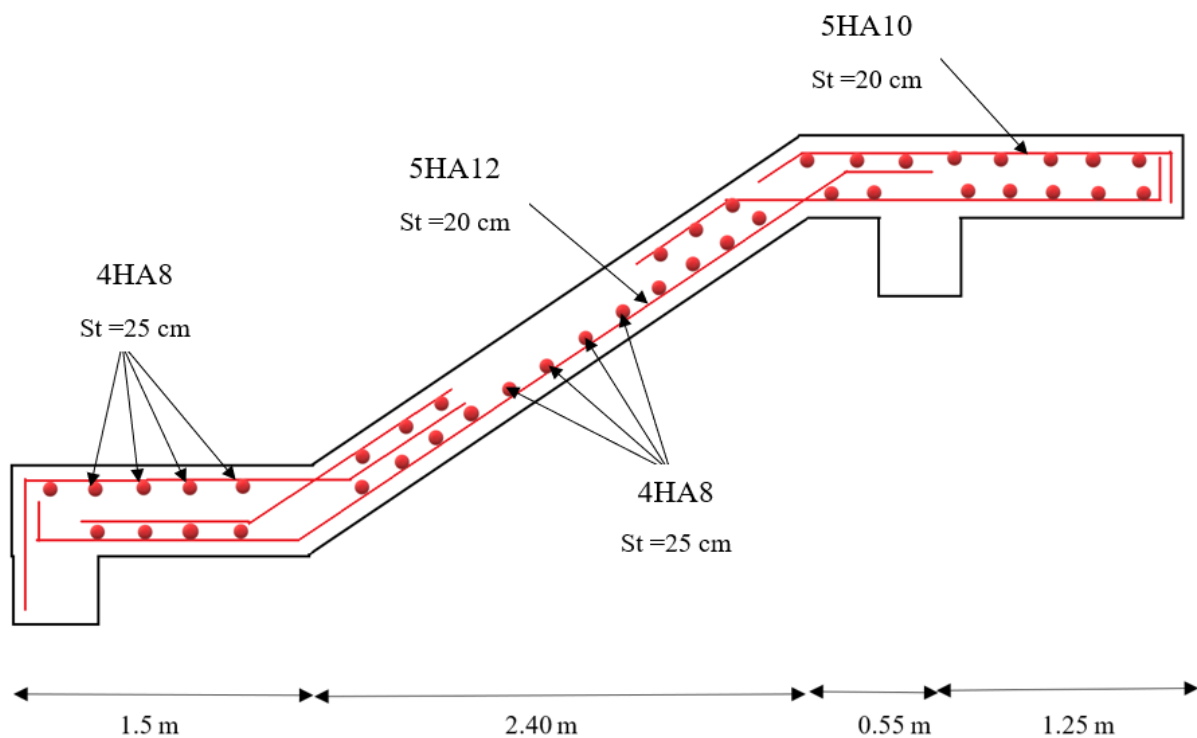
✓ **Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ht}{l} = \frac{18}{240} = 0,075 > \max \left( \frac{Mt}{20M0} ; \frac{3}{80} \right) = 0,0375 \dots \dots \dots OK \\ \frac{As}{b.d} = 0,00353 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots OK \\ Lx = 2,4 \text{ m} < 8\text{m} \dots \dots \dots OK \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont satisfaites, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.2.4. Schéma de ferrailage :**



**Fig.III.9. :** Schémas du ferrailage de l'escalier

**III.3. Etude de la poutre palière :**

**III.3.1. Définition :**

La poutre palière c'est une poutre de section rectangulaire de dimensions (b×h) et uniformément chargée, les charges venant à cette poutre sont :

- Poids propre de la poutre
- Réaction du palier et de la volée

**III.3.2. Prédimensionnement :**

On a :  $\frac{L}{15} \leq hp \leq \frac{L}{10}$

$0,4h \leq b \leq 0,7h$

Avec :  $hp$  : hauteur de la poutre.

$b$  : largeur de la poutre.

$L$  : longueur de la poutre.

$L = 250 \text{ cm} \Rightarrow 16,66 \leq h \leq 25 \text{ cm}$

A cause de l'effet sismique on prend :  $h = 40 \text{ cm}$ .

$16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \Rightarrow$  on prend :  $b = 35 \text{ cm}$

On adopte donc une section de (35×40).

✓ **Vérification RPA :**

D'après l'article 7.5.1 (RPA 2003) :

✓  $b \geq 20 \text{ cm}$ .  $\Rightarrow b = 35 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée

✓  $h \geq 30 \text{ cm}$ .  $\Rightarrow h = 40 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée

✓  $h/b \leq 4$   $\Rightarrow h/b = 40/35 = 1,14 \leq 4$  ..... Condition vérifiée

**III.3.3. Evaluation des charges :**

Le poids propre :  $0,35 \times 0,40 \times 25 = 3,5 \text{ KN/ml}$ .

$\Rightarrow$  Donc :  $G = 3,5 \text{ KN/ml}$

Réaction d'appuis venant de l'escalier : ELU :  $R_a = 63,69 \text{ KN/ml}$ .

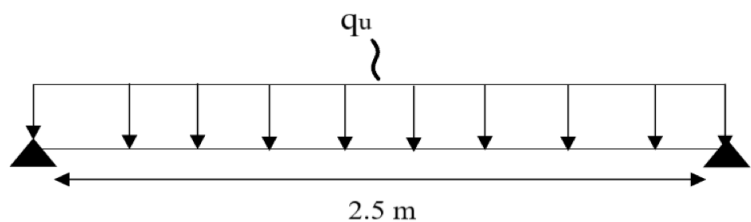
ELS :  $R_a = 46,16 \text{ KN/ml}$ .

**III.3.4. Calcul des sollicitations :**

$q_u = 1.35 \times G + R_a = (1.35 \times 3,5) + 63,69 = 68,41 \text{ KN/ml}$

$q_{ser} = G + R_a = 3,5 + 46,16 = 49,66 \text{ KN/ml}$

$M^{\max} = q \cdot l^2 / 8$



**Fig.III.10.** Sollicitation sur la poutre palière.

**ELU**

$M^{\max} = 52,92 \text{ KN.m}$

✓ **En travée :**  $M_{tu} = 0,85 \times M^{\max} = 45,43 \text{ KN.m}$

✓ **En appuis :**  $M_{Au} = -0,5 \times M^{\max} = -26,72 \text{ KN.m}$

**ELS**

$M^{\max} = 38,41 \text{ KN.m}$

✓ **En travée :**  $M_{tu} = 0,85 \times M^{\max} = 32,98 \text{ KN.m}$

✓ **En appuis :**  $M_{Au} = -0,5 \times M^{\max} = -19,39 \text{ KN.m}$

**Effort tranchant :**

$$V_u = q_u \times l/2 = 85,51 \text{ KN}$$

**Moment de torsion :**

$$M^{\text{tor}} = M_a^{\text{escalier}} \times l/2 = -18,22 \times \frac{2,5}{2} = -22,78 \text{ KN.m}$$

Avec :  $M_a^{\text{escalier}}$  : moment en appuis obtenu lors du calcul de l'escalier.

**III.3.5. Ferrailage :****➤ Calcul a la flexion simple :**

Le ferrailage longitudinal se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) , le calcul est résumé dans le tableau ci-dessous :

**Tab.III.22.** Calcul du ferrailage de la poutre palière a la flexion simple

|                  | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z (m) | $A_{\text{CAL}}$<br>( $\text{cm}^2$ ) | $A_{\text{MIN}}$<br>( $\text{cm}^2$ ) | $A_{\text{Adopté}}$        | Condition de non fragilité |
|------------------|------------|----------|-------|---------------------------------------|---------------------------------------|----------------------------|----------------------------|
| <b>En travée</b> | 0,067      | 0,086    | 0,357 | 3,66                                  | 1,56                                  | 4HA12 = 4,52 $\text{cm}^2$ | Vérifiée                   |
| <b>En Appuis</b> | 0,039      | 0,050    | 0,363 | 2,12                                  | 1,56                                  | 4HA10 = 3,14 $\text{cm}^2$ | Vérifiée                   |

**III.3.6. Vérifications nécessaires :****✓ Contrainte de cisaillement a la flexion simple :**

$$\tau_u^f = \frac{V_u}{b.d} = 0,61 \text{ MPA} < 3,33 \Rightarrow \text{Pas de rupture par cisaillement}$$

**✓ Les armatures transversales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tr} \geq \frac{0,4 \times b \times st}{f_e} \Rightarrow A_{tr} = 0,525 \text{ cm}^2 \\ A_{tr} \geq \frac{b \times st \times (\tau_u - 0,3ft28)}{0,9 \times f_e} \Rightarrow A_{tr} = 0,080 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{On prend : } A_{tr}^f = 0,55 \text{ cm}^2$$

**III.3.7. Calcul a la torsion :**

$$\text{On a : } M^{\text{tor}} = -22,78 \text{ KN.m}$$

D'après le BAEL 91 dans le cas de la torsion, la section ( $b \times h$ ) est remplacée par une section creuse équivalente  $\Omega$  d'épaisseur ( $e = \emptyset/6$ ), car le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\emptyset = \min (b,h) = 35 \text{ cm}$  qui est le diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section (b×h).

$$e = 35/6 = 6 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b-e) \times (h-e) = 986 \text{ cm}^2$$

$U = 2 \times (b+h) = 150 \text{ cm}$  qui est le périmètre de la section de la poutre palière.

- **Armatures longitudinales :**

$$A_l^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{22,78 \times 10^{-3} \times 1,5}{2 \times 0,0986 \times 348} = 4,98 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

On prend  $St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times st}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{22,78 \times 10^{-3} \times 0,15}{2 \times 0,0986 \times 348} = 0,50 \text{ cm}^2$

- **Contrainte de cisaillement a la torsion :**

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e} = 1,93 \text{ MPA}$$

### III.3.8. Vérification et ferrailage total (F.S et torsion) :

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier  $\tau^{\text{total}} \leq \tau_{\text{adm}} = 3,33 \text{ MPA}$

$$\tau^{\text{total}} = \sqrt{(\tau_{\text{tor}})^2 + (\tau_u)^2} = \sqrt{(1,93)^2 + (0,61)^2} = 2,02 \text{ MPA} \leq 3,33 \text{ MPA}$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Ferrailage total :**

➤ **En travée :**  $A_t = A_t^f + (A_t^{\text{tor}}/2) = 3,66 + (4,98/2) = 6,15 \text{ cm}^2$

On opte donc pour :  $A_t = 2\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 6,47 \text{ cm}^2$

➤ **En appuis :**  $A_a = A_a^f + (A_t^{\text{tor}}/2) = 2,12 + (4,98/2) = 4,61 \text{ cm}^2$

On opte donc pour :  $A_a = 1\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 4,93 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures transversales :**

$$A_{\text{trans}} = A_{\text{trans}}^{\text{f.s}} + A_{\text{trans}}^{\text{tor}} = 0,55 + 0,50 = 1,05 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

### A L'ELS :

✓ **Vérification des contraintes dans le béton :**

Le calcul sera résumé dans le tableau ci-dessous :

**Tab.III.23** – Calcul et vérification des contraintes dans le béton (poutre palière).

|                  | Y ( cm ) | I ( cm <sup>4</sup> ) | σ(MPa) | σadm(MPa) | Observation |
|------------------|----------|-----------------------|--------|-----------|-------------|
| <b>En travée</b> | 11,82    | 80799                 | 4,82   | 15        | Vérifiée    |
| <b>En appuis</b> | 10,57    | 65435                 | 3,13   | 15        | Vérifiée    |

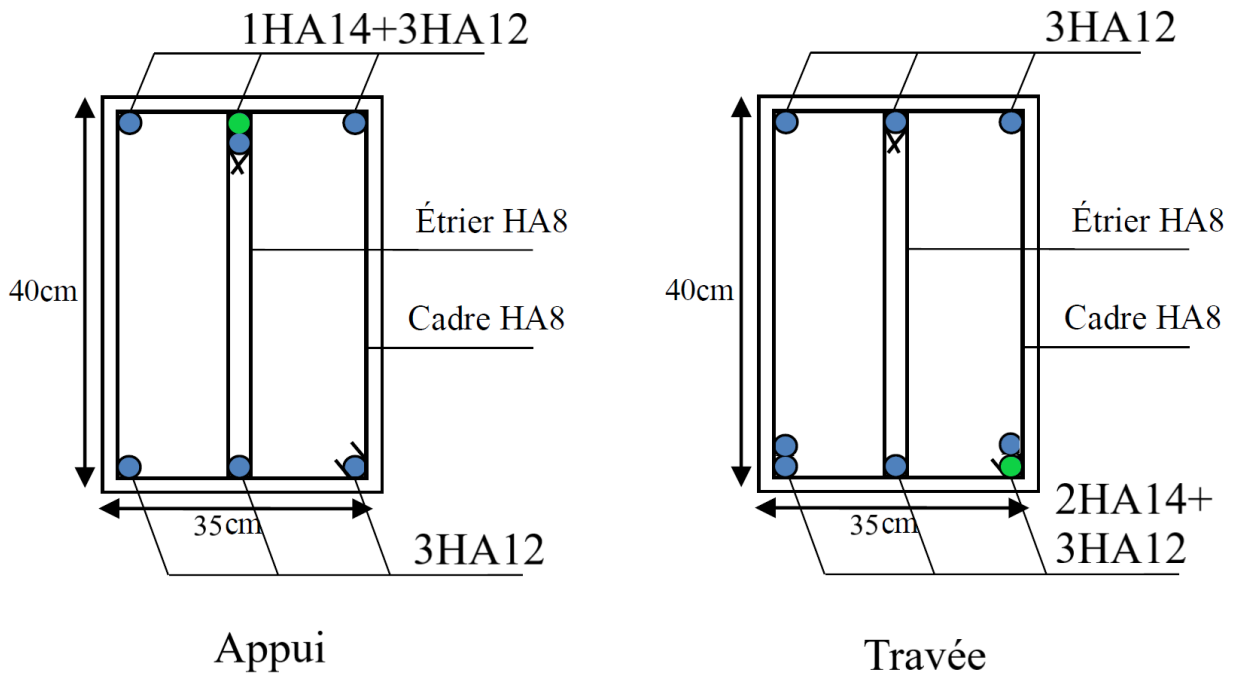
✓ **Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ht}{l} = \frac{40}{250} = 0,150 > \max \left( \frac{Mt}{10M_0} ; \frac{1}{16} \right) = 0,085 \dots \dots \dots OK \\ \frac{As}{b.d} = 0,004 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots OK \\ L_x = 2,5 \text{ m} < 8\text{m} \dots \dots \dots OK \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont satisfaites, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **III.3.8. Schéma de ferrailage :**



**Fig.III.11.** Schéma de ferrailage de la poutre palière

### III.4. L'acrotère

#### III.4.1. Définition

L'acrotère est considéré comme une console verticale encastré a sa base, soumis à son poids propre (G) et une force latérale due à l'effort (FP), une charge horizontale (Q) due à la main courante.

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 en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

#### III.4.2. Evaluation des charges et surcharges

✓ POIDS PROPRE :

$$G1 = 25 \times 0,07425 \times 1 = 1,856 \text{ KN/m}$$

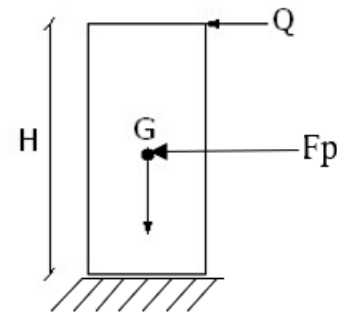
✓ Enduit en ciment :

$$G1 = 20 \times 0,2 = 0,4 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$WP = G1 + G2 = 1,856 + 0,4 = 2,256 \text{ KN.}$$

CHARGE D'EXPLOITATION :  $Q = 1 \text{ KN/m}$



**Fig.III.12.** Schéma statique de l'acrotère

#### III.4.3 Evaluation de la charge sismique :

La force sismique horizontale  $F_p$  est donnée par la formule suivante (RPA99 Article 6.2.3) :

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

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa,  $A = 0,15$ ).

$C_p$  : Facteur de force horizontal ( $C_p = 0,8$ ).

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc :} \quad F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,256 = 1,082 \text{ KN}$$

#### III.4.4 Calcul des sollicitations :

##### III.4.4.1 Calcul des coordonnées du centre de gravité :

Le centre de gravité de l'acrotère est donné par :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{(0,07 \times 0,05) + (0,00075 \times 0,116) + (0,125 \times 0,0035)}{0,07425} = 0,0531 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{(0,07 \times 0,35) + (0,00075 \times 0,68) + (0,0035 \times 0,635)}{0,07425} = 0,366 \text{ m}$$

##### III.4.4.2 Sollicitations :

$G \Rightarrow$  Crée un effort normal :  $N_G = G = 2,256 \text{ KN/ml}$

Crée un Moment :  $M_G = 0$

Q  $\Rightarrow$  Crée un effort normal :  $NQ = 0$  KN

Crée un Moment :  $MQ = Q \times H = 1 \times 0,7 = 0,7$  KN.m

Fp  $\Rightarrow$  Crée un effort normal :  $NFp = 0$  KN

Crée un Moment :  $MFp = Fp \times YG = 1,02$  KN.m

✓ **Combinaison des sollicitations :**

**ELU :**

- $NU = 1.35NG + 1.5NQ$
- $MU = 1.35MG + 1.5MQ$

**ELS :**

- $Ns = NG + NQ$
- $Ms = MG + MQ$

**ELUA :**

- $G + Q + E$

On résume les calculs dans le tableau ci-dessous :

**Tab.III.24.** Combinaison de calcul

|                      | ELUA  | ELU        | ELS   |
|----------------------|-------|------------|-------|
| <b>Sollicitation</b> | G+Q+E | 1.35G+1.5Q | G+Q   |
| <b>N (KN)</b>        | 2,256 | 3,0456     | 2,256 |
| <b>M(KN.M)</b>       | 1,72  | 1,05       | 0.7   |
| <b>V(KN)</b>         | 2,082 | 1,5        | 1     |

#### III.4.4.3 Calcul a L'ELU :

$$e_u = M_u / N_u = 1.05 / 3,0456 = 0.35 \text{ m}$$

$$h/6 = 0,1/6 = 0,06 \text{ m}$$

Donc  $e_u > h/6 \Rightarrow$  le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et  $N_u$  est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

- Le calcul se fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment  $M_u = N_u \times e$
- Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme

Avec une excentricité totale de :  $e = e_1 + e_2 + e_3$



D'où :

$e_1$  : excentricité structurelle = 0.35m

$e_2$  : excentricité accidentelle.

$e_3$  : excentricité du second ordre.

$e_2 = \max(2\text{cm}, L/250) = \max(2\text{cm}, 70/250) = 2\text{ cm.}$

$$e_3 = \frac{3Lf^2}{10^4 \times h_0} \times (2 + \alpha\varphi)$$

Avec :  $L_f$  (longueur de flambement) =  $2 \times h = 2 \times 0,7 = 1,4\text{ m}$

$h_0$  ( Hauteur de la section ) = 10 cm

$\alpha$  : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = 0$$

$\varphi$  : Le rapport de la déformation finale due au fluage et la déformation instantanée sous la charge considérée

$$e_3 = \frac{3 \times (1,4)^2 \times 2}{10^4 \times 0,1} = 0,0117\text{ m}$$

On aura donc  $\Rightarrow e = 0,35 + 0,02 + 0,0117 = 0,381\text{ m}$

Les sollicitations deviennent :

$N_u = 3,0456\text{ KN}$

$M_u = N_u \times e = 1,16\text{ KN.M}$

#### III.4.4.4 Ferrailage :

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire avec :

$h = 10\text{ cm}$  ;  $b = 100\text{ cm}$  ;  $d = 8\text{ cm}$  ;  $d' = 2\text{ cm}$

La section se ramènera à un calcul en FS sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  rapporté au centre de gravité des armatures tendues

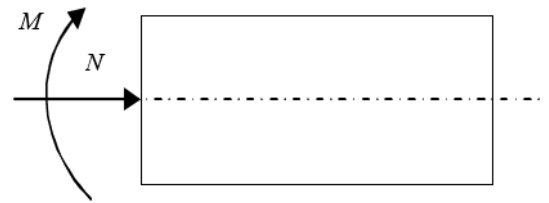
$$M_f = M_u + N_u (d - h/2)$$

$$M_f = 1,16 + 3,0456 ( 0,08 - 0,1/2 ) = 1,25\text{ KN.M}$$

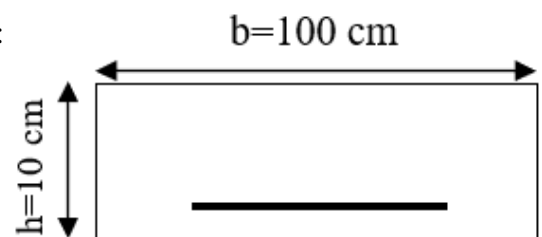
Le calcul est résumé dans le tableau ci-dessous :

**Tab.III.25.** Résumé calcul d'armatures en F.S

| $\mu$  | A      | Z (m) | A(cm <sup>2</sup> ) |
|--------|--------|-------|---------------------|
| 0,0137 | 0,0172 | 0,08  | 0,45                |



**Fig.III.13** Sollicitation dans l'acrotère



**Fig.III.14.** Section à ferrailier

Calcul réel des armatures en flexion composée :

$$A_s = A - \frac{Nu}{\sigma_s} = 0,45 \times 10^{-4} - \frac{3,0456 \times 10^{-3}}{348} = 0,36 \text{ cm}^2$$

#### III.4.4.5 Vérification nécessaire :

##### A L'ELU

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times F_{t28} / Fe = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \text{ On adopte donc } 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement  $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s/4 = 2,01/4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = F_p + Q = 1,082 + 1 = 2,082 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,082 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,026 \text{ MPA} < 0,07 f_{c28} / \gamma_b = 1,17 \text{ MPA}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

##### À L'ELS :

✓ **Vérification des contraintes :**

$$d = 0,08 \text{ m}, N_{\text{ser}} = 2,256 \text{ KN}, M_{\text{ser}} = 0,7 \text{ KN.M}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

• **Position de l'axe neutre :**

$$C = d - e_1$$

Tel que  $\Rightarrow e_1$  : distance du centre de pression  $c$  à la fibre la plus comprimée de la section.

$$\Rightarrow e_1 = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} + (d - h/2) = 0,7/2,256 + (0,08 - 0,1/2) = 0,34 \text{ m.}$$

$$e_1 > d \Rightarrow C \text{ à l'extérieur de section } c = 0,08 - 0,34 = -0,26 \text{ m.}$$

$$y_{\text{ser}} = y_c + c ; y_c^3 + p^* y_c + q = 0 \quad \text{Tel que :}$$

$$\bullet P = -3 \times (c)^2 - (d' - c) \times \frac{6 \times n \times A'}{b} + \frac{6 \times n \times A \times (d - c)}{b} = -0,2$$

$$\bullet q = -2 \times (c)^3 - \frac{6 \times n \times A \times (d - c)^2}{b_0} = 0,033$$

On aura donc :  $Y_{C1} = 0,3$  ,  $Y_{C2} = 0,214$

On choisit selon la condition suivante :  $-c < Y_c < h - c$

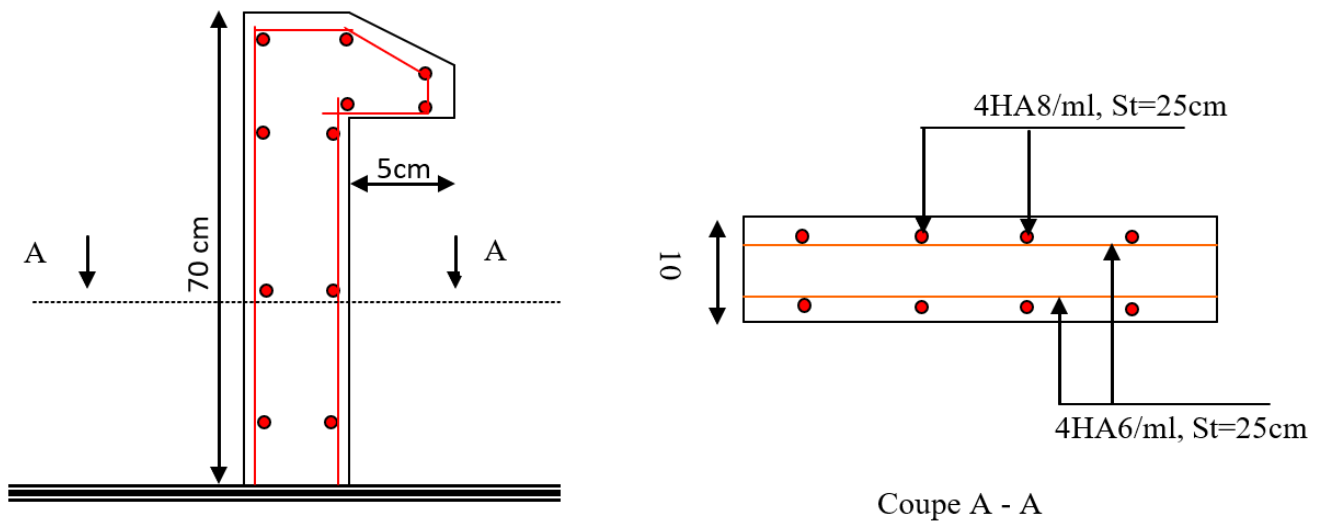
$$Y_{ser} = Y_c - C = 0,3 - (-0,26) = 0,56\text{m}$$

$$\mu_T = \frac{b \times y_{ser}^2}{2} - 15 \times A \times (d - y_{ser}) = 6,79 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

- $\sigma_{bc} = \frac{2,256 \times 10^{-3} \times 0,56}{6,79 \times 10^{-4}} = 3,32 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \Rightarrow$  Condition vérifiée

- $\sigma_{st} = \frac{2,256 \times 10^{-3} \times 0,56}{6,79 \times 10^{-4}} \times (0,08 - 0,04) = 0,1329 \text{ MPA} < 201,66 \Rightarrow$  Condition vérifiée

**III.4.4.6. Schéma de ferrailage :**



**Fig.III.15 :** Schéma de ferrailage de l’acrotère.

**III.5. Etude de l’ascenseur :**

L’ascenseur qui fait objet de la présente étude est destiné pour déplacer 6 personnes. Ses caractéristiques sont les suivantes :

1.  $B_s = 2.3 \text{ m}$
2.  $T_s = 2.1 \text{ m}$

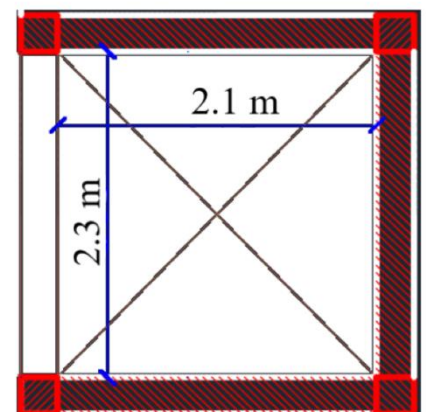
$B_s, T_s$  : la largeur, la longueur de la cabine

$$\Rightarrow G = P_m + D_m + 500 = 63000 \text{ daN} = 63 \text{ kN.}$$

Avec :  $P_m = 1500 \text{ daN} \Rightarrow$  est la charge due à la dalle des machines

$D_m = 4300 \text{ daN} \Rightarrow$  est la charge due à l’ascenseur

Le poids propre de l’ascenseur est de 500 kg.



**Fig.III.16 :** Cage d’ascenseur.

**III.5.1. Etude de la dalle pleine du local machine :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} > 0,875$$

La dalle pleine est appuyée sur 4 appuis donc pour déterminer son épaisseur il faut établir la jonction entre les deux critères suivants :

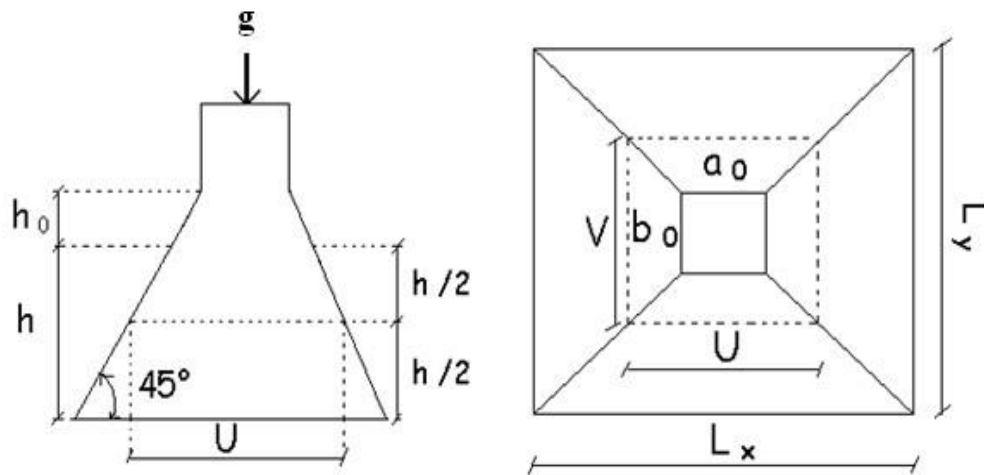
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \\ e \geq 11\text{cm pour } 2 \text{ h de coupe feu.} \end{array} \right.$$

On aura :  $\frac{210}{45} \leq e \leq \frac{210}{40} \rightarrow 4,66 \text{ cm} \leq e \leq 5,25 \text{ cm} \text{ et } e \geq 11 \text{ cm}$

On prend donc :  $e = 12\text{cm}$

**III.5.1.2. Détermination de la surface d'impact :**

On a le schéma représentant la surface d'impact :



**Fig.III.17 :** Schéma représentant de la surface d'impact.

$$U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1 / V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

- Avec :  $a_0$  et  $U$  sont les dimensions parallèles à  $L_x$ .
- $b_0$  et  $V$  sont les dimensions parallèles à  $L_y$ .
- $a_0 \times b_0 = 80 \times 80$  est la surface du chargement.
- $h_0$  est l'épaisseur de la dalle pleine.
- $h_1$  est l'épaisseur du revêtement moins rigide.

$$\xi = 0.75 \quad ; \quad h_1 = 5 \text{ cm}$$

On aura :  $U = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 5) = 102.5 \text{ cm}$

$$V = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 5) = 102.5 \text{ cm}$$

**III.5.1.3: Etude à l'ELU :**

- **Calcul des sollicitations :**

**Sous charge concentrée (due au système de levage) :**

D'après le BAEL on trouve :

**Calcul de  $M_x$  :**

$$M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2)$$

$M_1$  en fonction de  $\frac{u}{Lx}$

$$\text{On trouve : } \frac{u}{Lx} = 0,5$$

A partir de l'abaque de pigeau, on trouve :

$$M_1 = 0,1$$

$\nu$  : coefficient de poisson

$$\nu = 0 \Rightarrow \text{ELU}$$

$$M_{x1} = P_u \times M_1$$

$$P_u = 1,35 \text{ g} = 1,35 \times 60 = 85,05 \text{ KN}$$

$$\text{On aura donc : } M_{x1} = 8,5 \text{ KN.m}$$

**Calcul de  $M_y$  :**

$$M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1)$$

$M_1$  en fonction de  $\frac{v}{Lx}$

$$\text{On trouve : } \frac{v}{Lx} = 0,5$$

A partir de l'abaque de pigeau, on trouve :

$$M_2 = 0,08$$

$\nu$  : coefficient de poisson

$$\nu = 0 \Rightarrow \text{ELU}$$

$$M_{y1} = P_u \times M_2$$

$$P_u = 1,35 \text{ g} = 1,35 \times 60 = 85,05 \text{ KN}$$

$$\text{On aura donc : } M_{y1} = 6,8 \text{ KN.m}$$

**Evaluation des moments due au poids propre de la dalle :**

$$M_{x2} = \mu_x \times P_u \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\rho = 0,9 \Rightarrow \mu_x = 0,0456 \quad ; \quad \mu_y = 0,7834$$

$$G = (25 \times 0,12) + (22 \times 0,05) = 4,1 \text{ kN/m}^2$$

$Q = 1 \text{ kN/m}^2$  (Car la dalle se trouve sur la terrasse inaccessible)

$$P_u = 1,35 \times (4,1) + 1,5 \times (1) = 7,03 \text{ kN/m}$$

$$M_{x2} = 0,0456 \times 7,03 \times 2,1^2 = 1,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,7834 \times 1,28 = 1,1 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow$  Superposition des moments agissant sur la dalle sont :

- $M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,91 \text{ KN.m}$
- $M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,9 \text{ KN.m}$

**Correction des moments :**

$$\text{En travée} \begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 8,42 \text{ KM. m} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 6,71 \text{ KN. m} \end{cases} \quad \text{En appuis} \begin{cases} M_{ax} = -0,5 M_x = -4,96 \text{ KM. m} \\ M_{ay} = -0,5 M_y = -3,96 \text{ KN. m} \end{cases}$$

**Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une section (  $e \times h$  ) en FN , on résume les résultats dans le tableau ci-dessous :

**Tab.III.26.** Calcul des armatures dans la dalle.

|                  | $\mu$ | $\alpha$ | Z(m)  | Acal(cm <sup>2</sup> /ml) | Amin(cm <sup>2</sup> ) | Aopt(cm <sup>2</sup> /ml) | St(cm) |
|------------------|-------|----------|-------|---------------------------|------------------------|---------------------------|--------|
| <b>En travée</b> |       |          |       |                           |                        |                           |        |
| <b>Sens x</b>    | 0,073 | 0,095    | 0,087 | 2,78                      | 1,01                   | 4HA10 = 3,14              | 25     |
| <b>Sens y</b>    | 0,058 | 0,075    | 0,089 | 2,17                      | 1,01                   | 3HA10 = 2,36              | 33     |
| <b>En appuis</b> |       |          |       |                           |                        |                           |        |
| <b>Sens x</b>    | 0,043 | 0,055    | 0,088 | 1,62                      | 1,01                   | 4HA8 = 2,01               | 25     |
| <b>Sens y</b>    | 0,034 | 0,043    | 0,088 | 1,29                      | 1,01                   | 3HA8=1,51                 | 33     |

**Vérification à l'ELU :**✓ **Vérification au poinçonnement :**

$$\bullet \quad Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$Q_u$  : Charge de calcul à l'état limite ultime.

$h$  : Epaisseur de la dalle pleine en béton armé.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u+v) = 2 \times (102,5+102,5) = 410 \text{ cm}$$

$$Q_u = 85,05 \text{ KN}$$

$$\text{On aura donc : } 10^3 \times 0.045 \times 4.10 \times 0.12 \times 25 / 1.5 = 369 \text{ KN} > 85.05 \text{ KN} \Rightarrow \text{C'est vérifié.}$$

Il n'y a pas risque de poinçonnement.

✓ **Vérification d'effort tranchant :**

$$\bullet \quad \tau_u = 0.07 * f_{c28} / \gamma_b = 1.17 \text{ MPa.}$$

$$U = V = 102.5 \text{ cm} = 1.025 \text{ m}$$

$$T^{\max} = \frac{Q_u}{3 \times U} = \frac{85,05}{3 \times 1,025} = 27,65 \text{ KN (effort tranchant due a la charge concentree)}$$

$$V = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 4,08 \text{ KN (due aux charges reparties)}$$

- $\tau_u^{\max} = \frac{T+V}{b*d} = 0,318 \text{ MPA} < 1,17 \text{ MPA}$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**III.5.1.4. Etude à l'ELS :**

$Q_s = g = 63 \text{ KN}$

➤ **Calcul de  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  due système de levage :**

$M_{x1} = q_s \times (M_1 + v \times M_2) = 7,308 \text{ KN.m}$

$M_{y1} = q_s \times (M_2 + v \times M_1) = 6,3 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul de  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  due aux poids propres et à la surcharge :**

$P_s = G + Q = 5,1 \text{ KN}$

$\rho = 0,9 \Rightarrow \mu_x = 0,0528 ; \mu_y = 0,8502$

$M_{x2} = P_s \times l_x^2 \times \mu_x = 1,19 \text{ KN.m}$

$M_{y2} = M_{x2} \times \mu_y = 1,01 \text{ KN.m}$

**Superposition des moments :**

- $M_{x1} = 8,49 \text{ KN.m}$
- $M_{y1} = 7,31 \text{ KN.m}$

**Correction des moments :**

En travée  $\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 7,22 \text{ KM. m} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 6,21 \text{ KN. m} \end{cases}$       En appuis  $\begin{cases} M_{ax} = -0,5 M_x = -4,24 \text{ KM. m} \\ M_{ay} = -0,5 M_y = -3,65 \text{ KN. m} \end{cases}$

✓ **Vérification des contraintes :**

Le calcul et la vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier sont résumées dans le tableau ci-dessous :

**Tab.III.27.** Calcul et vérification des contraintes dans la dalle.

| y<br>(m) | I<br>(m <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\sigma_{bc\_adm}$<br>(MPa) | Observation | $\sigma_{st}$<br>(MPa) | $\sigma_{st\_adm}$<br>(MPa) | Observation  |
|----------|------------------------|------------------------|-----------------------------|-------------|------------------------|-----------------------------|--------------|
| 0,025    | $2,51 \times 10^{-5}$  | 7,13                   | 15                          | Vérifiée    | 281,31                 | 201,63                      | Non vérifiée |

La contrainte dans l'acier n'est pas vérifiée.

➤ **Solution :**

On doit recalculer les armatures à L'ELS :

$$A_s = \frac{M_s}{d \cdot \sigma_s} \times \frac{1}{1 - \frac{\alpha}{3}} \quad \text{avec} \quad 0 < \alpha < 1 \quad ; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1 - \alpha_0}{3 - \alpha_0}} \quad ; \quad \beta = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_s} = 3,17 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 0,22 \quad ; \quad A_s = 4,46 \text{ cm}^2$$

On choisit donc : 4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>/ ml

✓ **Vérification de la flèche :**

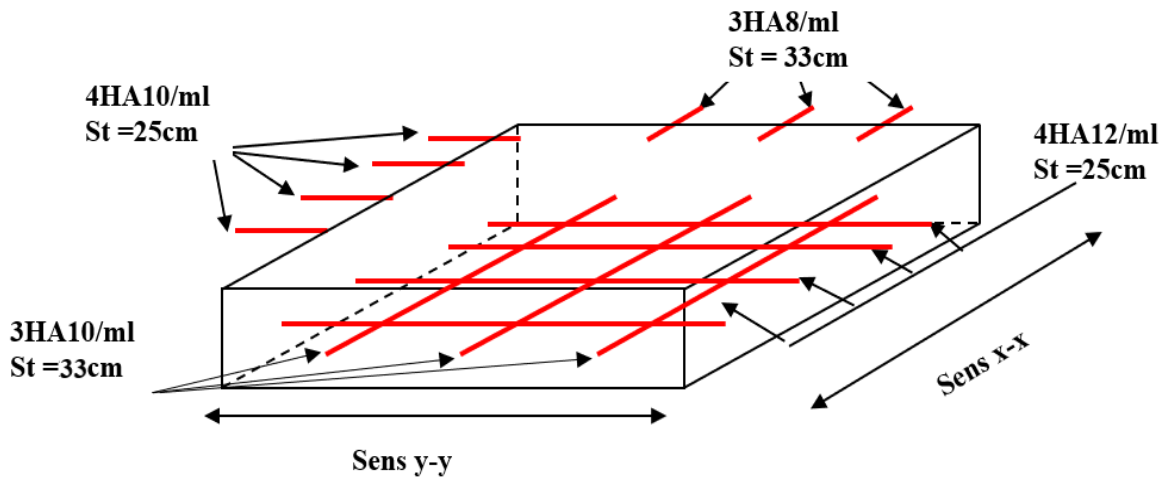
D'après le B A E L 91 et CBA 93 la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20 \cdot M_o}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{210} = 0,057 \geq 0,0375 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_s \leq \frac{2 \cdot b \cdot d}{f_e} \rightarrow 4,5 \leq 6 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

**III.5.2. Schéma de ferrailage :**



**Fig.III.18.** Schéma de ferrailage de la dalle pleine de l'ascenseur.

**III.6 Etude des poutres de chainages :**

**III.6.1 Définition :**

D'après l'article (9.3.6) et (9.3.7), les poutres de chainages sont des poutres en béton armé soit horizontale ou verticale, jouant un rôle porteur des poutrelles ou du corps creux.

On a adopté : h = 30 cm ; b = 30cm.

**III.6.2. Calcul des sollicitations :**

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et une partie du plancher à corps creux.



En ferraille les poutres de chainages avec les charges du plancher terrasse inaccessible :

- Poids propre de la poutre:  $G_p = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2.25 \text{ KN/ml}$ .
- Poids du plancher:  $G_{\text{plancher}} = 5,60 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q_{\text{plancher}} = 1 \text{ KN/m}^2$ .

**Combinaison de Charge :**

**ELU :**  $q_u = 1,35 \times G + 1,5 Q = 12,98 \text{ KN/ml}$

**ELS :**  $q_s = G + Q = 8,85 \text{ KN/ml}$

À ELU :

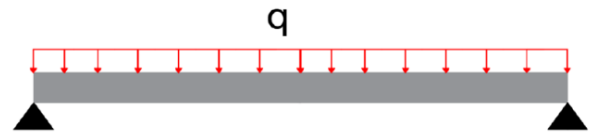
$M_u = q_u \frac{L_{\text{max}}^2}{8} = 30,00 \text{ KN.m}$  ;  $M_t^u = 0,85 \times M_u = 25,50 \text{ KN.m}$

$M_a^u = -0,5 \times M_u = -15,00 \text{ KN.m}$  ;  $V_u = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = 27,91 \text{ KN}$

À ELS:

$M_s = q_s \frac{L_{\text{max}}^2}{8} = 20,45 \text{ KN.m}$  ;  $M_t^s = 0,85 \times M_s = 17,39 \text{ KN.m}$

$M_a^s = -0,5 \times M_s = -10,23 \text{ KN.m}$



**Fig.III.19.** Sollicitation sur la poutre de chainage

**III.6.3. Ferrailage :**

Le calcul des armateurs se fait à la flexion simple avec FPN et on adopte  $d=28\text{cm}$ , les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tab.III.28.** Ferrailage longitudinales de la poutre de chainage.

| Position  | $M_u$<br>KN.m | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z (m) | $A_{\text{Cal}} (\text{cm}^2/\text{ml})$ | $A_{\text{min}} (\text{cm}^2/\text{ml})$ | $A_{\text{Choisit}} (\text{cm}^2/\text{ml})$ |
|-----------|---------------|------------|----------|-------|--|--|--|
| En travée | 25,50         | 0,077      | 0,099    | 0,269 | 2,73                                     | 1,01                                     | 3HA12 = 3,39                                 |
| En appuis | 15,00         | 0,045      | 0,058    | 0,274 | 1,58                                     | 1,01                                     | 3HA10 = 2,36                                 |

**III.6.4. Vérifications Nécessaire :**

À ELU :

✓ **Effort tranchant**

$\tau_u = \frac{27,9 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,33 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5) = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

✓ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le (Art A.7.2,2) BAEL91/99 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = 10 \text{ mm.}$$

Soit un cadre HA8 plus un étrier HA8  $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$ .

✓ **L'espacement (CBA art A.5.1.2.2)**

1)  $S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 29,7\text{cm.}$

2)  $S_t \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 0\text{cm.}$

3)  $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_t \leq 85\text{cm.}$

D'après l'article 9.3.3 de RPA2003 exige un espacement  $S_t \leq \min(h ; 25 \text{ cm})$ .

$\Rightarrow$  on prend  $S_t = 25 \text{ cm.}$

**À l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

**Tab.III.29.** Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chaînage.

| Zone      | M <sub>ser</sub> (KN.m) | Y (cm) | I(cm <sup>4</sup> ) | σ <sub>bc</sub> (MPa) | σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPa) | Observation |
|-----------|-------------------------|--------|---------------------|-----------------------|--------------------------------------|-------------|
| En travée | 20,45                   | 8,01   | 25449               | 6,58                  | 15                                   | Vérifiée    |
| En appuis | 10,23                   | 7,03   | 19041               | 3,78                  | 15                                   | Vérifiée    |

✓ **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{430} = 0,137 > \max\left(\frac{M_t}{10M_0}; \frac{1}{16}\right) = 0,085 \dots \dots \dots \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = 0,084 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$L = 4,3 \text{ m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

La première condition n'est pas satisfaite, donc on doit vérifier la flèche.

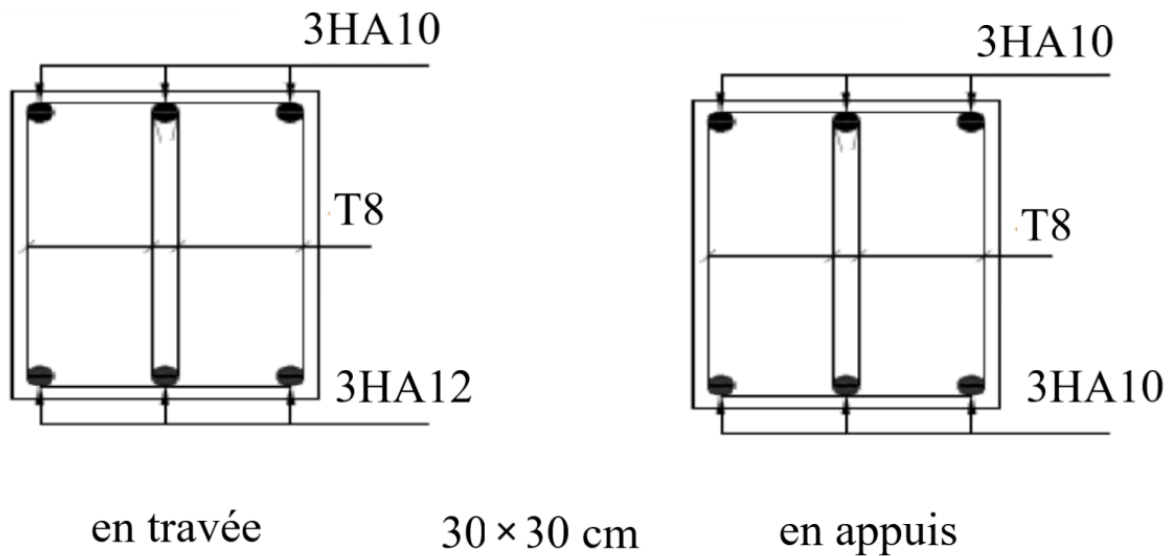
Les résultats obtenus après les calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tab.III.30.** Résultats de flèche de la poutre de chaînage

| L (m)  | As (cm <sup>2</sup> ) | Mjser (KN.m) | Mgser (KN.m) | Mpser (KN.m) | I (m <sup>4</sup> )  | I0 (m <sup>4</sup> ) |
|--------|-----------------------|--------------|--------------|--------------|----------------------|----------------------|
| 4.30   | 3,39                  | 5,20         | 18,14        | 20,45        | $2.5449 \times 10^4$ | $7,5634 \times 10^4$ |
| Y (cm) | fji (mm)              | fgi (mm)     | fpi (mm)     | fgv (mm)     | $\Delta f$ (cm)      | fadm (cm)            |
| 8,19   | 037                   | 3,40         | 4,19         | 6,32         | 6,75                 | 8,6                  |

⇒ La flèche est vérifiée

**III.6.4. Schéma de ferrailage :**



**Fig.III.20.** Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.



**Chapitre IV**  
**Etude dynamique**

## IV. Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. L'étude a été faite avec le logiciel **ETABS2016** qui est un logiciel de calcul et d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

### IV.2 Méthodes de calcul

Les règles parasismiques algérienne (RPA99/Version2003) donnent deux méthodes de calcul :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode dynamique :
  - La méthode d'analyse modale spectrale.
  - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

### IV 3. Méthode choisit

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 permise. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée dans tous les cas, tous en justifiant auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées.

Notre structure est régulière en élévation ainsi que les conditions complémentaires du RPA99/Version 2003 art (4.1.2)  $\Leftrightarrow H_{\text{structure}} > 23\text{m}$ .

Donc les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'est pas satisfaite ,c'est pourquoi on adopte la méthode d'analyse modale spectrale.

### IV.4. Méthode dynamique modale spectrale

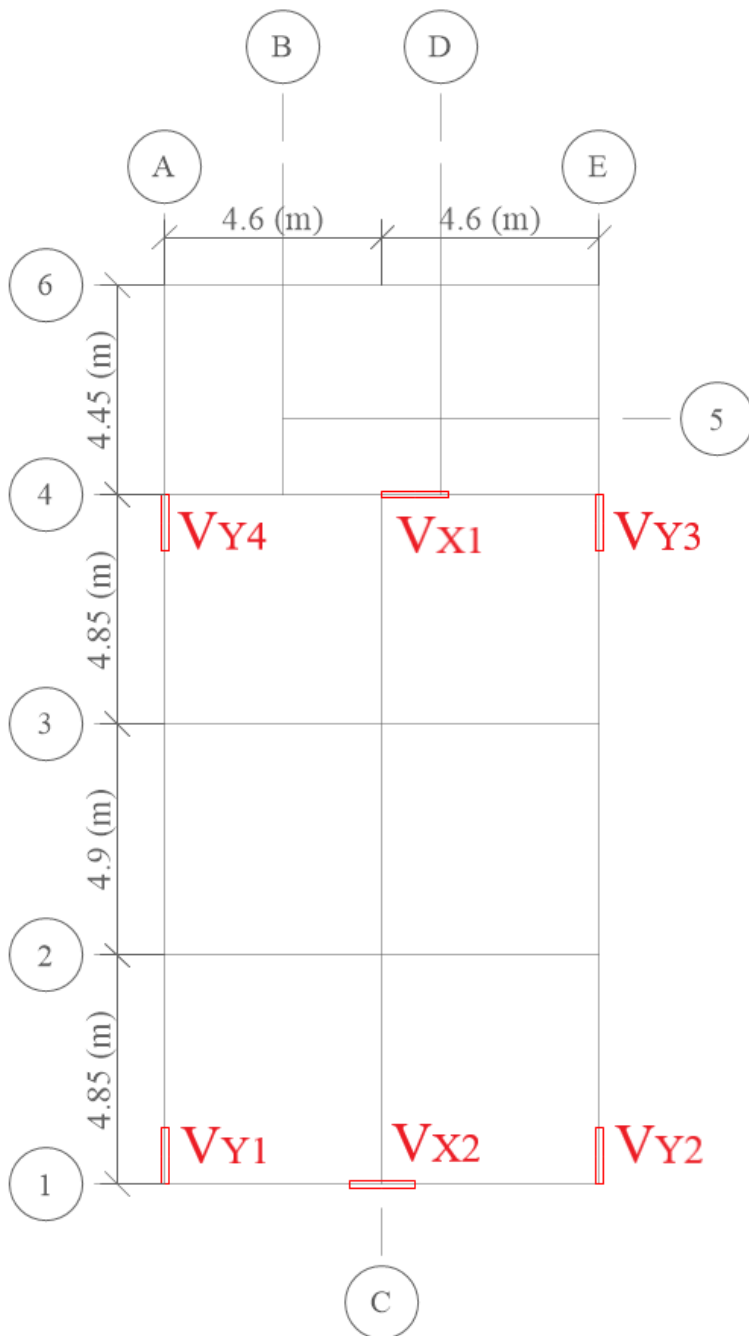
Le principe de cette méthode est d'estimer les efforts sismiques engendrés pour chaque un des modes, ainsi établir un spectre de réponse en se servant des expressions suivantes :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/ Version 2003(4.3.3)}$$

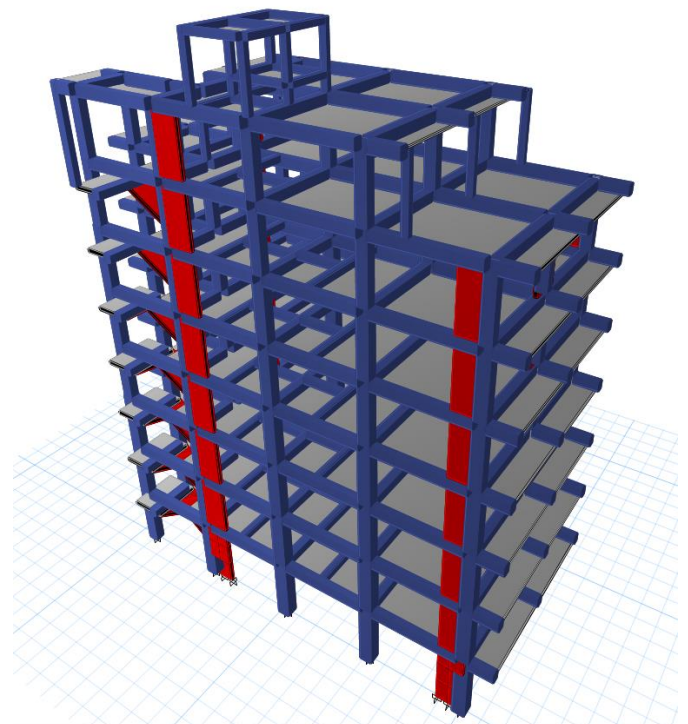
Avec  $\Rightarrow \eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

#### IV.4.1. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des démentions des éléments et des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales ainsi que les exigences de RPA99/2003, cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003, on a opté pour la disposition Suivante :

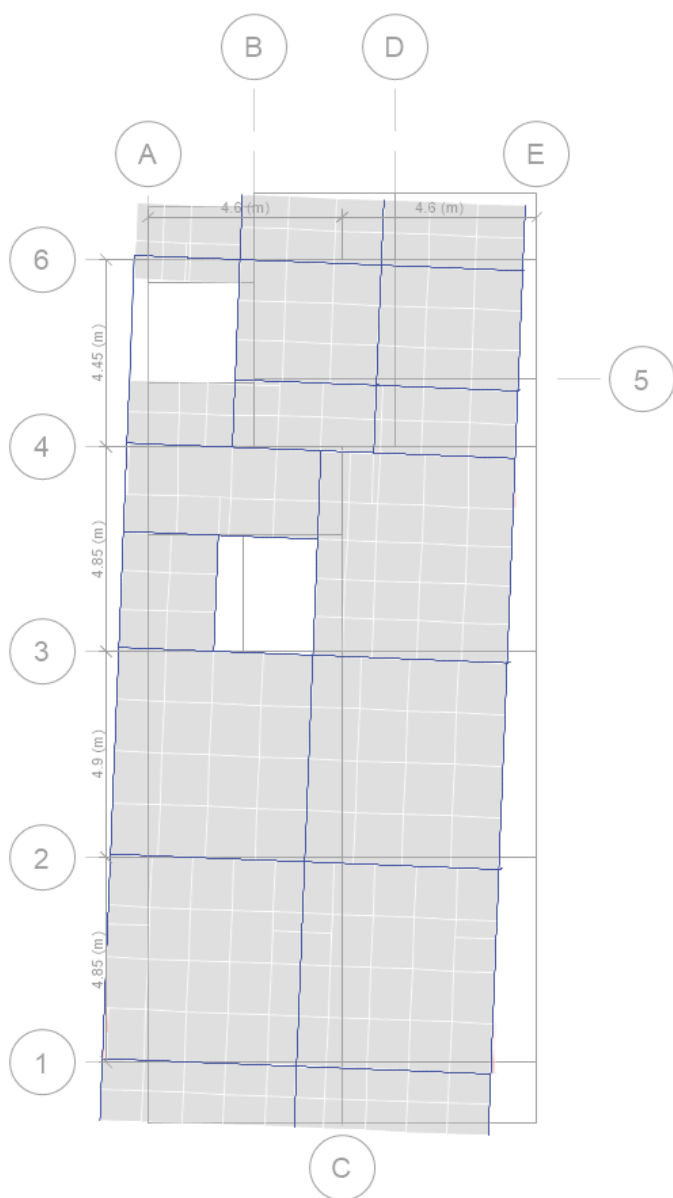


**Fig.IV.1.** Disposition des voiles

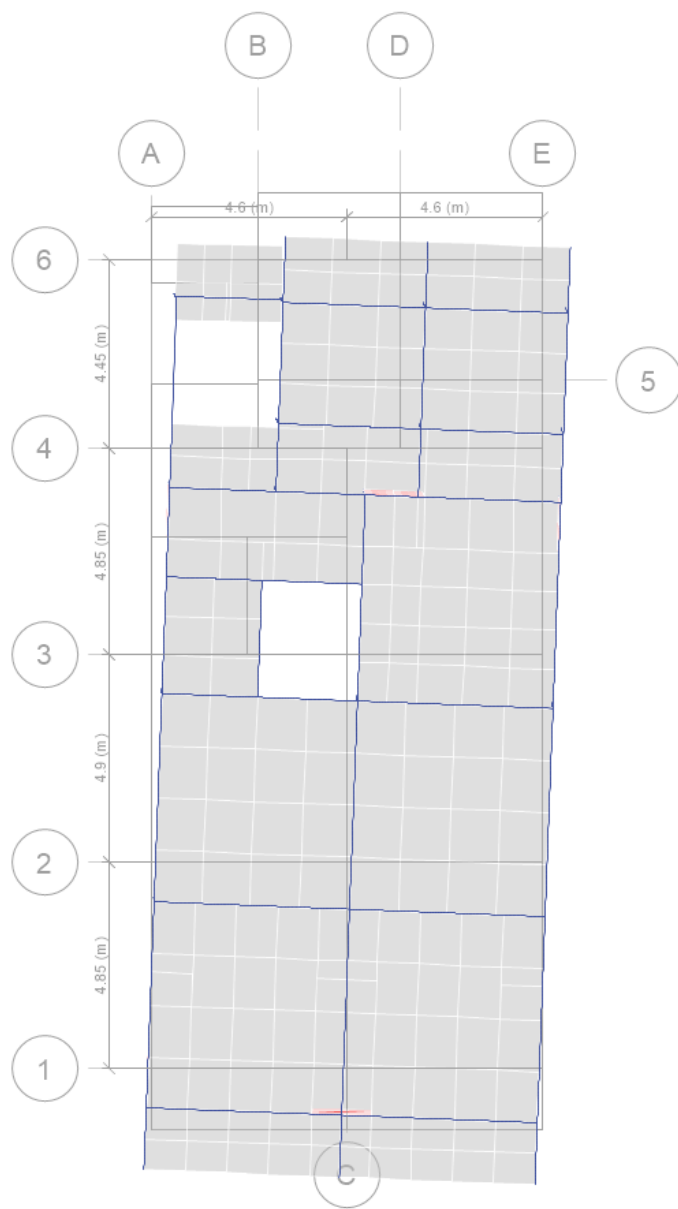


**Fig.IV.2.** Vue 3D de la structure étudiée

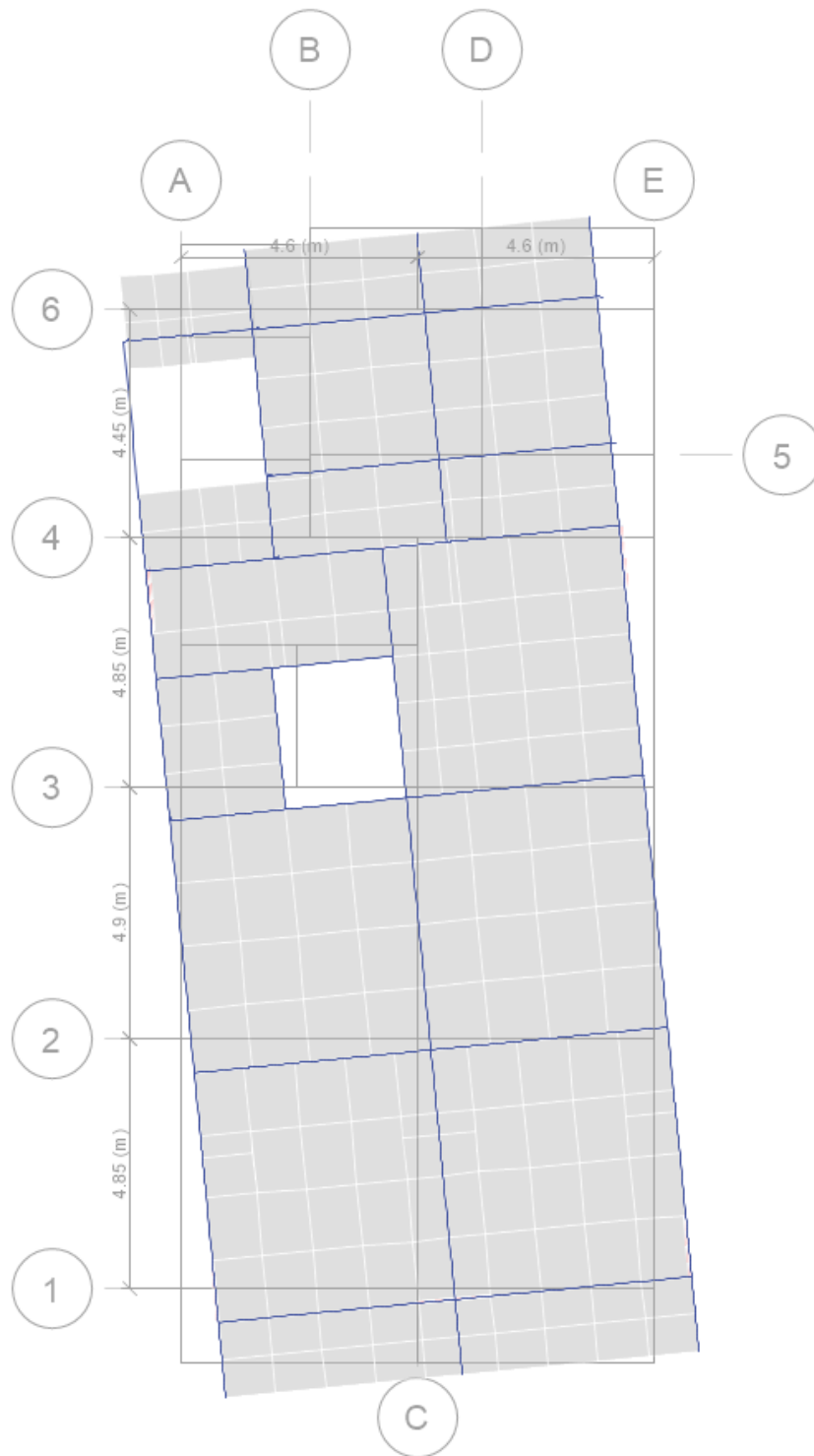
IV.4.2. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS2016 :



**Fig.IV.3.** 1<sup>er</sup> mode de déformation  
(translation suivant x-x)



**Fig.IV.4.** 2<sup>eme</sup> mode de déformation  
(translation suivant y-y)



**Fig.IV.5.** 3<sup>ème</sup> mode de déformation  
(Rotation)



### IV.4.3. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

**Tab.IV.1.** Période de vibration et taux de participation massique.

| Mode | Période [sec] | % de masse modal |        | % somme cumulée |        |
|------|---------------|------------------|--------|-----------------|--------|
|      |               | UX [%]           | UY [%] | UX [%]          | UY [%] |
| 1    | 0.660         | 0.6573           | 0.0107 | 0.6573          | 0.0107 |
| 2    | 0.577         | 0.0339           | 0.6883 | 0.6912          | 0.699  |
| 3    | 0.516         | 0.0785           | 0.0627 | 0.7696          | 0.7618 |
| 4    | 0.218         | 0.1067           | 0.001  | 0.8763          | 0.7628 |
| 5    | 0.188         | 0.0031           | 0.1144 | 0.8794          | 0.8771 |
| 6    | 0.172         | 0.0072           | 0.0071 | 0.8865          | 0.8842 |
| 7    | 0.130         | 0.0272           | 0.0028 | 0.9138          | 0.887  |
| 8    | 0.127         | 0.009            | 0.0116 | 0.9227          | 0.8986 |
| 9    | 0.110         | 0.0049           | 0.002  | 0.9276          | 0.9006 |
| 10   | 0,101         | 0.0059           | 0.0248 | 0.9336          | 0.9254 |

D'après le tableau ci-dessus les deux premiers modes sont des modes de translations

- Mode 1 : translation selon l'axe (x-x), le taux de participation massique est de 65,73 %
- Mode 2 : translation selon l'axe (y-y), le taux de participation massique est plus de 68,38%
- Mode 3 : est un mode de rotation, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe X atteint les 90% au bout du 7eme mode, et selon l'axe Y au bout du 9eme mode.

La période dynamique selon l'axe X est de 0 ,660s et de 0,577s selon l'axe Y.

### IV.4.4 vérifications des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003

#### IV.4.4.1 Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue  $V_{dy} / V_{st}$  ne doit pas être inférieure à 80%., les résultats est résumé dans le tableau suivant :

#### Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) :

L'effort sismique équivalent (V) appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{Article 4.2.3 (RPA99/Version 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de la zone.

D'après le tableau 4.1 de RPA99/Version 2003 et suivant notre structure on aura :

- Groupe d'usage : 2 (moyenne importance)
- Zone sismique : IIa  $\Rightarrow A=0.15$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

$\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule suivante :

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique donner par le Tableau 4.2 de RPA99/Version2003

$$\Rightarrow \xi = [(10 + 7)/2] = 8.5\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816$$

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol, est donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version 2003

On a site meuble (S3) donc  $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.5s \end{cases}$

**Estimation de la période fondamentale de la structure T**

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99/Version2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

Avec :

$h_N$  : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  $h_N = 24,82$  m

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 addenda 2003

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé,  $C_T = 0,05$ .

$$T = 0.05 \times (24,82)^{\frac{3}{4}} = 0,555s.....(I)$$

$$T_{X,Y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{X,Y}}}$$

$L_{X,Y}$  : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

- $L_x=9,50m$  ; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.
- $L_y= 19,35m$  ; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

➤ Calcul de la période suivant l'axe longitudinal (x) :

$$T_x = \frac{0.09 \times 24,82}{\sqrt{9,50}} = 0,724s \dots\dots\dots (II)$$

⇒ Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable :  $T_x=0,555s$

➤ Calcul de la période suivant l'axe transversal (y) :

$$T_y = \frac{0.09 \times 24,82}{\sqrt{19,35}} = 0,509s \dots\dots\dots (III)$$

⇒ Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable :  $T_y=0,509s$

$$T_2 = 0,5s \leq T_x \leq 3s \Rightarrow 2,5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,816 \times \left(\frac{0,5}{0,555}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{donc : } D_x = 1.902$$

$$T_2 = 0,5s \leq T_y \leq 3s \Rightarrow 2,5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,816 \times \left(\frac{0,5}{0,509}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{donc : } D_y = 2.016$$

D'après RPA99/Version2003 art (4.2.4.4) la période fondamentale statique T doit être majorée de 30% soit :  $\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.555 = 0.722s \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.509 = 0.662s \end{cases}$

Q : facteur de qualité

$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q$  Avec :  $P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 de RPA99/ Version 2003

**Tab.IV.2.** Valeurs des pénalités  $P_q$

| Critère Q                                    | Valeurs de $P_q$ selon x-x |          | Valeurs de $P_q$ selon y-y |          |
|--|----------------------------|----------|----------------------------|----------|
|  | Observation                | Pénalité | Observation                | Pénalité |
| 1) Condition minimale des files porteuses    | Non                        | 0,05     | Non                        | 0,05     |
| 2) Redondance en plan                        | Non                        | 0,05     | Non                        | 0,05     |
| 3) Régularité en plan                        | Oui                        | 0        | Oui                        | 0        |
| 4) Régularité en élévation                   | Oui                        | 0        | Oui                        | 0        |
| 5) Contrôle de la qualité des matériaux      | Oui                        | 0        | Oui                        | 0        |
| 6) Contrôle de la qualité de la construction | Oui                        | 0        | Oui                        | 0        |

Ce qui donne  $\Rightarrow \begin{cases} Q_X = 1,1 \\ Q_Y = 1,1 \end{cases}$

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement. il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/ Version 2003). (Dans ce projet on a un contreventement mixte  $\Rightarrow R=5$ )

W : poids total de la structure.

Calcul du poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation

$\beta = 0,2 \Rightarrow$  Pour les étages à usage d'habitation.....Tableau 4.5 du RPA99/ Version2003

A partir des résultats du logiciel **ETABS2016** on a trouvé :  $W_{tot} = 14425,98 \text{ KN}$

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{Sens X} \Rightarrow V_X = \frac{A \times D_X \times Q_X}{R} \times W = 905,46 \text{ KN}$$

$$\text{Sens Y} \Rightarrow V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} \times W = 959,73 \text{ KN}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

**Tab.IV.3** Vérification de l'effort tranchant à la base

| Sens       | $V_{dyn}$ (KN) | $V_{st}$ (KN) | $V_{dyn}/V_{st} > 0,8$ | Observation |
|------------|----------------|---------------|------------------------|-------------|
| <b>X-X</b> | 761,88         | 905,46        | 0,84                   | Vérifiée    |
| <b>Y-Y</b> | 847,06         | 959,73        | 0,88                   | Vérifiée    |

✓ **Interprétation des résultats** : La condition des efforts tranchants est vérifiée.

#### IV.4.4.2 Vérification de l'interaction voiles portiques

##### IV.4.4.2.1 Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

**Tab.IV.4** Vérification de l'interaction sous charges verticales

| Etages                 | Portique (KN) | Voiles (KN) | Portique (%) | Voiles (%) |
|------------------------|---------------|-------------|--------------|------------|
| RDC                    | -13822,23     | -2006,06    | 87,32        | 12,68      |
| 1 <sup>er</sup> étage  | -11942,79     | -1713,03    | 87,45        | 12,55      |
| 2 <sup>ème</sup> étage | -9935,29      | -1589,79    | 86,20        | 13,8       |
| 3 <sup>ème</sup> étage | -8087,91      | -1337,35    | 85,81        | 14,19      |
| 4 <sup>ème</sup> étage | -6253,43      | -1137,8     | 84,6         | 15,4       |
| 5 <sup>ème</sup> étage | -4512,08      | -827,64     | 84,50        | 15,5       |
| 6 <sup>ème</sup> étage | -2589,41      | -625,19     | 80,55        | 19,45      |
| 7 <sup>ème</sup> étage | -1017,56      | -182,88     | 84,76        | 15,24      |

##### IV.4.4.2.2 Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

**Tab.IV.5** Vérification de l'interaction sous charges horizontales

| Etages                 | Sens x-x      |             |       |       | Sens y-y      |             |       |       |
|------------------------|---------------|-------------|-------|-------|---------------|-------------|-------|-------|
|                        | Portique (KN) | Voiles (KN) | P (%) | V (%) | Portique (KN) | Voiles (KN) | P (%) | V (%) |
| RDC                    | 470,97        | 266,75      | 63,84 | 36,16 | 411,15        | 405,64      | 50,33 | 49,67 |
| 1 <sup>er</sup> étage  | 485,82        | 230,43      | 67,83 | 32,17 | 414,32        | 382,43      | 52    | 48    |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 442,83        | 223,47      | 66,46 | 33,54 | 380,08        | 366,7       | 50,89 | 49,11 |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 410,06        | 187,93      | 68,57 | 31,43 | 359,27        | 313,94      | 53,36 | 46,64 |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 406,72        | 192,98      | 67,82 | 32,18 | 320,8         | 417,1       | 43,47 | 56,53 |
| 5 <sup>ème</sup> étage | 275,1         | 127,27      | 68,29 | 31,71 | 271,88        | 185,68      | 59,41 | 40,59 |
| 6 <sup>ème</sup> étage | 181,07        | 96,83       | 65,15 | 34,85 | 183,29        | 134,99      | 57,58 | 42,42 |
| 7 <sup>ème</sup> étage | 105,06        | 42,79       | 71,2  | 28,8  | 118,8         | 67,61       | 63,73 | 36,27 |

- ✓ **Interprétation des résultats** : Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontal et vertical pour tous les étages.

#### IV.4.4.3 Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots \dots \dots \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$ : Déplacement dû aux forces  $F_i$ .

R: Coefficient de comportement  $\Rightarrow R=5$ .

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA99/2003 art 5.10 exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage.

C.à.d. :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$  ; Avec  $h_e$  la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tab.IV.6** Vérification des déplacements.

| Etages                 | $h_k$<br>(cm) | Sens x-x              |                    |                        |                    |                       | Sens y-y              |                    |                        |                    |                       |
|------------------------|---------------|-----------------------|--------------------|------------------------|--------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------|------------------------|--------------------|-----------------------|
|                        |               | $\delta_{ek}$<br>(cm) | $\delta_k$<br>(cm) | $\delta_{k-1}$<br>(cm) | $\Delta_k$<br>(cm) | $\Delta_k/h_k$<br>(%) | $\delta_{ek}$<br>(cm) | $\delta_k$<br>(cm) | $\delta_{k-1}$<br>(cm) | $\Delta_k$<br>(cm) | $\Delta_k/h_k$<br>(%) |
| RDC                    | 340           | 0,097                 | 0,48               | 0                      | 0,48               | 0,0015                | 0,07                  | 0,35               | 0                      | 0,35               | 0,001                 |
| 1 <sup>er</sup> étage  | 306           | 0,25                  | 1,25               | 0,48                   | 0,77               | 0,0025                | 0,18                  | 0,9                | 0,35                   | 0,55               | 0,001                 |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 306           | 0,42                  | 2,1                | 1,25                   | 0,85               | 0,0027                | 0,31                  | 1,55               | 0,9                    | 0,65               | 0,002                 |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 306           | 0,59                  | 2,95               | 2,1                    | 0,85               | 0,0033                | 0,45                  | 2,25               | 1,55                   | 0,7                | 0,002                 |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 306           | 0,74                  | 3,7                | 2,95                   | 0,75               | 0,0045                | 0,58                  | 2,9                | 2,25                   | 0,65               | 0,002                 |
| 5 <sup>ème</sup> étage | 306           | 0,88                  | 4,4                | 3,7                    | 0,7                | 0,0022                | 0,7                   | 3,5                | 2,9                    | 0,6                | 0,001                 |
| 6 <sup>ème</sup> étage | 306           | 1                     | 5                  | 4,4                    | 0,6                | 0,0019                | 0,8                   | 4                  | 3,5                    | 0,5                | 0,001                 |
| 7 <sup>ème</sup> étage | 306           | 1,01                  | 5,05               | 5                      | 0,05               | 0,00016               | 0,87                  | 4,35               | 4                      | 0,35               | 0,001                 |

✓ **Interprétation des résultats :** D’après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage.

Sens x – x  $\Rightarrow \Delta_{k\max} = 0,0085 \text{ m} < 1\% \times h_e = 0,0306 \text{ m} \dots\dots\dots$  Vérifiée

Sens y – y  $\Rightarrow \Delta_{k\max} = 0,0085 \text{ m} < 1\% \times h_e = 0,0306 \text{ m} \dots\dots\dots$  Vérifiée

**VI.4.4.4 Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ**

L’effet P-Δ (effet de second ordre) est l’effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \quad \text{Tel que:}$$

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d’exploitations associées au-dessus du niveau « k » avec :

$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

$v_k$  : Effort tranchant d’étage de niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l’étage « k ».

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab.IV.7. Vérification à L'effet P-Δ.

| Niveaux                | h <sub>k</sub><br>(cm) | P <sub>k</sub> (KN) | Sens x-x            |                     |                | Sens y-y            |                     |                |
|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|----------------|---------------------|---------------------|----------------|
|                        |                        |                     | Δ <sub>k</sub> (cm) | V <sub>k</sub> (KN) | θ <sub>k</sub> | Δ <sub>k</sub> (cm) | V <sub>k</sub> (KN) | θ <sub>k</sub> |
| RDC                    | 340                    | 13716,4             | 0,48                | 738,42              | 0,02955        | 0,35                | 810,88              | 0,01962        |
| 1 <sup>er</sup> étage  | 306                    | 11801,37            | 0,77                | 715,25              | 0,04201        | 0,55                | 789,03              | 0,02720        |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 306                    | 9937,97             | 0,85                | 666,13              | 0,04182        | 0,65                | 739,84              | 0,02879        |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 306                    | 8099,8              | 0,85                | 595,99              | 0,03798        | 0,7                 | 665,51              | 0,02801        |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 306                    | 6307,01             | 0,75                | 508,06              | 0,03049        | 0,65                | 568,35              | 0,02362        |
| 5 <sup>ème</sup> étage | 306                    | 4513,53             | 0,7                 | 401,33              | 0,02565        | 0,6                 | 448,32              | 0,01968        |
| 6 <sup>ème</sup> étage | 306                    | 2786,03             | 0,6                 | 277,55              | 0,01958        | 0,5                 | 308,28              | 0,01469        |
| 7 <sup>ème</sup> étage | 306                    | 1169,06             | 0,05                | 140,46              | 0,001359       | 0,35                | 152,29              | 0,0087         |

- ✓ **Interprétation des résultats :** On remarque que les valeurs de  $\theta_k$  inférieur à 0.1 donc l'effet (P-Δ) n'a pas d'influence sur la structure est peut-être négliger.

#### IV.4.4.5 Vérification de l'effort normal réduit

Pour éviter le risque de rupture de la section du béton, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :  $v = \frac{N_d}{B \times f_{cj}} \leq 0,3$ .....RPA99/version 2003(Art : 7.4.3.1). L'effort sera vérifié à ELA.

N<sub>d</sub> : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B<sub>c</sub> : est l'aire (section brute) de cette dernière

f<sub>cj</sub> : est la résistance caractéristique du béton



Tab.IV.8 Vérification de l'effort normal réduit

| Niveaux      | $B_r$ (cm <sup>2</sup> ) | $N_d$ (KN) | $\nu$ | Observation |
|--------------|--------------------------|------------|-------|-------------|
| RDC et 1er   | 60×60                    | 1406,9     | 0,156 | Vérifiée    |
| RDC et 1er   | 55×55                    | 773,47     | 0,102 | Vérifiée    |
| RDC et 1er   | 50×50                    | 1133,74    | 0,181 | Vérifiée    |
| 2eme et 3eme | 55×55                    | 1030,49    | 0,136 | Vérifiée    |
| 2eme et 3eme | 50×50                    | 759,49     | 0,121 | Vérifiée    |
| 4eme et 5eme | 50×50                    | 849,26     | 0,135 | Vérifiée    |
| 4eme et 5eme | 45×45                    | 270,07     | 0,053 | Vérifiée    |
| 6eme et 7eme | 45×45                    | 514        | 0,101 | Vérifiée    |
| 6eme et 7eme | 40×40                    | 202,85     | 0,05  | Vérifiée    |

✓ **Interprétation des résultats** : On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

#### IV.5. Conclusion :

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du **RPA99/Version 2003**, car l'aspect architectural a été un véritable obstacle pour la disposition des voiles. Nous a poussé de faire un redimensionnement des éléments structuraux pour l'esthétique du bâtiment.

#### Dimensions finales des différents éléments

- Les voiles :  $e = 15$  cm pour tous les étages.

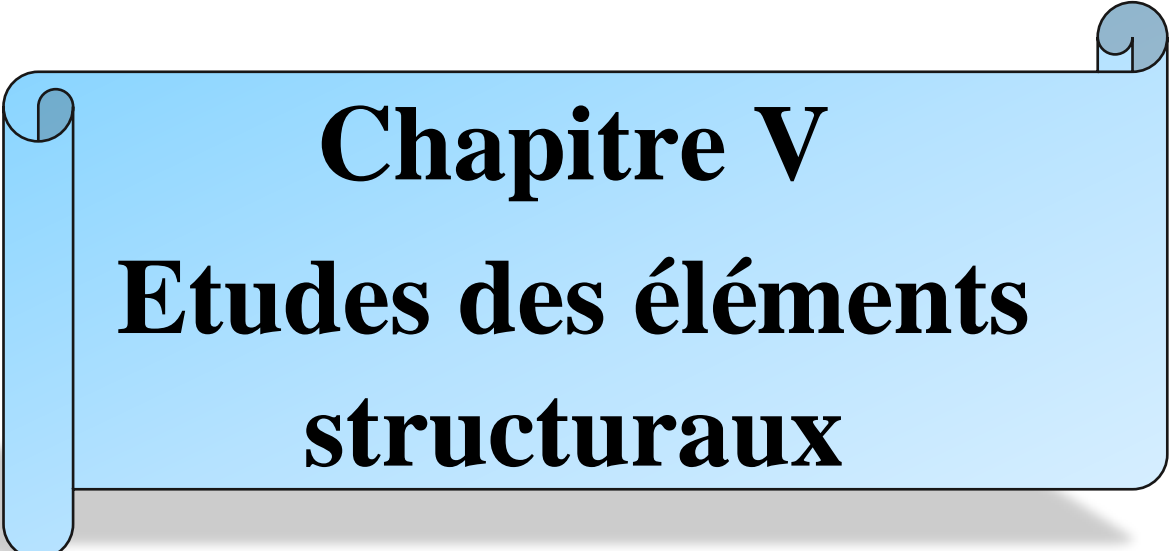
$L_{vx1} = 1.4$  m ;  $L_{vx2} = 1.4$  m ;  $L_{vy(1,2,3,4)} = 1.2$  m.

- les poutres :

$\left\{ \begin{array}{l} \text{poutres principales } (45 \times 35) / (35 \times 30) \text{ cm}^2 \\ \text{poutres secondaires } (45 \times 35) / (35 \times 30) \text{ cm}^2 \\ \text{poutres palière } (40 \times 35) \text{ cm}^2 \\ \text{poutres de chaînage } (30 \times 30) \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

- Les poteaux :

- RDC et 1<sup>er</sup> étage (60×60) (55×55) (50×50) cm<sup>2</sup>
- 2<sup>er</sup> et 3<sup>eme</sup> étage (55×55) (50×50) cm<sup>2</sup>
- 4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> étages (50×50) (45×45) cm<sup>2</sup>
- 6<sup>eme</sup> et 7<sup>eme</sup> étages (45×45) (40×40) cm<sup>2</sup>



**Chapitre V**  
**Etudes des éléments**  
**structuraux**

## V. Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles.

Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

### V.1. Etude des Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du logiciel ETABS 16 :

- 1)  $1.35G+1.5Q$
- 2)  $G+Q$
- 3)  $G+Q+E$
- 4)  $G+Q-E$
- 5)  $0.8G+E$
- 6)  $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant  $\Leftrightarrow N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$
- L'effort normal minimal et le moment correspondant  $\Leftrightarrow N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$
- Le moment maximum et l'effort normal correspondant  $\Leftrightarrow M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$

### V.1. Recommandations du RPA99.V2003

#### V.1.1. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de :  $0.8 \times b_1 \times h_1$  en zone II.
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4 % en zone courante.
  - 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.

- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de  $40\varphi$  en zone IIa.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h'$$

$h_e$ : La hauteur d'étage.

$b_1, h_1$ : Dimensions de la section transversale du poteau.

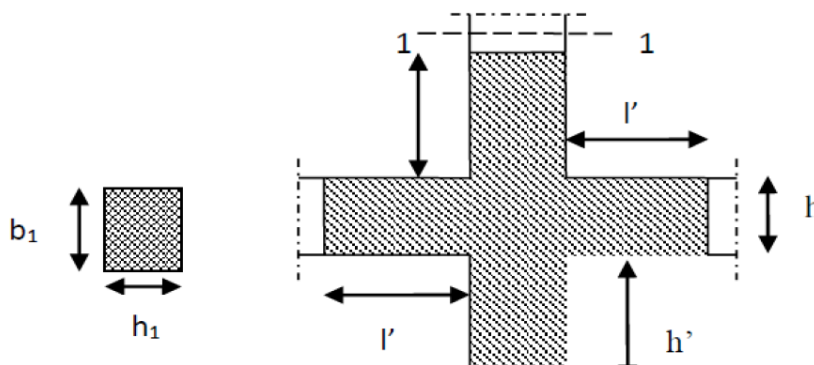


Fig.V.1. La Zone nodale

**V.1.1.1. Sollicitations de calcul :**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS 16, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Tab.V.1.** Sollicitations poteau le plus sollicité des différents niveaux.

| Niveau   |       | Nmax→Mcor |          | Mmax→Ncor |        | Nmin→Mcor |          |
|--|-------|-----------|----------|-----------|--------|-----------|----------|
|  |       | N (KN)    | M (KN.m) | M (KN.m)  | N (KN) | N (KN)    | M (KN.m) |
| RDC et 1 <sup>er</sup> étage                     | 60×60 | 1934,97   | 11,63    | 157,1     | 497,34 | 175,49    | 23,58    |
|  | 55×55 | 870,02    | 0,72     | 58,14     | 773,47 | 59,49     | 38,12    |
|  | 50×50 | 1133,75   | 31,77    | 47,47     | 223,8  | 192,28    | 17,43    |
| 2 <sup>ème</sup> étage et 3 <sup>ème</sup> étage | 55×55 | 1403,63   | 0,53     | 77,92     | 689,77 | 151,25    | 43,95    |
|  | 50×50 | 759,49    | 3,48     | 59        | 192    | 417,33    | 3,32     |
| 4 <sup>ème</sup> étage et 5 <sup>ème</sup> étage | 50×50 | 930,88    | 3,81     | 56,87     | 456,55 | 438,55    | 8,39     |
|  | 45×45 | 423,45    | 8,48     | 44,84     | 139,55 | 15,76     | 26,96    |
| 6 <sup>ème</sup> étage et 7 <sup>ème</sup> étage | 45×45 | 935,64    | 3,56     | 53,67     | 458,94 | 87,94     | 32       |
|  | 40×40 | 289,73    | 0,9      | 41        | 143,53 | 177,8     | 0,95     |

**V.1.1.2. Calcul du ferrailage :**

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

**Exemple de calcul :**

Soit à calculer les sollicitations des poteaux du RDC (60×60) :

$$N_{\max} = 1934,97 \text{ KN.m} \rightarrow M_{\text{cor}} = 11,63 \text{ KN.m} \Leftrightarrow (1,35G+1,5Q)$$

$$M_{\max} = 157,1 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 497,34 \text{ KN.m} \Leftrightarrow (0,8G+EX_{\min})$$

$$N_{\min} = 175,49 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 23,58 \text{ KN.m} \Leftrightarrow (0,8G+EY_{\max})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; \quad f_{\text{bu}} = 14,2 \Leftrightarrow \text{Combinaison durable}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; \quad f_{\text{bu}} = 18,45 \Leftrightarrow \text{Combinaison accidentale}$$

**a) Calcul sous  $N_{\max}$  et  $M_{\text{cor}}$ :**

$$d = 0,57 \text{ m}; \quad d' = 0,03 \text{ m}; \quad N = 1934,97 \text{ KN (de compression)}; \quad M = 11,63 \text{ KN.m}$$

$$e_G = M/N = 0,006 \text{ m} < h/2 = 0,6/2 = 0,3 \text{ m}$$

$\Leftrightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (1).$$

$$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{\text{bu}} = 0,91 \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{UA}} = M + N \times (d - h/2) = 0,53 \text{ MN.m}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{\text{UA}} = 1,04 \text{ MN.m}$$

$\Leftrightarrow$  La condition (1) est vérifiée.

Don il faut vérifier

$$N_u \times (d - d') - M_{\text{UA}} \leq (0,5h - d') \times b \times h \times f_{\text{bu}}$$

$$(0,5h - d') \times b \times h \times f_{\text{bu}} = 1,38 \Leftrightarrow \text{donc la condition est vérifiée}$$

D'où  $A=0$  la section est entièrement comprimée

$A'=0$  la section est entièrement tendue

**b) Calcul sous  $M_{\max}$  et  $N_{\text{corr}}$  :**

$$d = 0,57 \text{ m}; \quad d' = 0,03 \text{ m}; \quad N = 157,1 \text{ KN (de compression)}; \quad M = 497,34 \text{ KN.m}$$

$$e_G = M/N = 3,16 \text{ m} < h/2 = 0,6/2 = 0,3 \text{ m}$$

⇒ Le centre de pression est en dehors de la section.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots\dots\dots (1).$$

$$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} = 0,90 \text{ MN.m}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 0,53 \text{ MN.m}$$

$$(b) = N \times (d - d') - M_{UA} = 0,084 \text{ MN.m}$$

⇒ La condition (1) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple, le calcul est résumé dans le tableau ci-dessous :

Avec :  $A_s = A - \frac{N \mu}{f_{st}}$

**Tab.V.2.** Calcul du ferrailage poteau RDC (sous  $N_{corr}$  et  $M_{max}$ )

| $\mu$ | $\alpha$ | Z(m) | A1 (cm <sup>2</sup> ) | As (cm <sup>2</sup> ) |
|-------|----------|------|-----------------------|-----------------------|
| 0,179 | 0,24     | 0,51 | 28,02                 | 28,02                 |

**c) Calcul sous  $N_{min}$  et  $M_{corr}$  :**

$$d = 0,57\text{m} ; d' = 0,03\text{m} ; N = 175,49 \text{ KN (de compression)} : M = 23,58 \text{ KN.m}$$

$$e_G = M/N = 0,134 \text{ m} < h/2 = 0,6/2 = 0,3 \text{ m}$$

⇒ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots\dots\dots (1).$$

$$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} = 0,90 \text{ MN.m}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 0,07 \text{ MN.m}$$

$$(b) = N \times (d - d') - M_{UA} = 0,094 \text{ MN.m}$$

⇒ La condition (1) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple, le calcul est résumé dans le tableau ci-dessous :

Avec :  $A_s = A - \frac{N \mu}{f_{st}}$

**Tab.V.3.** Calcul du ferrailage poteau RDC (sous  $N_{min}$  et  $M_{cor}$ )

| $\mu$  | $\alpha$ | Z(m) | A1 (cm <sup>2</sup> ) | As (cm <sup>2</sup> ) |
|--------|----------|------|-----------------------|-----------------------|
| 0,0085 | 0,048    | 0,53 | 5,37                  | 0                     |

Le tableau ci-dessous résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux :

**Tab.V.4.** Calcul des armatures pour les différents poteaux

| Niveau   | Sections | A' (cm <sup>2</sup> ) | As (cm <sup>2</sup> ) | A_RPA (cm <sup>2</sup> ) | A_adap (cm <sup>2</sup> ) | Nombre de barres |
|--|----------|-----------------------|-----------------------|--------------------------|---------------------------|------------------|
| RDC<br>et<br>1er étage                                 | 60×60    | 0                     | 28,02                 | 28,8                     | 30,29                     | 12HA16+4HA14     |
|  | 55×55    | 0                     | 0                     | 24,2                     | 24,63                     | 16 HA14          |
|  | 50×50    | 0                     | 0                     | 20                       | 21,37                     | 8HA14 + 8HA12    |
| 2 <sup>ème</sup> étage<br>et<br>3 <sup>ème</sup> étage | 55×55    | 0                     | 0                     | 24,2                     | 24,63                     | 16 HA14          |
|  | 50×50    | 0                     | 0                     | 20                       | 21,37                     | 8HA14 + 8HA12    |
| 4 <sup>ème</sup> étage<br>et<br>5 <sup>ème</sup> étage | 50×50    | 0                     | 3,75                  | 20                       | 21,37                     | 8HA14 + 8HA12    |
|  | 45×45    | 0                     | 3,89                  | 16,2                     | 16,84                     | 8HA14 + 4HA12    |
| 6 <sup>ème</sup> étage<br>et<br>7 <sup>ème</sup> étage | 45×45    | 0                     | 4,68                  | 16,2                     | 16,84                     | 8HA14 + 4HA12    |
|  | 40×40    | 0                     | 3,28                  | 12,8                     | 13,57                     | 12HA12           |

#### V.1.2.1. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V<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>: Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique "λ<sub>g</sub>" dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente, par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixé comme suit :

$$\begin{cases} \text{zone nodale : } t \leq \min(10\phi_l ; 15 \text{ cm}) \\ \text{zone courante : } t' \leq 15\phi_l \end{cases} \quad \text{Zone IIa}$$

Où : φ<sub>l</sub> est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

**La quantité d'armatures transversales minimales  $A_{t_{min}}$  :**

$$\frac{A_{t_{min}}}{t \times b_1} = \begin{cases} 0,3 \% & \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 0,8 \% & \text{si } \lambda g \leq 3 \end{cases} \quad \text{Si } 3 < \lambda g < 5 : \text{ faire une interpolation.}$$

**V.1.2.2. Calcul du ferrailage :**

➤ **Exemple de calcul**

On prend pour exemple le poteau (60×60) :

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$\lambda g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0,7 \times 3,4}{0,6} = 3,96 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$\text{D'où } A_t = \frac{3,75 \times 59,65 \times 10^{-3} \times 14}{60 \times 400} \times 10^4 = 1,3 \text{ cm}^2$$

✓ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40\phi_l \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

✓ **Espacement**

Dans la zone nodale :  $t \leq \min(14 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante :  $t' \leq 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

✓ **La quantité d'armature minimale**

On a  $3 < \lambda g < 5$  d'où :

Dans la zone nodale :  $A_{t_{min}} = 0,5\%(t \times b) = 0,5\%(10 \times 60) = 3,0 \text{ cm}^2$

Dans la zone courante :  $A_{t_{min}} = 0,5\%(t \times b) = 0,5\%(15 \times 60) = 4,5 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte 6 cadres **HA10= 4.71 cm<sup>2</sup>**.

Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :



Tab.V.5. Calcul des armatures transversales pour chaque poteau de chaque niveau

| Section (cm <sup>2</sup> ) | V (KN) | Lf(m) | λg   | ρ    | Zone     | T (cm) | Atcal (cm <sup>2</sup> ) | At min (cm <sup>2</sup> ) | Choix des armatures |
|----------------------------|--------|-------|------|------|----------|--------|--------------------------|---------------------------|---------------------|
| 60x60                      | 59,65  | 2,38  | 3,96 | 3,75 | Nodale   | 10     | 2,05                     | 4,43                      | 6HA10               |
|                            |        |       |      |      | Courante | 15     | 1,64                     | 3,94                      |                     |
| 55x55                      | 53,73  | 2,38  | 4,32 | 3,75 | Nodale   | 10     | 1,94                     | 3,38                      | 6HA10               |
|                            |        |       |      |      | Courante | 15     | 1,82                     | 3,17                      |                     |
| 50x50                      | 38,34  | 2,142 | 4,76 | 3,75 | Nodale   | 10     | 1,26                     | 2,4                       | 6HA10               |
|                            |        |       |      |      | Courante | 15     | 1,89                     | 3,6                       |                     |
| 45x45                      | 32,09  | 2,142 | 4,76 | 3,75 | Nodale   | 10     | 1,06                     | 1,62                      | 6HA8                |
|                            |        |       |      |      | Courante | 15     | 1,6                      | 2,43                      |                     |
| 40x40                      | 41,57  | 2,142 | 5,35 | 2,5  | Nodale   | 10     | 0,5                      | 1,2                       | 4HA8                |
|                            |        |       |      |      | Courante | 15     | 0,74                     | 1,8                       |                     |

V.1.2.3 Vérifications :

a. Vérification au flambement :

Selon le BAEL99 (Art A.4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme. L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{As \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;  $\gamma_b = 1,5$ ,  $\gamma_s = 1,15$
- α : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{Si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{Si } 50 < \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par α /1×10.

L'élançement mécanique est donné par :

$$\begin{cases} 3,46 \times \frac{l_f}{b} \dots \dots \dots \text{section rectangulaire} \\ \frac{4l_f}{D} \dots \dots \dots \text{section circulaire} \end{cases}$$

$l_f$  = longueur de flambement.

➤ **Exemple de calcul**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage RDC (60×60) :

$l_0 = 3,40$  m et  $N_{\max} = 1934,97$  KN

$$N_{\max} \leq N_d = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tel que :  $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$  Coefficients de sécurité béton, acier.

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élanacement  $\lambda$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$l_f$  : Longueur de flambement ( $0,7 \times l_0 = 2,38$  m)

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0,6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

$\lambda$  élanacement du poteau prise :  $\begin{cases} \lambda = 3,46 \times l_f / b \dots \dots \dots \text{poteau rectangulaire .} \\ \lambda = 4 \times l_f / \phi \dots \dots \dots \text{poteau circulaire.} \end{cases}$

$$\Rightarrow \lambda = 3,46 \times \frac{2,38}{0,60} = 13,72 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{13,72}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = 0,825$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (60 - 2) \times (60 - 2) = 3364 \text{ cm}^2 = 0,3364 \text{ m}^2$$

$$N_u = 0,825 \times \left[ \frac{0,3364 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 30,29 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right] \times 10^3 \Rightarrow N_u = 6008,64 \text{ KN}$$

$$N_u = 6008,64 \text{ KN} > N_d \Rightarrow \text{Pas de risque de flambemen}$$

**Tab.V.6.** Vérification du flambement pour les poteaux

| Niveau   | Sections (cm <sup>2</sup> ) | l <sub>0</sub> (cm) | l <sub>f</sub> (cm) | λ     | α     | As (cm <sup>2</sup> ) | Br (m <sup>2</sup> ) | Nu (KN) | Nd (KN) | Observation |
|--|-----------------------------|---------------------|---------------------|-------|-------|-----------------------|----------------------|---------|---------|-------------|
| RDC et 1er étage                                 | 60x60                       |                     |                     | 13,72 | 0,825 | 30,29                 | 0,3364               | 6008,64 | 1406,90 | Vérifié     |
|  | 55x55                       | 340                 | 238                 | 14,97 | 0,820 | 24,63                 | 0,2809               | 4968,01 | 773,47  |             |
|  | 50x50                       |                     |                     | 16,47 | 0,814 | 21,37                 | 0,2304               | 4078,12 | 1133,74 |             |
| 2 <sup>ème</sup> étage et 3 <sup>ème</sup> étage | 55x55                       | 306                 | 214,2               | 13,48 | 0,826 | 24,63                 | 0,2809               | 5004,36 | 1030,49 | Vérifié     |
|  | 50x50                       |                     |                     | 14,82 | 0,821 | 21,37                 | 0,2304               | 4113,19 | 759,49  |             |
| 4 <sup>ème</sup> étage et 5 <sup>ème</sup> étage | 50x50                       | 306                 | 214,2               | 14,82 | 0,821 | 21,37                 | 0,2304               | 4113,19 | 849,26  | Vérifié     |
|  | 45x45                       |                     |                     | 16,47 | 0,814 | 16,84                 | 0,1849               | 3263,99 | 270,07  |             |
| 6 <sup>ème</sup> étage et 7 <sup>ème</sup> étage | 45x45                       | 306                 | 214,2               | 16,47 | 0,814 | 16,84                 | 0,1849               | 3263,99 | 514,00  | Vérifié     |
|  | 40x40                       |                     |                     | 18,53 | 0,805 | 13,57                 | 0,1444               | 2532,59 | 202,85  |             |

**b) Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{1,2} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{gser} \times V}{I_{yy'}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{gser} \times V'}{I_{yy'}}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène)}$$

$$M_{gser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V\right)$$

$$V = \frac{1}{S} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15(A'd' + Ad) \right) \text{ avec } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\text{Sachant que : } \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tab.V.7.** Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.

| Niveau                             | RDC, 1 <sup>er</sup><br>étage | 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> | 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> | 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> |          |
|------------------------------------|-------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------|
| Sections (cm <sup>2</sup> )        | 60x60                         | 55x55                               | 50x50                               | 45x45                               | 40       |
| d (cm)                             | 57                            | 52                                  | 47                                  | 42                                  | 37       |
| A' (cm <sup>2</sup> )              | 0                             | 0                                   | 0                                   | 0                                   | 0        |
| A (cm <sup>2</sup> )               | 30,29                         | 24,89                               | 20,36                               | 18,47                               | 13,57    |
| V (cm)                             | 37,19                         | 33,91                               | 30,34                               | 28,24                               | 24,71    |
| V' (cm)                            | 22,81                         | 21,09                               | 19,26                               | 16,76                               | 15,29    |
| I <sub>yy'</sub> (m <sup>4</sup> ) | 0,014                         | 0,01                                | 0,006                               | 0,004                               | 0,002    |
| N <sub>ser</sub> (MN)              | 1,406                         | 0,981                               | 0,684                               | 0,404                               | 0,260    |
| M <sub>ser</sub> (MN.m)            | 0,003                         | 0,007                               | 0,006                               | 0,003                               | 0,0006   |
| MG <sub>ser</sub><br>(MN.m)        | 0,01                          | 0,06                                | 0,04                                | 0,02                                | 0,01     |
| σ <sub>bc1</sub> (MPa)             | 6,54                          | 5,22                                | 4,73                                | 3,86                                | 2,42     |
| σ <sub>bc2</sub> (MPa)             | 4,93                          | 3,54                                | 2,60                                | 2,21                                | 2,12     |
| σ <sub>adm</sub> (MPa)             | 15                            | 15                                  | 15                                  | 15                                  | 15       |
| Observation                        | Vérifiée                      | Vérifiée                            | Vérifiée                            | Vérifiée                            | Vérifiée |

**c) Vérification aux sollicitations tangentes :**

D'après le RPA99 version 2003 article 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \Delta g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \Delta g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b.d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tab.V.8.** Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.

| Niveau                                 | Sections<br>(cm <sup>2</sup> ) | lf<br>(cm) | $\lambda$ | $\rho d$ | d<br>(cm) | Vd<br>(KN) | Tbu<br>(MPa) | $\tau_{adm}$<br>(MPa) | Observation |
|--|--------------------------------|------------|-----------|----------|-----------|------------|--------------|-----------------------|-------------|
| RDC,<br>1 <sup>er</sup><br>étage       | 60x60                          |            | 3,96      |          | 57        | 59,65      | 0,174        |                       | Vérifiée    |
|  | 55x55                          | 238        | 4,32      | 0,04     | 52        | 53,73      | 0,187        | 1                     |             |
|  | 50x50                          |            | 4,76      |          | 47        | 25,13      | 0,106        |                       |             |
| 2 <sup>ème</sup> ,<br>3 <sup>ème</sup> | 55x55                          | 214,2      | 4,32      | 0,04     | 52        | 51,35      | 0,179        | 1                     | Vérifiée    |
|  | 50x50                          |            | 4,76      |          | 47        | 39,02      | 0,166        |                       |             |
| 4 <sup>ème</sup> ,<br>5 <sup>ème</sup> | 50x50                          | 214,2      | 4,76      | 0,04     | 47        | 38,21      | 0,164        | 1                     | Vérifiée    |
|  | 45x45                          |            | 5,28      |          | 0,075     | 42         | 26,9         |                       |             |
| 6 <sup>ème</sup> ,<br>7 <sup>ème</sup> | 45x45                          | 214,2      | 5,28      | 0,075    | 42        | 18,88      | 0,138        | 1,875                 | Vérifiée    |
|  | 40x40                          |            | 5,95      |          | 37        | 14,55      | 0,124        |                       |             |

#### V.1.2.4. Dispositions constructives

- **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi:$$

$$\phi = 25 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2,5 = 100 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte: } L_r = 100 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte: } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte: } L_r = 50 \text{ cm.}$$

- **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA99/2003).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \text{ cm}\right)$$

$$L' = 2 \times h$$

$h_e$ : Hauteur de chaque niveau.

➤ RDC :

$$L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$$

$$h' = \max(56.67; 60; 60; 60\text{cm}) = 60\text{cm}.$$

➤ Étage courant :

$$L' = 80\text{cm}$$

$$h' = 60\text{cm}.$$

**V.1.2.5 Vérification des zones nodales**

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique c-t-à-dire  $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$ .....RPA99/2003(art7.6.2)

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

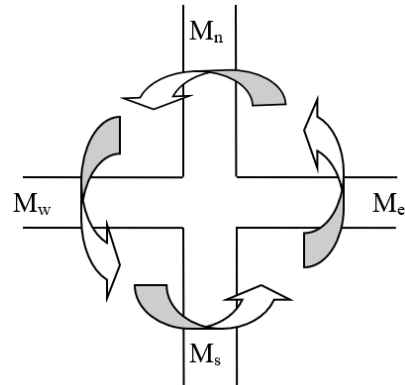
Ce pendant cette vérification est facultatif pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

$M_s$  : Moment résistant dans le poteau inférieur.

$M_n$  : Moment résistant dans le poteau supérieur.

$M_w$  : Moment résistant gauche de la poutre.

$M_e$  : Moment résistant droite de la poutre.



**Fig.V.2.** Les moments dans la zone nodale

**V.2.2.6. Détermination du moment résistant dans les poteaux**

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } Z=0,9 \times h \Leftrightarrow (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.9. Moment résistant dans les poteaux

| Niveau       | h (m) | z (m) | A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> ) | M <sub>R</sub> (KN.m) |
|--------------|-------|-------|-----------------------------------|-----------------------|
| RDC et 1er   | 0,60  | 0,54  | 31,96                             | 600,59                |
|              | 0,55  | 0,495 | 24,63                             | 424,27                |
|              | 0,50  | 0,45  | 21,37                             | 334,65                |
| 2eme et 3eme | 0,55  | 0,495 | 24,63                             | 424,27                |
|              | 0,50  | 0,45  | 21,37                             | 334,65                |
| 4eme et 5eme | 0,50  | 0,495 | 21,37                             | 334,65                |
|              | 0,45  | 0,405 | 16,84                             | 263,71                |
| 6eme et 7eme | 0,45  | 0,405 | 16,84                             | 263,71                |
|              | 0,40  | 0,36  | 13,57                             | 188,89                |

#### V.1.2.6. Vérification

Les résultats des vérifications de la condition  $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$  sont donnés dans le tableau suivant :

Tab.V.10 Vérification de la zone nodale

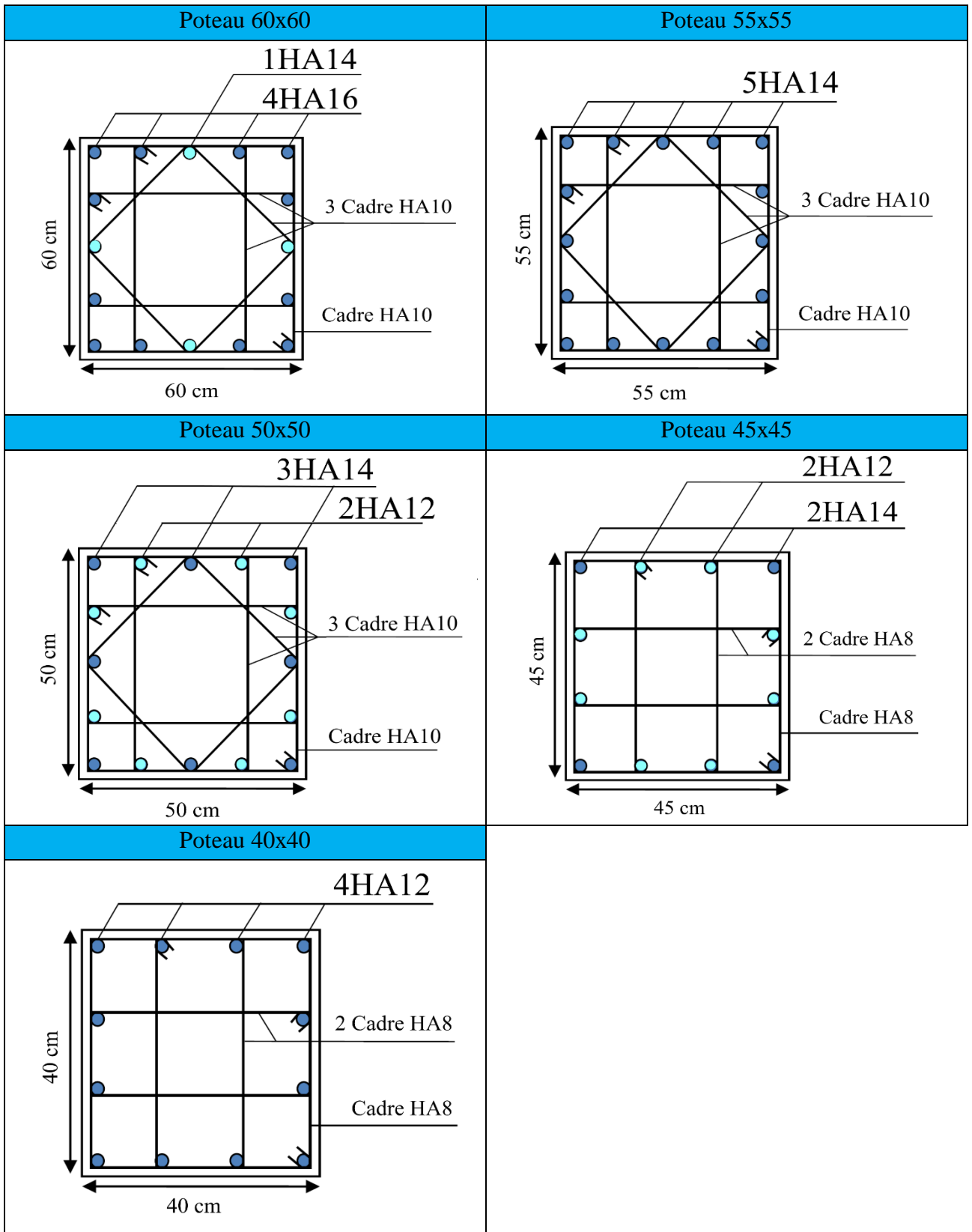
| Niveau | $M_N$  | $M_S$  | $M_N+M_S$ | $M_W$  | $M_E$  | $1.25(M_W+M_E)$ | Observation |
|--------|--------|--------|-----------|--------|--------|-----------------|-------------|
| RDC    | 600,59 | 600,59 | 1201,18   | 144,69 | 144,69 | 361,72          | Vérifiée    |
|        | 424,27 | 424,27 | 848,54    | 68,81  | 68,81  | 172,02          |             |
|        | 334,65 | 334,65 | 669,3     |        |        |                 |             |
| Etage1 | 600,59 | 600,59 | 1201,18   | 144,69 | 144,69 | 361,72          | Vérifiée    |
|        | 424,27 | 424,27 | 848,54    | 68,81  | 68,81  | 172,02          |             |
|        | 334,65 | 334,65 | 669,3     |        |        |                 |             |
| Etage2 | 600,59 | 600,59 | 1201,18   | 144,69 | 144,69 | 361,72          | Vérifiée    |
|        | 424,27 | 424,27 | 848,54    | 68,81  | 68,81  | 172,02          |             |
|        | 334,65 | 334,65 | 669,3     |        |        |                 |             |
| Etage3 | 600,59 | 600,59 | 1201,18   | 144,69 | 144,69 | 361,72          | Vérifiée    |
|        | 424,27 | 424,27 | 848,54    | 68,81  | 68,81  | 172,02          |             |
|        | 334,65 | 334,65 | 669,3     |        |        |                 |             |
| Etage4 | 600,59 | 600,59 | 1201,18   | 144,69 | 144,69 | 361,72          | Vérifiée    |
|        | 424,27 | 424,27 | 848,54    | 68,81  | 68,81  | 172,02          |             |
|        | 334,65 | 334,65 | 669,3     |        |        |                 |             |
| Etage5 | 600,59 | 600,59 | 1201,18   | 144,69 | 144,69 | 361,72          | Vérifiée    |
|        | 424,27 | 424,27 | 848,54    | 68,81  | 68,81  | 172,02          |             |
|        | 334,65 | 334,65 | 669,3     |        |        |                 |             |
| Etage6 | 600,59 | 600,59 | 1201,18   | 144,69 | 144,69 | 361,72          | Vérifiée    |
|        | 424,27 | 424,27 | 848,54    | 68,81  | 68,81  | 172,02          |             |
|        | 334,65 | 334,65 | 669,3     |        |        |                 |             |
| Etage7 | 600,59 | 600,59 | 1201,18   | 144,69 | 144,69 | 361,72          | Vérifiée    |
|        | 424,27 | 424,27 | 848,54    | 68,81  | 68,81  | 172,02          |             |
|        | 334,65 | 334,65 | 669,3     |        |        |                 |             |

### Interprétation des résultats

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.



V.1.3. Schéma de ferrailage :



## V.2. Etude des poutres :

### V.2.1 Introduction :

L'étude des poutres sera menée en tenant compte des sollicitations les plus défavorables (donnés par le logiciel ETABS 16) qui résultent des combinaisons du **RPA99 (version 2003)** et du **BAEL91** qui sont :

- 1)  $1,35G+1,5Q$
- 2)  $G+Q$
- 3)  $G+Q+E$
- 4)  $G+Q-E$
- 5)  $0,8G+E$
- 6)  $0,8G-E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants. Il y a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales (35×45) (30×35)
- Poutres secondaires (35×45) (30×35)

### V.2.2 Calcul du ferrailage :

#### Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre secondaire la plus sollicitée selon le logiciel (ETABS) de niveau 1 (**B17**) qui est sollicitée avec :

- $M_a = -94,73 \text{ KN.m}$  sous (0,8G+EXmin)
- $M_t = -113,23 \text{ KN.m}$  sous (0,8G+EXmin)

Le tableau ci-dessous montre les détails de calcul du ferrailage de la poutre B17 :

**Tab.V.11.** Calcul du ferrailage de la poutre B17.

|        | $\mu$ | $\alpha$ | Z(m)  | $A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$ | $A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$ |
|--------|-------|----------|-------|---------------------------------|----------------------------------|
| Appui  | 0,108 | 0,144    | 0,396 | 6,88                            | 9,24                             |
| Travée | 0,129 | 0,174    | 0,391 | 8,33                            | 9,24                             |

On va résumer le ferrailage des différentes poutres dans le tableau ci-dessous

Tab.V.12. Tableau de ferrailage des poutres principales et secondaires dans tous les niveaux.

| Niveau        | T. de poutre      | Section | Localis | M (KN.m) | V (KN) | Acal (cm <sup>2</sup> ) | Amin (cm <sup>2</sup> ) | Aadpt (cm <sup>2</sup> ) | N bre de barres |
|---------------|-------------------|---------|---------|----------|--------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|-----------------|
| Étage courant | Poutre principale | 35x45   | Appui   | -65,63   | 58.8   | 4,68                    | 7,875                   | 9,24                     | 6HA14           |
|               |                   |         | Travée  | -86,38   |        | 6,24                    |                         | 9,24                     | 6HA14           |
|               |                   | 30x35   | Appui   | -60,42   | 53.8   | 5,87                    | 5,25                    | 6,79                     | 6HA12           |
|               |                   |         | Travée  | -47,11   |        | 4,49                    |                         | 5,65                     | 5HA12           |
|               | Poutre secondaire | 35x45   | Appui   | -94,73   | 68.6   | 6,88                    | 7,875                   | 9,24                     | 6HA14           |
|               |                   |         | Travée  | -113,23  |        | 8,33                    |                         | 9,24                     | 6HA14           |
|               |                   | 30x35   | Appui   | -16,49   | 22     | 1,51                    | 5,25                    | 5,65                     | 5HA12           |
|               |                   |         | Travée  | -21,88   |        | 2,02                    |                         | 5,65                     | 5HA12           |
| Terrasse      | Poutre principale | 35x45   | Appui   | -83,17   | 119,97 | 5,99                    | 7,875                   | 9,24                     | 6HA14           |
|               |                   |         | Travée  | 103,48   |        | 7,56                    |                         | 9,24                     | 6HA14           |
|               | Poutre secondaire | 35x45   | Appui   | -36,39   | 56,51  | 2,55                    | 7,875                   | 9,24                     | 6HA14           |
|               |                   |         | Travée  | 59,79    |        | 4,24                    |                         | 9,24                     | 6HA14           |

**V.2.3. Vérification des armatures selon le RPA 99 :**

**V.2.3.1. Armatures longitudinales :**

➤ Poutres principales

- ✓ En zone courante :  $A_{max} = 4\% b \cdot h = 0,04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2$
- ✓ En zone de recouvrement :  $A_{max} = 6\% b \cdot h = 0,06 \times 35 \times 45 = 94,5 \text{ cm}^2$

➤ Poutres secondaires

- ✓ En zone courante :  $A_{max} = 4\% b \cdot h = 0,04 \times 35 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$
- ✓ En zone de recouvrement :  $A_{max} = 6\% b \cdot h = 0,06 \times 35 \times 45 = 94,5 \text{ cm}^2$

⇒  $A_{max} > A_{adapté}$ .....Condition vérifiée

➤ Les longueurs de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est :  $L_r > 40\phi$

$\phi=14\text{mm}$  ⇒  $L_r= 56\text{cm}$  on adopte  $L_r = 60\text{cm}$

$\phi=12\text{mm}$  ⇒  $L_r= 48\text{cm}$  on adopte  $L_r =50\text{cm}$

**V.2.3.2. Les armatures transversales :**

➤ Calcul de  $\Phi_t$  :

$$\emptyset \leq \min(\emptyset_l ; h/35 ; b/10) = \min(1,2 ; 45/35 ; 35/10)$$

$$\Rightarrow \emptyset \leq 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \emptyset=8\text{mm}$$

$$\Rightarrow \text{Donc on opte pour } A_t=4T8 = 2.01\text{cm}^2$$

On opte pour : 1 cadre + 1 étrier de T8 pour toutes les poutres.

➤ Calcul des espacements des armatures transversales :

Les espacements seront calculés directement selon les recommandations du RPA 99Art (7.5.2.2) :

$$\checkmark \text{ Zone nodale : } S_t \leq \min(h/4 ; 12\emptyset_l) = \min(11,25\text{cm}; 14,4\text{cm}) \Rightarrow \text{Soit } S_t = 10\text{cm}$$

$$\checkmark \text{ Zone courante : } S_t \leq h/2 = 45/2 = 22,5\text{cm} \Rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

➤ Vérification des sections d'armatures transversales :

$$P.P \Rightarrow A = 0,003.S_t.b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,58 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$P.S \Rightarrow A = 0,003.S_t.b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,58 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

### V.2.3.3. Vérification à l'ELU :

a) **Condition de non fragilité :**

$$P.P \Rightarrow A_{\min} = 0,23.b.d.ft_{28}/f_e = 0,23 \times 35 \times 45 \times 2,1/400 = 1,9 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$P.S \Rightarrow A_{\min} = 0,23.b.d.ft_{28}/f_e = 0,23 \times 35 \times 45 \times 2,1/400 = 1,9 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) **Contrainte tangentielle maximale :**

On doit vérifier :

$$\tau = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1333 \times f_{c28} ; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

**Tab.V.13 :** Vérification des contraintes tangentielles.

| Poutres     | Vu (KN) | $\tau$ (Mpa) | $\tau_{adm}$ (Mpa) | Observation |
|-------------|---------|--------------|--------------------|-------------|
| Principales | 119,97  | 0,81         | 3,33               | Vérifiée    |
| Secondaires | 68,60   | 0,44         | 3,33               | Vérifiée    |

### V.2.3.4. Vérification à l'ELS :

a) **Etat limite de compression du béton :**

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

$$I = \frac{b}{3}.y^3 + 15(As.(d - y)^2 + A's.(y - d')^2)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}.y \quad \text{avec : } \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tab.V.14.** Vérification de l'état limite de compression du béton

| Poutres     | Localisation | Mser(KN.m) | I (cm <sup>4</sup> )  | Y (cm) | σbc (Mpa) | σadm (Mpa) | Observation |
|-------------|--------------|------------|-----------------------|--------|-----------|------------|-------------|
| Principales | Appui        | -60,80     | 1,40×10 <sup>-5</sup> | 14,70  | 6,37      | 15         | Vérifiée    |
|             | Travée       | 75,76      | 1,40×10 <sup>-5</sup> | 14,70  | 7,94      | 15         | Vérifiée    |
| Secondaires | Appui        | -26,61     | 1,40×10 <sup>-5</sup> | 14,70  | 2,79      | 15         | Vérifiée    |
|             | Travée       | 43,78      | 1,40×10 <sup>-5</sup> | 14,70  | 4,58      | 15         | Vérifiée    |

**b) Etat limite de déformation :**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_o} \\ \frac{As}{bo.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

Pour les poutres principales :

$$\begin{cases} \frac{45}{490} = 0,091 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{verifiee} \\ \frac{45}{490} = 0,091 \geq 0,048 \dots \dots \dots \text{verifiee} \\ \frac{As}{bo.d} = 0,00558 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \dots \dots \dots \text{verifiee} \end{cases}$$

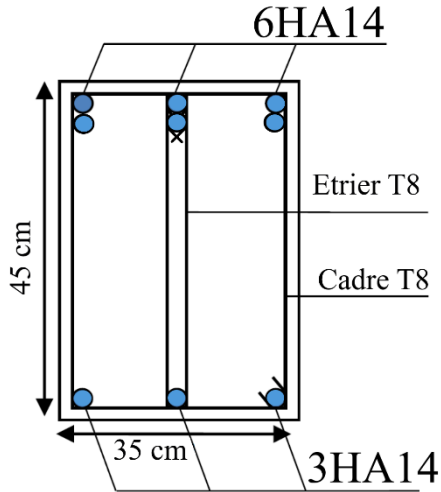
Pour les poutres secondaires :

$$\begin{cases} \frac{45}{460} = 0,098 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{verifiee} \\ \frac{45}{460} = 0,098 \geq 0,075 \dots \dots \dots \text{verifiee} \\ \frac{As}{bo.d} = 0,00558 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \dots \dots \dots \text{verifiee} \end{cases}$$

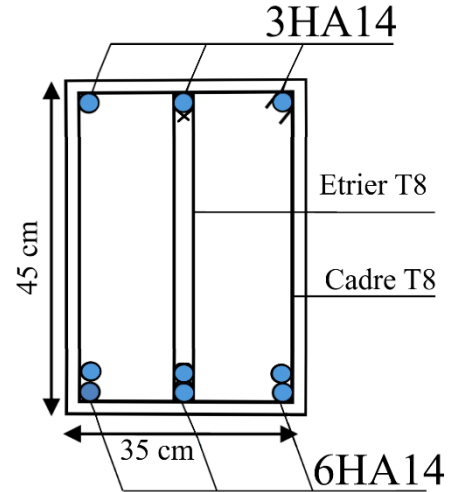
La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**V.2.4. Schéma de ferrailage des poutres :**

➤ Poutre principale et secondaire en étage courant et terrasse inaccessible de section (35×45)

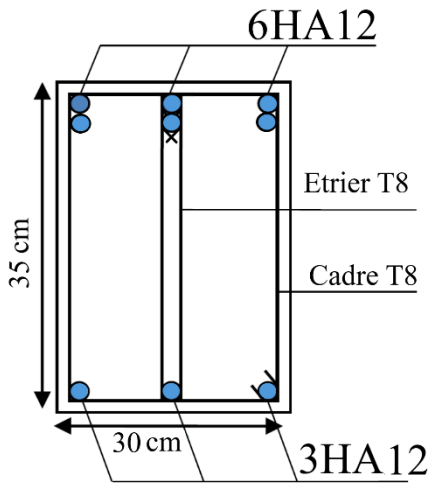


Appui

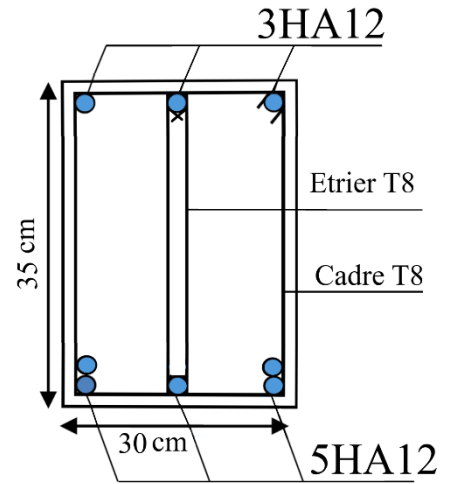


Travée

➤ Poutre principale en étage courant de section (30×35)

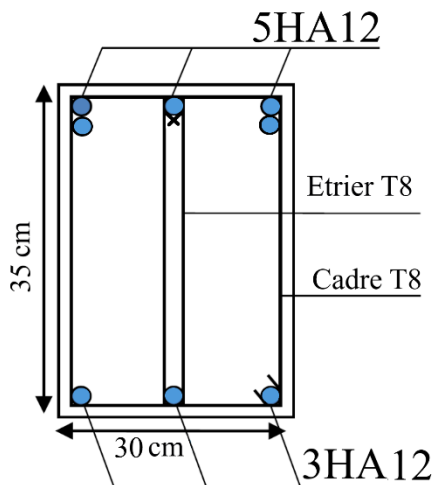


Appui

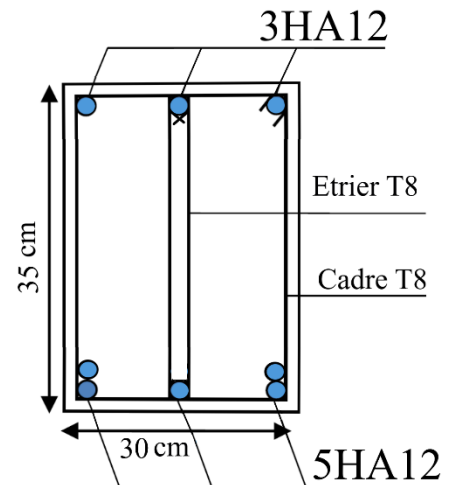


Travée

➤ Poutre secondaire en étage courant de section (30×35)



Appui



Travée

### V.3. Étude des voiles :

#### 5.3.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

#### V.3.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS 16

- **Sens x-x :** Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tab.V.15.** Sollicitations maximales dans le voile **Vx1 =1.4 m**

| Niveau                                      | $N_{\max}$ et $M_{\text{corres}}$ |          | $M_{\max}$ et $N_{\text{corres}}$ |         | $N_{\min}$ et $M_{\text{corres}}$ |          | $V_u$ (KN) |
|---|-----------------------------------|----------|-----------------------------------|---------|-----------------------------------|----------|------------|
|   | N (KN)                            | M (KN.m) | M (KN.m)                          | N (KN)  | N (KN)                            | M (KN.m) |            |
| RDC et 1 <sup>er</sup> étage                | -699,7                            | -179,46  | 197,57                            | 75,42   | -55,57                            | 111,52   | 110,42     |
| 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages | -463,41                           | 6,08     | -79,6                             | -322,66 | -161,58                           | 73,71    | -65,21     |
| 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étages | -358,61                           | -6,17    | 75,39                             | -98,51  | -98,51                            | 75,39    | -54,81     |
| 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étages | -155,9                            | -47,8    | 51,57                             | -51,74  | -51,74                            | 51,57    | -31,17     |

**Tab.V.16.** Sollicitations maximales dans le voile  $V_{x2} = 1.4 \text{ m}$ 

| Niveau                                      | $N_{\max}$ et $M_{\text{corres}}$ |          | $M_{\max}$ et $N_{\text{corres}}$ |         | $N_{\min}$ et $M_{\text{corres}}$ |          | $V_u$ (KN) |
|---|-----------------------------------|----------|-----------------------------------|---------|-----------------------------------|----------|------------|
|   | N (KN)                            | M (KN.m) | M (KN.m)                          | N (KN)  | N (KN)                            | M (KN.m) |            |
| RDC et 1 <sup>er</sup> étage                | -724,07                           | 6,19     | -430,64                           | -332,17 | -278,77                           | 73,99    | -138,93    |
| 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages | -561,1                            | 18,47    | -192,31                           | -243,58 | -205,65                           | 37,09    | -128,96    |
| 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étages | -375,32                           | 16       | -175,14                           | -171,77 | -140,93                           | 21,62    | -103,41    |
| 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étages | -169,2                            | 9,37     | 124,44                            | -69,78  | -55,02                            | 11       | -55,26     |

- **Sens y-y :** Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tab.V.17.** Sollicitations maximales dans les voiles  $V_{y1} = 1.2 \text{ m}$ 

| Niveau                                      | $N_{\max}$ et $M_{\text{corres}}$ |          | $M_{\max}$ et $N_{\text{corres}}$ |         | $N_{\min}$ et $M_{\text{corres}}$ |          | $V_u$ (KN) |
|---|-----------------------------------|----------|-----------------------------------|---------|-----------------------------------|----------|------------|
|   | N (KN)                            | M (KN.m) | M (KN.m)                          | N (KN)  | N (KN)                            | M (KN.m) |            |
| RDC et 1 <sup>er</sup> étage                | -570,99                           | 70,07    | 138,32                            | -29,18  | -29,18                            | 138,32   | 75,09      |
| 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages | -307,83                           | -5,68    | -43,84                            | -169,85 | -58,92                            | 16,59    | -42,54     |
| 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étages | -191,35                           | -18,17   | 42,68                             | -23,09  | -23,09                            | 42,68    | -38,06     |
| 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étages | -236,88                           | 121,81   | 121,81                            | -236,88 | -44,38                            | -105,35  | -68,44     |

**Tab.V.18.** Sollicitations maximales dans le voile  $V_{y2} = 1.2 \text{ m}$ 

| Niveau                                      | $N_{\max}$ et $M_{\text{corres}}$ |          | $M_{\max}$ et $N_{\text{corres}}$ |         | $N_{\min}$ et $M_{\text{corres}}$ |          | $V_u$ (KN) |
|---|-----------------------------------|----------|-----------------------------------|---------|-----------------------------------|----------|------------|
|   | N (KN)                            | M (KN.m) | M (KN.m)                          | N (KN)  | N (KN)                            | M (KN.m) |            |
| RDC et 1 <sup>er</sup> étage                | -574,62                           | -124,8   | 165,04                            | 104,62  | 44                                | 96,81    | -90,17     |
| 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages | -296,47                           | -11,42   | -60,5                             | -171,25 | -50,34                            | 25,16    | -57,61     |
| 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étages | -191,71                           | -19,89   | 60,55                             | -0,51   | -0,51                             | 60,55    | -49,98     |
| 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étages | -95,51                            | -12,55   | 69,84                             | 3,07    | 3,07                              | 69,84    | -49,7      |



**Tab.V.19.** Sollicitations maximales dans le voile  $V_{y3} = 1.2$  m

| Niveau                                      | $N_{\max}$ et $M_{\text{corres}}$ |          | $M_{\max}$ et $N_{\text{corres}}$ |         | $N_{\min}$ et $M_{\text{corres}}$ |          | $V_u$ (KN) |
|---|-----------------------------------|----------|-----------------------------------|---------|-----------------------------------|----------|------------|
|   | N (KN)                            | M (KN.m) | M (KN.m)                          | N (KN)  | N (KN)                            | M (KN.m) |            |
| RDC et 1 <sup>er</sup> étage                | -645,05                           | -134,94  | 172,05                            | 348,89  | 46,67                             | -6,63    | 97,17      |
| 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages | -334,42                           | -42,19   | 82,85                             | 9,73    | 9,73                              | 82,85    | 70,58      |
| 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étages | -260,72                           | -43,31   | -84,32                            | -191,95 | -51,72                            | 60,75    | 64,78      |
| 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étages | -199,7                            | -66,21   | -81,47                            | -166,93 | -30,98                            | 23,89    | 54,21      |

**Tab.V.20.** Sollicitations maximales dans le voile  $V_{y4} = 1.2$  m

| Niveau                                      | $N_{\max}$ et $M_{\text{corres}}$ |          | $M_{\max}$ et $N_{\text{corres}}$ |         | $N_{\min}$ et $M_{\text{corres}}$ |          | $V_u$ (KN) |
|---|-----------------------------------|----------|-----------------------------------|---------|-----------------------------------|----------|------------|
|   | N (KN)                            | M (KN.m) | M (KN.m)                          | N (KN)  | N (KN)                            | M (KN.m) |            |
| RDC et 1 <sup>er</sup> étage                | -487,94                           | -82,52   | 143,05                            | 190,98  | -50,42                            | -12,09   | 79,96      |
| 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages | -394,14                           | -50,62   | 69,37                             | -65,82  | -49,94                            | 44,77    | 60,97      |
| 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étages | -320                              | -48,99   | -70,31                            | -213,76 | -79,63                            | 33,03    | 55,7       |
| 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étages | -226,25                           | -61,13   | -66,74                            | -166,4  | -66                               | 6,55     | 47,85      |

### V.3.3. Calcul du ferrailage :

On va exposer un seul exemple de calcul // à  $x-x'$   $\Rightarrow$  VX1 et les autres seront résumés dans un tableau.

#### a) Calcul sous $N_{\max}$ et $M_{\text{cor}}$ :

##### Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $e \times l$ ). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1,4 \text{ m} ; d = 1.37 \text{ m} ; d' = 0.03 \text{ m} ; e = 0,15 \text{ m}$$

- $N = -699,7 \text{ KN}$   $\Rightarrow$  sous (0,8G+EXmin)
- $M = -179,46 \text{ KN.m}$

$e_G = M/N = 0,25\text{m} < L/2 = 0,7\text{ m} \Rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots\dots\dots(2)$$

$$(a) = (0,337L - 0,81 \times d') \times e \times L \times f_{bu} = 1.73 \text{ MN.m}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - l/2) = 0,648 \text{ MN.m}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA} = 0,28 \text{ MN.m}$$

$\Rightarrow$  La condition (2) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$U_{bu} = 0,013 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,016 \Rightarrow Z = 1.36 \text{ m} \Rightarrow A_s = 1.19 \text{ cm}^2$$

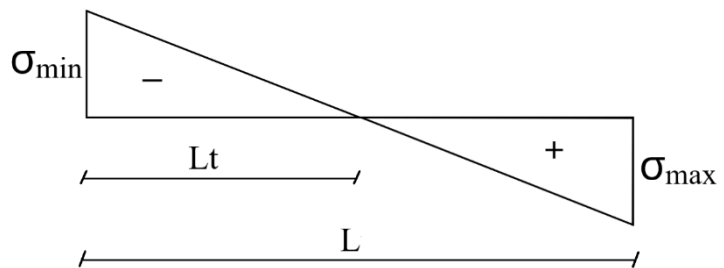
**Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$  :**

$$L_t = \frac{\sigma_{\max} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{e \cdot L} + \frac{M}{I} Y = 6,99 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{e \cdot L} - \frac{M}{I} Y = -0.33 \text{ MPA}$$

$$L_t = 1,33 \text{ m}$$



**b) Calcul sous N min et M cor :**

- $N = -55,57 \text{ KN} \Rightarrow$  sous  $(0,8G + EY_{\max})$
- $M = 111,52 \text{ KN.m}$

**1) Armatures verticales :**

$$e_G = 2 \text{ m} > (L/2) = 0,7 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section  $\Rightarrow$  section partiellement comprimée.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 0,15 \text{ MN.m}$$

$$M_{UA} = 0,15 \text{ MN.m} \Rightarrow U_{bu} = 0.003 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,003 \Rightarrow Z = 1.37 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 0.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0.19 \text{ cm}^2$$

**Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$  :**

$$\sigma_{\max} = -2.53 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\min} = 2.01 \text{ MPA}$$

$$L_t = 0,61 \text{ m}$$

**c) Calcul sous  $M_{\max}$  et  $N_{\text{corr}}$  :**

- $M = 197,57 \text{ KN.m}$   $\Rightarrow$  sous  $(0,8G+EX_{\max})$
- $N = 75,42 \text{ KN.m}$

**Armatures verticales :**

$$e_G = 2,6 \text{ m} > (L/2) = 0,7 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section  $\rightarrow$  section partiellement comprimée.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 0,248 \text{ MN.m.}$$

$$M_{UA} = 0,248 \text{ MN.m} \Rightarrow U_{bu} = 0.005 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,006 \Rightarrow Z = 1.37 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 0.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0.39 \text{ cm}^2$$

**Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$  :**

$$\sigma_{\max} = 4.37 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\min} = -3.66 \text{ MPA}$$

$$L_t = 0,6 \text{ m}$$

**Vérifications :**

$$A_{\min}(ZT) = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 15 \times 60 = 1,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow (A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA}).$$

$$A_{\min}(ZC) = 0.1\% \times e \times (L - 2L_t) = 0.1\% \times 15 \times (140 - 2 \times 60) = 0 \text{ cm}^2 \Rightarrow (A_{\min} \text{ en zone comprimée par le RPA})$$

$$A_{\min}(ZG) = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 15 \times 140 = 3,15 \text{ cm}^2 \Rightarrow (A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA})$$

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après le RPA article (7.7.2.)

$$\tau = \frac{1,4 \times V_u}{b d}$$

$$\bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28}$$

$b$  : épaisseur du voile ;  $b = 0,15 \text{ m}$

$d$  : hauteur utile  $= 0,9h$  ;  $d = 0,9 \cdot 1,4 = 1,26 \text{ m}$

$h$  : hauteur totale de la section brute  $h = 1,4 \text{ m}$

$$V_u = 110,42 \text{ KN}$$

$$\tau = 0,82 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,2 \times f_c = 5 \text{ MPa}$$

$\tau < \bar{\tau}$ ..... Condition vérifiée.

## 2) Armatures horizontales :

### Selon RPA :

Globalement dans la section du voile :

$$A_h = 0,15\%b \times h = 0,15 \times (306 - 45) \times 15/100 = 5,87 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_h = 0,10\%b \times h = 0,10 \times (306 - 45) \times 15/100 = 3,91 \text{ cm}^2$$

### Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min(1,5 \times a ; 30\text{cm}) = (1,5 \times 15 ; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

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

$$\text{On prend } A_t = A_{t_{\min}}^{\text{RPA}} = 5,87 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 13HA10=10,21 cm<sup>2</sup>

### Remarque :

D'après l'RPA 99 les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins 4 épingle en mètre carré et dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

### Section minimale selon le RPA99 (art 7.7.4.1) :

- ✦  $A_v^{\min}$  : section d'armature verticale minimale dans le voile ( $A_v^{\min} = 0,15\% \times e \times l$ )
- ✦  $A_{vZT}^{\min}$  : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue ( $A_{vZT}^{\min} = 0,2\% \times e \times L_t$ )
- ✦  $A_{vZC}^{\min}$  : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée ( $A_{vZC}^{\min} = 0,1\% \times e \times L_c$ )
- ✦  $A_v^{\text{cal}}$  : section d'armature calculée dans l'élément.
- ✦  $A_v^{\text{adop}}$  : section d'armature adoptée .
- ✦  $S_t$  : espacement.
- ✦  $A_h^{\min} = 0,15\% \times e \times l$  : section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- ✦  $A_h^{\text{calc}}$  : section d'armature horizontale calculée
- ✦  $A_h^{\text{adop}}$  : section d'armature horizontale adoptée
- ✦  $N^{\text{bre}}$  : nombre de barre adoptée .

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Sens x-x'

**Tab.V.21. Ferrailage du voile  $V_{x1}=1.4$  m**

| Niveau                          | RDC et 1 <sup>er</sup><br>étages | 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup><br>étages | 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup><br>étages | 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup><br>étages |
|---------------------------------|----------------------------------|--|--|--|
| Section (cm <sup>2</sup> )      | 140×15                           | 140×15   | 140×15   | 140×15   |
| M(KN.m)                         | -699,7                           | -79,6  | 75,39  | -47,8  |
| N(KN)                           | -179,46                          | -322,66  | -98,51   | -155,9   |
| V(KN)                           | 110,42                           | -65,21   | -54,81   | -31,17   |
| Type de section                 | SPC                              | SPC  | SPC  | SPC  |
| $\tau$ (MPa)                    | 0,82                             | 0,48   | 0,4  | 0,23   |
| $\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)   | 5                                | 5  | 5  | 5  |
| Lt (m)                          | 0.6                              | /  | 0,48   | 0,16   |
| Lc (m)                          | /                                | 1.33   | 0,42   | 1,07   |
| $A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | 1,19                             | /  | /  | /  |
| $A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 3,15                             | 3,15   | 3,15   | 3,15   |
| $A_{v,adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 6,72                             | 7,16   | 6,72   | 7,16   |
| $N^{bre}$ en zone tendue        | <b>6HA10</b>                     | <b>4HA10</b>                                   | <b>6HA10</b>                                   | <b>4HA10</b>                                   |
| $N^{bre}$ en zone comprimée     | <b>4HA8</b>                      | <b>8HA8</b>                                    | <b>4HA8</b>                                    | <b>8HA8</b>                                    |
| $S_t$ (cm) Zone tendue          | 15                               | 15   | 15   | 15   |
| $S_t$ (cm) Zone comprimée       | 26                               | 22   | 26   | 22   |
| $A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 5,87                             | 5,87   | 5,87   | 5,87   |
| $A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 10,21                            | 10,21  | 10,21  | 10,21  |
| $N^{bre}$ de barres             | 13HA10                           | 13HA10   | 13HA10   | 13HA10   |
| $S_t$ (cm)                      | 20                               | 20   | 20   | 20   |

Tab.V.22. Ferrailage du voile  $V_{x2}=1.4$  m

| Niveau                          | RDC et 1 <sup>er</sup><br>étages | 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup><br>étages | 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup><br>étages | 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup><br>étages |
|---------------------------------|----------------------------------|--|--|--|
| Section (cm <sup>2</sup> )      | 140×15                           | 140×15   | 140×15   | 140×15   |
| M(KN.m)                         | -430,64                          | -192,31  | -175,14  | 124,44   |
| N(KN)                           | -332,17                          | -243,58  | -171,77  | -69,78   |
| V(KN)                           | -138,93                          | -128,96  | -103,41  | -55,26   |
| Type de section                 | SPC                              | SPC  | SPC  | SPC  |
| $\tau$ (MPa)                    | 1,03                             | 0,95   | 0,76   | 0,41   |
| $\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)   | 5                                | 5  | 5  | 5  |
| Lt (m)                          | 0,57                             | 0,49   | 0,54   | 0,6  |
| Lc (m)                          | 0,25                             | 0,41   | 0,31   | 0,18   |
| $A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | /                                | /  | /  | /  |
| $A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 3,15                             | 3,15   | 3,15   | 3,15   |
| $A_{v.adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 6,72                             | 6,72   | 6,72   | 6,72   |
| $N^{bre}$ en zone tendue        | <b>6HA10</b>                     | <b>6HA10</b>                                   | <b>6HA10</b>                                   | <b>6HA10</b>                                   |
| $N^{bre}$ en zone comprimée     | <b>4HA8</b>                      | <b>4HA8</b>                                    | <b>4HA8</b>                                    | <b>4HA8</b>                                    |
| $S_t$ (cm) Zone tendue          | 15                               | 15   | 15   | 15   |
| $S_t$ (cm) Zone comprimée       | 26                               | 26   | 26   | 26   |
| $A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 5,87                             | 5,87   | 5,87   | 5,87   |
| $A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 13,35                            | 13,35  | 10,21  | 10,21  |
| $N^{bre}$ de barres             | 17HA10                           | 17HA10   | 13HA10   | 13HA10   |
| $S_t$ (cm)                      | 15                               | 15   | 20   | 20   |

Sens y-yTab.V.23. Ferrailage du voile  $V_{y1}=1.2$  m

| Niveau                          | RDC et 1 <sup>er</sup><br>étages | 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup><br>étages | 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup><br>étages | 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup><br>étages |
|---------------------------------|----------------------------------|--|--|--|
| Section (cm <sup>2</sup> )      | 120×15                           | 120×15   | 120×15   | 120×15   |
| M(KN.m)                         | 138,32                           | -43,84   | -18,17   | 121.81   |
| N(KN)                           | -29,18                           | -169,85  | -191,35  | -236.88  |
| V(KN)                           | 75,09                            | -42,54   | -38,06   | -68.44   |
| Type de section                 | SPC                              | SPC  | SEC  | SPC  |
| $\tau$ (MPa)                    | 0,64                             | 0,36   | 0,32   | 0,58   |
| $\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)   | 5                                | 5  | 5  | 5  |
| Lt (m)                          | 0,66                             | 0,05   | /  | 0,36   |
| Lc (m)                          | 0,06                             | 1,28   | /  | 0,46   |
| $A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | /                                | /  | 5,74   | /  |
| $A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 2,7                              | 2,7  | 2,7  | 2,7  |
| $A_{v,adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 6,72                             | 9,42   | 9,42   | 9,42   |
| $N^{bre}$ en zone tendue        | <b>6HA10</b>                     | <b>4HA10</b>                                   | <b>4HA10</b>                                   | <b>4HA10</b>                                   |
| $N^{bre}$ en zone comprimée     | <b>4HA8</b>                      | <b>8HA10</b>                                   | <b>8HA10</b>                                   | <b>8HA10</b>                                   |
| $S_t$ (cm) Zone tendue          | 15                               | 10   | 10   | 10   |
| $S_t$ (cm) Zone comprimée       | 26                               | 20   | 20   | 20   |
| $A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 5,87                             | 5,87   | 5,87   | 5,87   |
| $A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 10,21                            | 10,21  | 10,21  | 10,21  |
| $N^{bre}$ de barres             | 13HA10                           | 13HA10   | 13HA10   | 13HA10   |
| $S_t$ (cm)                      | 20                               | 20   | 20   | 20   |

Tab.V.24. Ferrailage du voile  $V_y 2=1.2$  m

| Niveau                          | RDC et 1 <sup>er</sup><br>étages | 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup><br>étages | 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup><br>étages | 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup><br>étages |
|---------------------------------|----------------------------------|--|--|--|
| Section (cm <sup>2</sup> )      | 120×15                           | 120×15   | 120×15   | 120×15   |
| M(KN.m)                         | 165,04                           | -60,5  | -19,89   | -12,55   |
| N(KN)                           | 104,62                           | -171,25  | -191,71  | -95,51   |
| V(KN)                           | -90,17                           | -57,61   | -49,98   | -49,7  |
| Type de section                 | SPC                              | SPC  | SEC  | SEC  |
| $\tau$ (MPa)                    | 0,77                             | 0,49   | 0,43   | 0,42   |
| $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa) | 5                                | 5  | 5  | 5  |
| Lt (m)                          | 0,52                             | 0,25   | /  | /  |
| Lc (m)                          | 0,15                             | 0,68   | /  | /  |
| $A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | /                                | /  | 5,97   | 3,12   |
| $A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 2,7                              | 2,7  | 2,7  | 2,7  |
| $A_{v.adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 6,72                             | 7,16   | 7,16   | 7,16   |
| $N^{bre}$ en zone tendue        | <b>6HA10</b>                     | <b>4HA10</b>                                   | <b>4HA10</b>                                   | <b>4HA10</b>                                   |
| $N^{bre}$ en zone comprimée     | <b>4HA8</b>                      | <b>8HA8</b>                                    | <b>8HA8</b>                                    | <b>8HA8</b>                                    |
| $S_t$ (cm) Zone tendue          | 15                               | 10   | 10   | 10   |
| $S_t$ (cm) Zone comprimée       | 26                               | 20   | 20   | 20   |
| $A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 5,87                             | 5,87   | 5,87   | 5,87   |
| $A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 10,21                            | 10,21  | 10,21  | 10,21  |
| $N^{bre}$ de barres             | 13HA10                           | 13HA10   | 13HA10   | 13HA10   |
| $S_t$ (cm)                      | 20                               | 20   | 20   | 20   |



Tab.V.25. Ferrailage du voile  $V_y=1.2$  m

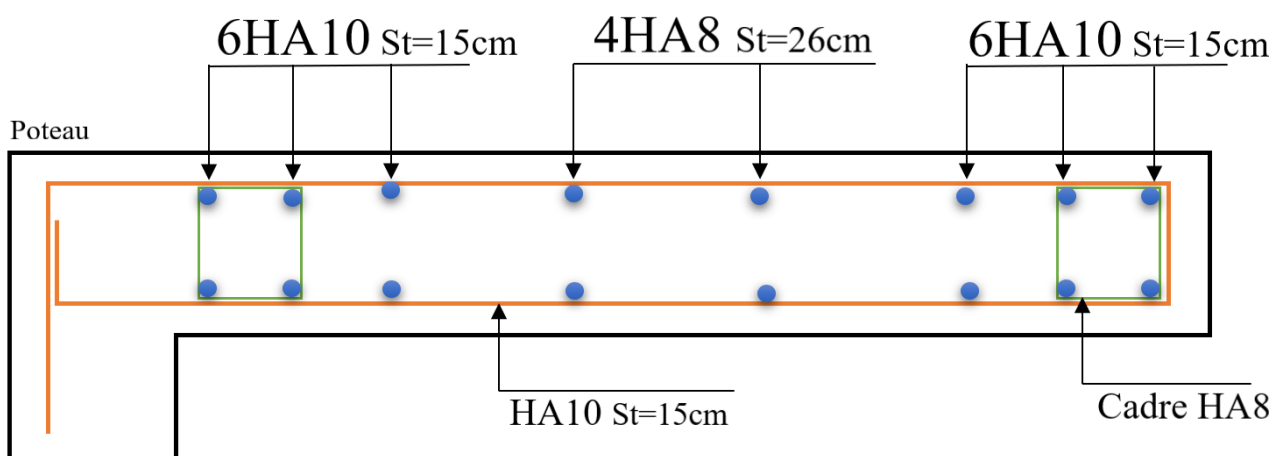
| Niveau                          | RDC et 1 <sup>er</sup><br>étages | 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup><br>étages | 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup><br>étages | 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup><br>étages |
|---------------------------------|----------------------------------|--|--|--|
| Section (cm <sup>2</sup> )      | 120×15                           | 120×15   | 120×15   | 120×15   |
| M(KN.m)                         | 172,05                           | -42,19   | -84,32   | -81,47   |
| N(KN)                           | 348,89                           | -334,42  | -191,95  | -166,93  |
| V(KN)                           | 97,17                            | 70,58  | 64,78  | 54,21  |
| Type de section                 | SPC                              | SEC  | SPC  | SPC  |
| $\tau$ (MPa)                    | 0,83                             | 0,6  | 0,55   | 0,46   |
| $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa) | 5                                | 5  | 5  | 5  |
| Lt (m)                          | 0,35                             | /  | 0,32   | 0,35   |
| Lc (m)                          | 0,48                             | /  | 0,54   | 0,49   |
| $A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | /                                | 10,97  | /  | /  |
| $A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 2,7                              | 2,7  | 2,7  | 2,7  |
| $A_{v.adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 7,16                             | 12,38  | 7,16   | 7,16   |
| $N^{bre}$ en zone tendue        | <b>4HA10</b>                     | <b>4HA10</b>                                   | <b>4HA10</b>                                   | <b>4HA10</b>                                   |
| $N^{bre}$ en zone comprimée     | <b>8HA8</b>                      | <b>8HA14</b>                                   | <b>8HA8</b>                                    | <b>8HA8</b>                                    |
| $S_t$ (cm) Zone tendue          | 15                               | 10   | 10   | 10   |
| $S_t$ (cm) Zone comprimée       | 30                               | 20   | 20   | 20   |
| $A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 5,87                             | 5,87   | 5,87   | 5,87   |
| $A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 10,21                            | 10,21  | 10,21  | 10,21  |
| $N^{bre}$ de barres             | 13HA10                           | 13HA10   | 13HA10   | 13HA10   |
| $S_t$ (cm)                      | 20                               | 20   | 20   | 20   |

Tab.V.26. Ferrailage du voile  $V_{y4}=1.2\text{ m}$ 

| Niveau                          | RDC et 1 <sup>er</sup> étages | 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages | 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étages | 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étages |
|---------------------------------|-------------------------------|---|---|---|
| Section (cm <sup>2</sup> )      | 120×15                        | 120×15                                      | 120×15                                      | 120×15                                      |
| M(KN.m)                         | 143,05                        | -50,62                                      | -70,31                                      | -66,74                                      |
| N(KN)                           | 190,98                        | -394,14                                     | -213,76                                     | -166,4                                      |
| V(KN)                           | 79,96                         | 60,97                                       | 55,7  | 47,85                                       |
| Type de section                 | SPC                           | SEC   | SPC   | SPC   |
| $\tau$ (MPa)                    | 0,69                          | 0,52  | 0,48  | 0,41  |
| $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa) | 5                             | 5   | 5   | 5   |
| Lt (m)                          | 0,44                          | /   | 0,23  | 0,3   |
| Lc (m)                          | 0,31                          | /   | 0,73  | 0,59  |
| $A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )  | /                             | 12,97                                       | /   | /   |
| $A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 2,7                           | 2,7   | 2,7   | 2,7   |
| $A_{v,adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 6,72                          | 15,46                                       | 7,16  | 6,16  |
| $N^{bre}$ en zone tendue        | <b>6HA10</b>                  | <b>4HA10</b>                                | <b>4HA10</b>                                | <b>4HA10</b>                                |
| $N^{bre}$ en zone comprimée     | <b>4HA8</b>                   | <b>8HA14</b>                                | <b>8HA8</b>                                 | <b>8HA8</b>                                 |
| $S_t$ (cm) Zone tendue          | 15                            | 10  | 10  | 10  |
| $S_t$ (cm) Zone comprimée       | 26                            | 20  | 20  | 20  |
| $A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 5,87                          | 5,87  | 5,87  | 5,87  |
| $A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | 10,21                         | 10,21                                       | 10,21                                       | 10,21                                       |
| $N^{bre}$ de barres             | 13HA10                        | 13HA10                                      | 13HA10                                      | 13HA10                                      |
| $S_t$ (cm)                      | 20                            | 20  | 20  | 20  |

### V.3.4. Schéma de ferrailage :

On prend comme exemple le voile du RDC  $V_{x2}=1,4\text{m}$ ,  $e=0,15\text{m}$  :





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

## VI. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour rôle le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol.

Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux, fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et

- Réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

### VI.1. Etude des fondations

#### VI.1.1. Les différents types de fondation

Le D.T.U 13-12 définit les différents types de fondation en fonction du rapport D/B est qui sont

- $D/B \leq 6$  : fondation superficielle (isolée ; filante ou radier générale)
- $6 < D/B < 10$  : fondation semi profond (puits)
- $D/B \geq 10$  : fondation profonde (pieu .....

#### VI.1.2. Choix du type des fondations

Plusieurs types de fondations existent, et le choix du type à adopter se fait en tenant compte des conditions suivantes :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Charges transmises de la superstructure au sol.
- Distances entre les différents points d'appuis.
- La profondeur du bon sol.

Cependant une vérification dans l'ordre suivant est requise :

Les semelles isolées, les semelles filantes et enfin le radier général et on opte pour le choix qui convient.

#### VI.1.3. Capacité portante du sol d'assise

Les essais in situ et les analyses de laboratoire effectués dans le cadre de l'étude de sol de logements promotionnels situé à TICHY. On permet de conclure les résultats suivants :

- Les sondages pénétrométriques nous ont permis de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante. L'analyse des pétrographes a enregistré des résistances de pointe faible en surface.
- Après essai et calcul on a pu déterminer les caractéristiques suivantes :

- ❖ D (encrage)=1,7m ;  $Q_{adm}=1.8$  bar (contrainte admissible) ; classification du site S3 ; ciment riche en CRS.

**VI.1.4. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles**

**VI.1.4.1. Semelles isolées :**

**a) Combinaisons d'actions à considérer**

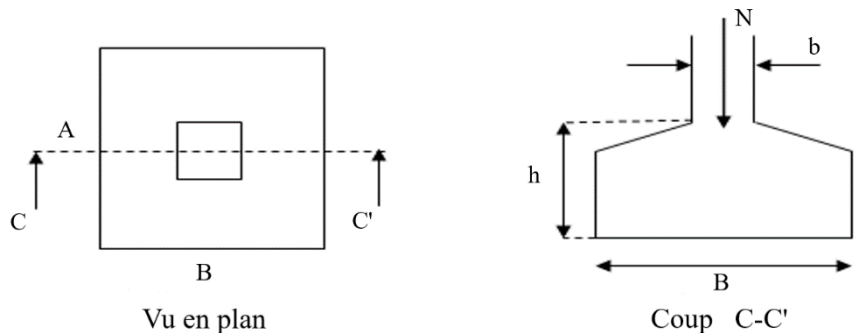
D'après le RPA99/Version 2003 (Article 10.1.4.1) et le DTR BC 2.331 les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$
- $G + Q$

La vérification à faire est :

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \text{ avec}$$

$$S = A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots \dots (1)$$



**Fig.VI.1.** Vue d'une semelle isolée

$N=1407$ .KN (effort normal du poteau le plus sollicité donné par le logiciel (ETABS 16))

On a une semelle et un poteau homothétique :  $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

On remplace la valeur de A donné (1) ce qui donne :  $B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.6}{0.6} \times \frac{1,407}{0.18}} = 2,8m$

- ❖  $L_{min}$  (entre axe de poteaux) =1,6 m ; On remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est exclu.

**VI.1.4.2. Vérification des semelles filantes**

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux (N1, N2, N3, N4, N5, N6) avec :

$$N = \sum_{i=1}^{i=5} = 811,91 + 831,92 + 808,88 + 608,75 + 479,03 + 502,57 = 4043,06 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{4043,06 \times 10^{-3}}{0.18 \times 19,45} = 1,15 \text{ m}$$

- ❖ En remarque un chevauchement entre les semelles filantes, si on tient compte de l'axe minimale des portées de 1,6 m. à cause de cette condition on préfère utiliser un radier général.

## VI.2. Radier général

### VI.2.1. Pré dimensionnement

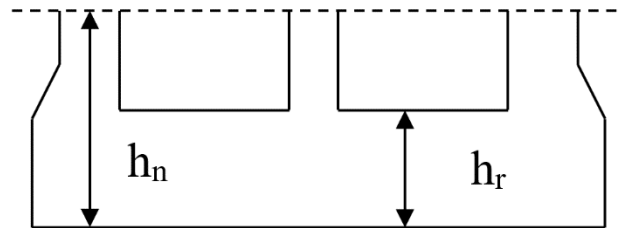
Le radier général fonctionne comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation)
- ✓ Minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité d'exécution.

**La surface du radier :**

$$S_{\text{radier}} = 19,45 \times 9,5 = 184,77 \text{ m}^2$$



Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

#### ✓ Condition de coffrage

$H_n$  : hauteur des nervures.

$H_d$  : hauteur de la dalle.

$L_{\text{max}}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs

$$L_{\text{max}} = 4,9 \text{ m}$$

**La nervure :**  $H_n \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{490}{10} = 49 \text{ cm}$

**La dalle :**  $H_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{490}{20} = 24,5 \text{ cm}$

#### ✓ La condition de rigidité

Pour un radier rigide, il faut que  $L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e$  avec  $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$

$L_e$  : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$E$  : Module d'élasticité du béton  $\Rightarrow E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

$I$  : Inertie de la section du radier.

$K$  : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $\Rightarrow K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

$b$  : La largeur de la semelle.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\text{max}}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0,7 \Rightarrow \text{Donc : } h_n \geq 70 \text{ cm.}$$

✓ **Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPA} \dots \dots \dots (1) \text{ BAEL 91 Page (357)}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max} \times 1\text{m}}{2 \times S_{\text{radier}}} \Leftrightarrow V_d = \frac{16357,55 \times 4,9 \times 1}{2 \times 184,77} = 216,9 \text{ KN}$$

$$\text{de (1)} \Leftrightarrow d \geq \frac{V_d \times b}{1,25} = \frac{216,9 \times 10^{-3} \times 1}{1,25} = 0,1735 \text{ m} = 17,35 \text{ cm}$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

- $h_n = 80 \text{ cm}$  pour les nervures du radier.
- $h_r = 40 \text{ cm}$  pour la dalle du radier.
- $G = 18 \text{ KN/m}$  (Poids propre de remblais)
- $Q = 2,5 \text{ KN/m}$  (pour restaurant)
- $S_{\text{rad}} = 184,77 \text{ m}^2$  (La surface du radier)

**VI.2.2. Les vérifications :****VI.2.2.1. Vérification au poinçonnement**

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges.

Dans notre cas on a pas besoin de vérifier le poinçonnement à cause de la présence des nervures.

**VI.2.2.2. Vérification des contraintes dans le sol :**

D'après le programme **SOCOTEC (formes)** on a les caractéristiques suivantes :

- $I_X = 5300,2 \text{ m}^4$
- $I_Y = 1236,2 \text{ m}^4$

D'après le programme **ETABS** on a les caractéristiques suivantes :

**Le centre de gravité de radier :**

- $X_{CG} = 4,6 \text{ m}$
- $Y_{CG} = 9,52 \text{ m}$
- $M_X = 1903,81 \text{ KN.m}$
- $M_Y = 140 \text{ KN.m}$
- $N = 16357,55 \text{ KN}$

N: L'effort normal du aux charges verticales sous (G+Q)

M<sub>Y</sub>, M<sub>X</sub> : Moments à la base sous (G+Q)

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal Il faut vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol} \quad ; \quad \sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times e \quad \text{dans les deux sens}$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

$M_y$ ;  $M_x$ : Moment sismique à la base tiré du logiciel ETABS V16

- **Dans le sens x-x**

$$N=16,357 \text{ MN} \quad M_x=0,416 \text{ MN.m} \quad I_x=5300,2 \text{ m}^4 \quad Y_G=9,52 \text{ m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{min} = \frac{16,357}{184,77} + \frac{0,416}{5300,2} \times 9,52 = 0,089 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{16,357}{184,77} - \frac{0,416}{5300,2} \times 9,52 = 0,087 \text{ MPa} \\ \sigma_{moy} = 0,088 \text{ MPa} < 0,18 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- **Dans le sens y-y**

$$N = 16,357 \text{ MN} \quad M_y=0,029 \text{ MN.m} \quad I_{yg}=1236,2 \text{ m}^4 \quad X_G=4,6 \text{ m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{min} = \frac{16,357}{184,77} + \frac{0,029}{1236,2} \times 4,6 = 0,088 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{16,357}{184,77} - \frac{0,029}{1236,2} \times 4,6 = 0,088 \text{ MPa} \\ \sigma_{moy} = 0,088 \text{ MPa} < 0,18 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Remarque : Les contrainte est vérifiée dans les deux sens.

### Contrainte due au poids propre du radier :

$$\sigma_{radier} = \frac{\sigma_{beton} + \sigma_{remblais}}{2} \times hn = \frac{25+18}{2} = 21,5 \text{ KN/m}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{tot} = \sigma_{radier} + \sigma_{remblais} = 21,5 + 18 = 39,5 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{tot} = 0,0395 \text{ MPA}$$

### VI.2.2.3. Vérification de la stabilité au renversement

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{0,574}{22,44} = 0,02 \text{ m} < \frac{9,5}{4} = 2,375 \text{ m}$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{0,04}{22,44} = 0,001 \text{ m} < \frac{19,45}{4} = 4,86 \text{ m}$$

⇒ Pas de risque au renversement dans les deux sens.



**VI.2.2.4. Vérification de la poussé hydrostatique**

Il faut s'assurer que :  $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$  Avec :

$N = 16357,55$  KN (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

- $H = 1,7$  m, la hauteur de la partie encrée du bâtiment).
- $F_s = 1,15$  (coefficient de sécurité).
- $S_{rad} = 184,77$  m<sup>2</sup> (surface du radier).
- $\gamma_w = 10$  KN/m<sup>3</sup> (poids volumique d'eau)

On trouve :  $N = 16357,55$  KN  $\geq 1.15 \times 1,7 \times 184,77 \times 10 = 3612,25$  KN.....vérifiée.

⇒ Le bâtiment est stable vis-à-vis la poussé hydrostatique de l'eau.

**VI.2.3. Ferrailage du radier**

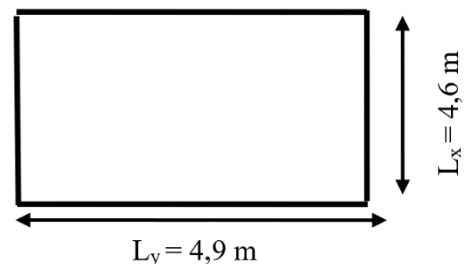
Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple. Le calcul se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et

On adoptera le même ferrailage pour les autres.

$L_x = 4,6$  m et  $L_y = 4,9$  m.

Soit  $G_0$  : le poids propre du radier.

$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.40 = 10$  KN/m<sup>2</sup>.



**Fig.VI.2.** Dalle sur quatre appuis.

**Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{26662,54}{184,77} + 1,35 \times 10 \Rightarrow q_u = 157.8$$
 KN/m<sup>2</sup>

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow \frac{19481,75}{184,77} + 10 = 115.43$$
 KN/m<sup>2</sup>

Avec  $N_u$  est l'effort normal ramené par la superstructure, et  $G_0$  le poids propre du radier.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,6}{4,9} = 0.93 > 0.4 \Rightarrow$$
 La dalle travaille dans les deux sens.

$$L'ELU : \begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0.8450 \end{cases} \dots\dots\dots (Annexe I)$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0428 \times 157.8 \times 4.6^2 = 142.91 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.8450 \times 142.91 = 120,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

**Moment en travées**  $\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_x = 107,18 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_y = 90,56 \text{ KN.m} \end{cases}$

**Moment en appuis**  $\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_x = -71.45 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_y = -60,37 \text{ KN.m} \end{cases}$

**L'ELS** :  $\begin{cases} \mu_x = 0,05 \\ \mu_y = 0.8939 \end{cases}$  ..... (Annexe I)

$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,00948 \times 108.94 \times 3.8^2 = 149.12 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.4050 \times 149.12 = 60.39 \text{ KN.m} \end{cases}$

**Moment en travées**  $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_x = 126.75 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 51.33 \text{ KN.m} \end{cases}$

**Moment en appuis**  $\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_x = -74.56 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_y = -30.19 \text{ KN.m} \end{cases}$

**Calcul du ferrailage a l'ELU :**

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

La section de ferrailage étant (1×0,4) m<sup>2</sup> alors les résultats de calcul donnant la section d'armature de la dalle du radier sont regroupés dans le tableau suivant :

**Calcul de A<sub>min</sub>**

$\left. \begin{matrix} e > 12\text{cm} \\ \rho \geq 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 0,0008 \left( \frac{3 - 0,93}{2} \right) \times 100 \times 40 = 3,31 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = 0,0008 \times 100 \times 40 = 3,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Sachant que pour des aciers HA FeE400  $\rho_0 = 0.0008$

**Espacement des armatures**

Pour les deux sens :  $S_t \leq \min (2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tab.VI.1 : Ferrailage du radier**

| Position  | Sens    | M <sub>u</sub><br>KN.m | A <sub>cal</sub><br>(cm <sup>2</sup> /ml) | A <sub>min</sub><br>(cm <sup>2</sup> /ml) | A <sub>Choisit</sub><br>(cm <sup>2</sup> /ml) | St<br>(cm) |
|-----------|---------|------------------------|---|---|---|------------|
| En travée | Selon x | 107.18                 | 9.75                                      | 3.93                                      | 7HA14=10.78                                   | 14         |
|           | Selon y | 90.56                  | 8.19                                      | 3.2                                       | 6HA14=9.24                                    | 16         |
| En appuis | Selon x | -71.45                 | 5.65                                      | 3.93                                      | 5HA12=5.65                                    | 20         |
|           | Selon y | -60.37                 | 4.76                                      | 3.2                                       | 5HA12=5.65                                    | 20         |

**Vérification des contraintes à l'ELS :**

❖ Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

❖ Contraintes dans l'acier :

Vu que la fissuration est nuisible alors une vérification de la contrainte de traction pour l'acier est requise :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{nf} \right] = 202 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y)$$

On résume le calcul des contraintes dans le tableau ci-dessous :

**Tab.VI.2.** Vérification des contraintes.

| Localisation |    | M <sub>ser</sub> (KN.m) | I (m <sup>4</sup> ) | Y (m) | σ <sub>bc</sub> (MPa) | Vérification | σ <sub>s</sub> (MPa) | Vérification |
|--------------|----|-------------------------|---------------------|-------|-----------------------|--------------|----------------------|--------------|
| Travée       | xx | 126,75                  | 0,001179            | 0,082 | 8,8                   | Vérifié      | 464,42               | Non vérifié  |
|              | yy | 51,33                   | 0,000638            | 0,06  | 4,8                   | Vérifié      | 374,11               | Non vérifié  |
| Appui        | xx | -74,56                  | 0,000788            | 0,063 | 5,9                   | Vérifié      | 435,72               | Non vérifié  |
|              | yy | -30,19                  | 0,000638            | 0,058 | 2,7                   | Vérifié      | 221,45               | Non vérifié  |

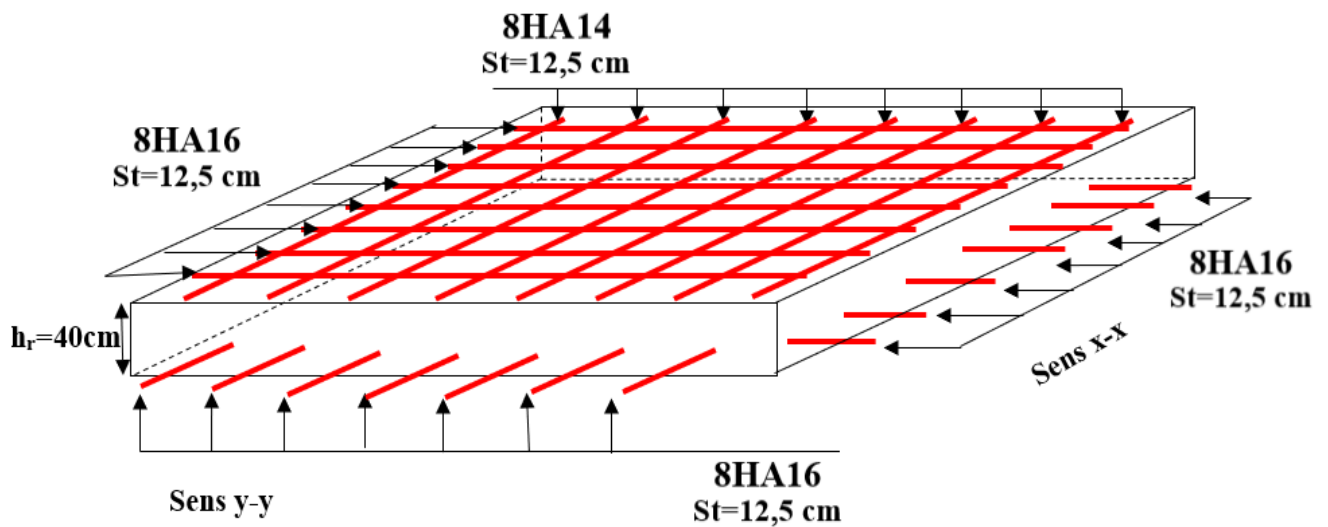
⇒ On remarque que la contrainte dans l'acier en travée dans le sens x n'est pas vérifiée, d'où une nécessité d'augmenter la section d'acier.

Les nouveaux résultats de calculs sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tab.VI.3.** Les nouveaux résultats de la vérification des contraintes.

| Localisation |    | M <sub>ser</sub> (KN/m) | A (cm <sup>2</sup> ) | Choix/ml (cm <sup>2</sup> ) | Y (m) | I (m <sup>4</sup> ) | σ <sub>bc</sub> (MPa) | σ <sub>s</sub> (MPa) |
|--------------|----|-------------------------|----------------------|-----------------------------|-------|---------------------|-----------------------|----------------------|
| Travée       | xx | 126,75                  | 14,07                | 8HA16                       | 0,111 | 0,00207             | 5,58                  | 193,93               |
|              | yy | 51,33                   | 12,32                | 8HA16                       | 0,111 | 0,000207            | 4,99                  | 173,35               |
| Appui        | xx | -74,56                  | 5,65                 | 8HA16                       | 0,105 | 0,001867            | 3,45                  | 129,59               |
|              | yy | -30,19                  | 5,65                 | 8HA14                       | 0,099 | 0,00168             | 3,24                  | 131,55               |

## VI.2.4. Schéma de ferrailage.



## VI.3.1. Ferrailage des nervures

La nervure est une poutre encrée dans les fondations sollicitée par son poids propre et la charge transmise par le radier celle-ci dépend de type de rupture de la dalle.

Le rapport  $\rho = \frac{L_x}{L_y} > 0.4$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, en prenant le cas le plus défavorable.  $l_{max} = 4,9 m$

## Cas de charge équivalent

➤ Cas de charges triangulaires : cas de plusieurs charges :  $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum_{i=1}^n l_{xi}^2}{\sum_{i=1}^n l_{xi}}$

➤ Cas d'une seule charge :  $q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x$  et  $q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x$

➤ Cas de charges trapézoïdales :  $q_m = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g^2}{2}) \times L_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d^2}{2}) \times L_{xd}$

$$q_v = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g}{2}) \times L_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d}{2}) \times L_{xd}$$

sachant que ;  $p = \frac{N}{S_{radier}}$  ; avec  $N = N_u + N_{radier}$

Avec :

$q_m$  : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

$q_v$  : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$P$  : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

A l'ELU :  $P_u = 157,8 KN$

A l'ELS :  $P_s = 115,43 KN$

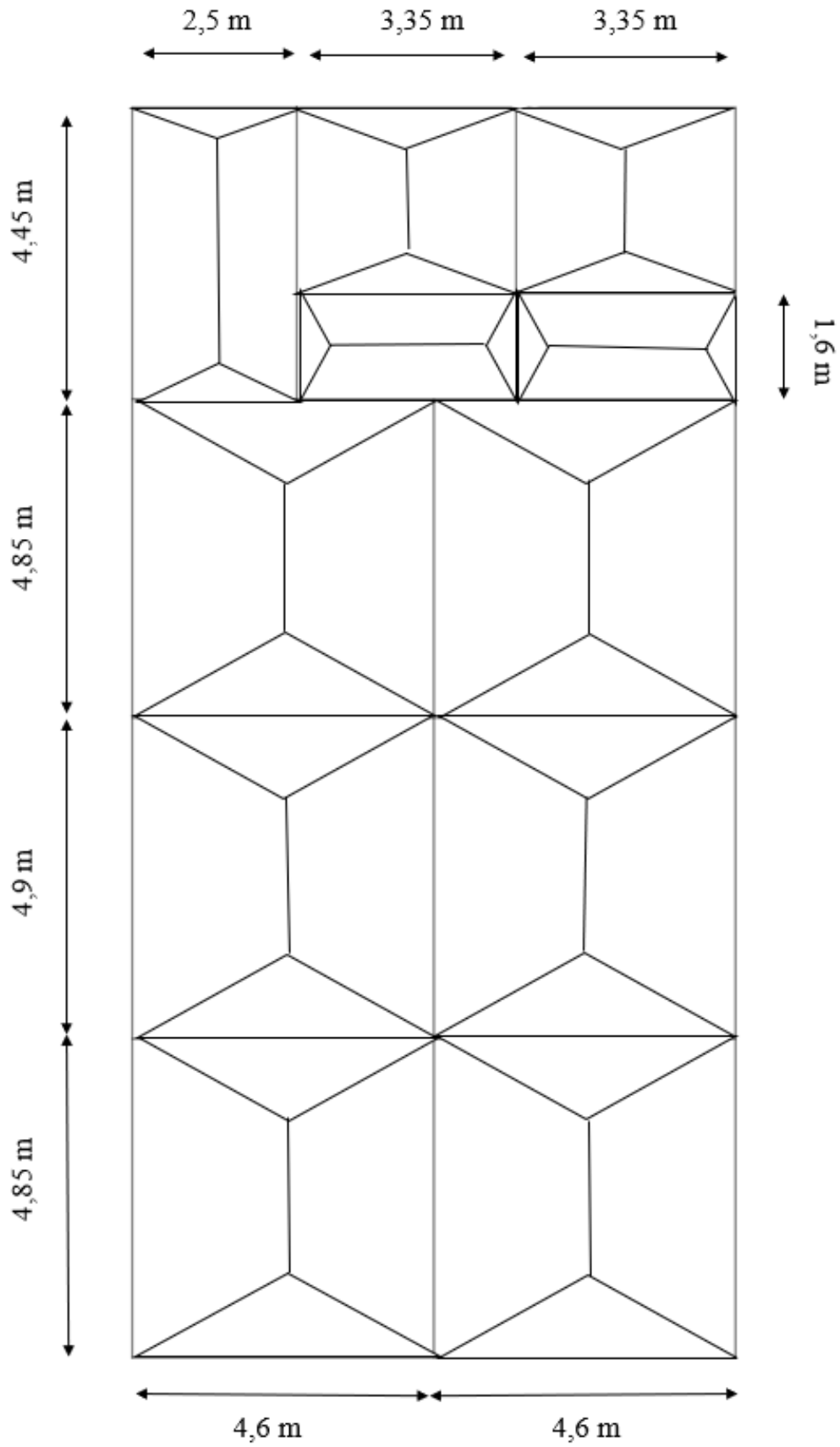
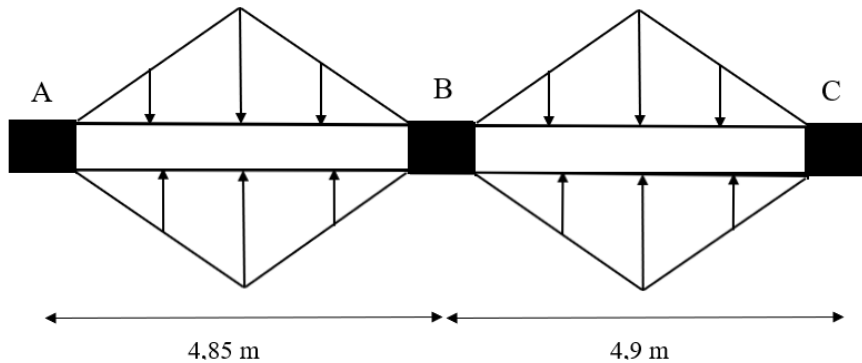


Fig.VI.3. Schéma de rupture des dalles de radier.

**VI.3.2. Calcul des sollicitations**

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.



**Fig.VI.4.** Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.

**ELU :**

Après calcul on remarque que les sollicitations max sont retrouvées dans la travée AB, Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

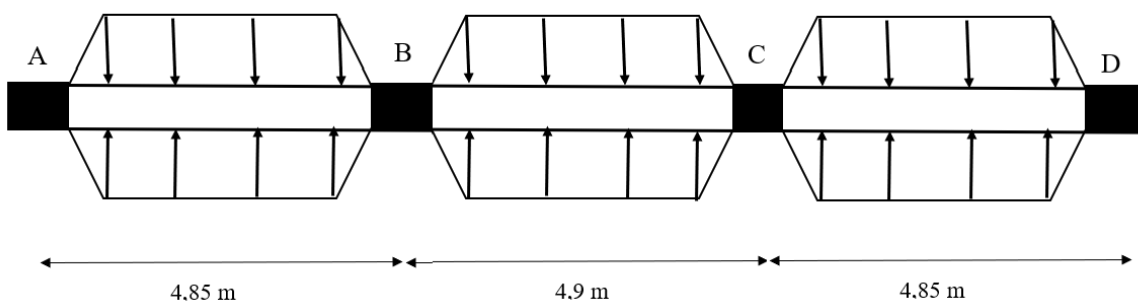
**Tab.VI.4.** Sollicitation a l'ELU sens X-X dans la travée AB.

| travées | L (m) | qm (KN/m) | qv (KN/m) | Mg (KN.m) | Md (KN.m) | X <sub>0</sub> (m) | M <sub>0</sub> (KN.m) | Mt (KN.m) | Vg (KN) | Vd (KN) |
|---------|-------|-----------|-----------|-----------|-----------|--------------------|-----------------------|-----------|---------|---------|
| AB      | 4,6   | 362.94    | 362.94    | 0         | -392.83   | 1,75               | 417,4                 | 244,1     | 277,5   | -277,5  |

**Tab.VI.5.** Sollicitation a l'ELS sens X-X dans la travée AB.

| travées | L (m) | qm (KN/m) | qv (KN/m) | Mg (KN.m) | Md (KN.m) | X <sub>0</sub> (m) | M <sub>0</sub> (KN.m) | Mt (KN.m) | Vg (KN) | Vd (KN) |
|---------|-------|-----------|-----------|-----------|-----------|--------------------|-----------------------|-----------|---------|---------|
| AB      | 4,6   | 265.49    | 265.49    | 0         | -287.35   | 1,75               | 305,3                 | 178,54    | /       | /       |

• **Sens Y-Y :**



**Fig.VI.5.** Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.

Après calcul on remarque que les sollicitations max sont retrouvées dans la travée AB, Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

➤ **ELU :**

**Tab.VI.6.** Sollicitation a l'ELU sens Y-Y dans la travée AB.

| travées | L (m) | qm (KN/m) | qv (KN/m) | Mg (KN.m) | Md (KN.m) | X <sub>0</sub> (m) | M <sub>0</sub> (KN.m) | M <sub>t</sub> (KN.m) | Vg (KN) | Vd (KN) |
|---------|-------|-----------|-----------|-----------|-----------|--------------------|-----------------------|-----------------------|---------|---------|
| AB      | 4,85  | 520,32    | 260,16    | 0         | -369      | 1,94               | 463,9                 | 297,82                | 306,5   | -306,5  |

➤ **ELS :**

**Tab.VI.7.** Sollicitation a l'ELS sens Y-Y dans la travée AB.

| travées | L (m) | qm (KN/m) | qv (KN/m) | Mg (KN.m) | Md (KN.m) | X <sub>0</sub> (m) | M <sub>0</sub> (KN.m) | M <sub>t</sub> (KN.m) | Vg (KN) | Vd (KN) |
|---------|-------|-----------|-----------|-----------|-----------|--------------------|-----------------------|-----------------------|---------|---------|
| AB      | 4,85  | 453,15    | 448,79    | 0         | -269,9    | 1,94               | 339,4                 | 217,85                | /       | /       |

**VI.3.3. Ferrailage**

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferrillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

$h=80\text{cm}$

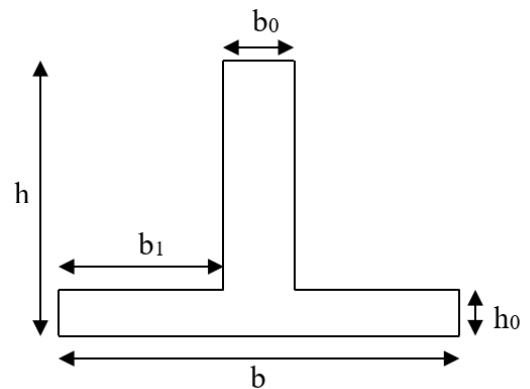
$h_0=40\text{cm}$

$b_0=60\text{cm}$

$b \leq 2 \times \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) + b_0$

Sensx  $\Rightarrow b \leq \min(\frac{4,45}{10}; \frac{2,5}{2}) \times 2 + b_0 = 1,49 \text{ m.}$

Sensy  $\Rightarrow b \leq \min(\frac{4,9}{10}; \frac{2,5}{2}) \times 2 + b_0 = 1,58 \text{ m.}$



**Fig.VI.6.** Section à ferrailer.

**Remarque :** Le ferrailage des nervures en appuis est comme une section rectangulaire (b×h) mais la section à prendre en travée est une section en T.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tab.VI.8.** Résumé des résultats du ferrailage des nervures

| Sens | Localisation | M(KN.m) | A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Choix  |
|------|--------------|---------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|--------|
| X-X  | Travée       | 244,1   | 9,46                                | 12,67                               | 18,47                                | 12HA14 |
|      | Appui        | -392,83 | 15,33                               | 12,67                               | 18,47                                | 12HA14 |
| Y-Y  | Travée       | 297,82  | 11,57                               | 12,67                               | 18,47                                | 12HA14 |
|      | Appui        | -369    | 14,38                               | 12,67                               | 18,47                                | 12HA14 |

**VI.3.4. Les Vérifications****VI.3.4.1. Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau = \frac{V}{b \times d} \leq \tau = \min(0,1ft28; 3MPa) = 2,1MPa$$

**Tab.VI.9.** Vérification de l'effort tranchant.

| Sens     | V <sub>u</sub> (KN.m) | b <sub>u</sub> (MPa) | Observation |
|----------|-----------------------|----------------------|-------------|
| Sens X-X | 277,5                 | 0.61                 | Vérifiée    |
| Sens Y-Y | 306,5                 | 0.68                 | Vérifiée    |

- **Armatures transversales**

$$\Phi_t \geq \min(b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min})$$

$$\Phi_t \geq \min(6 \text{ mm} ; 2,28\text{mm} ; 16 \text{ mm}) = 2,28 \text{ mm} \quad \text{On adopte a un étrier } \Phi 8.$$

- **Espacement des aciers transversaux**

$$\text{Soit : } A_t = 3,14 \text{ cm}^2 = 4HA10$$

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t = \min(67,5; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3,14 \times 400}{0.4 \times 60} = 52,33\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3ft28)} = 19,75\text{cm}$$

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

- **Armatures de peau :**

D'après le CBA (Article A.7.3), on doit mettre des armatures de peau de section  $A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml}$  par la hauteur des nervures.

Nous avons :  $h_n = 80\text{cm} \Rightarrow A_p = 3 \times 0.8 = 2,4\text{cm}^2$ . On adopte 2HA14 = 3,08cm<sup>2</sup>/face.



## VI.3.4.2. Vérification des contraintes à L'ELS

Tab.VI.10. Vérifications des contraintes à L'ELS.

| localisation |        | $M_s$<br>(KN.m) | Y<br>(m) | I<br>(m <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | Obs      | $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$<br>(MPa) | Obs          |
|--------------|--------|-----------------|----------|------------------------|---|----------|---|--------------|
| X-X          | travée | 178,54          | 0,15     | 0,01154                | 2,37  | Vérifiée | 138,3   | Vérifiée     |
|              | appui  | -287,35         | 0,15     | 0,01154                | 3,82  | Vérifiée | 222,6   | Non vérifiée |
| Y-Y          | travée | 217,85          | 0,15     | 0,01154                | 2,89  | Vérifiée | 168,75  | Vérifiée     |
|              | appui  | -269,9          | 0,15     | 0,01154                | 3,59  | Vérifiée | 209,11  | Non vérifiée |

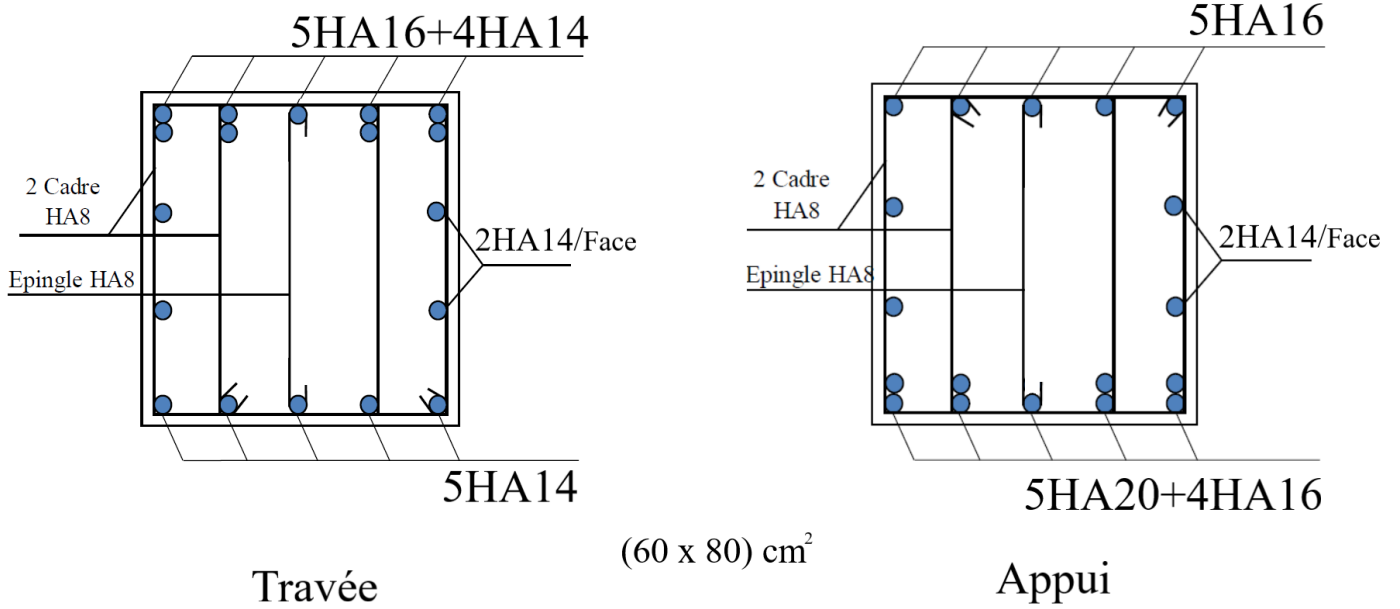
On remarque que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées d'où la nécessité de renforcer la section d'armatures, on résume le nouveau ferrailage dans le tableau ci-dessous :

Tab.VI.11. Les nouveaux résultats des vérifications des contraintes.

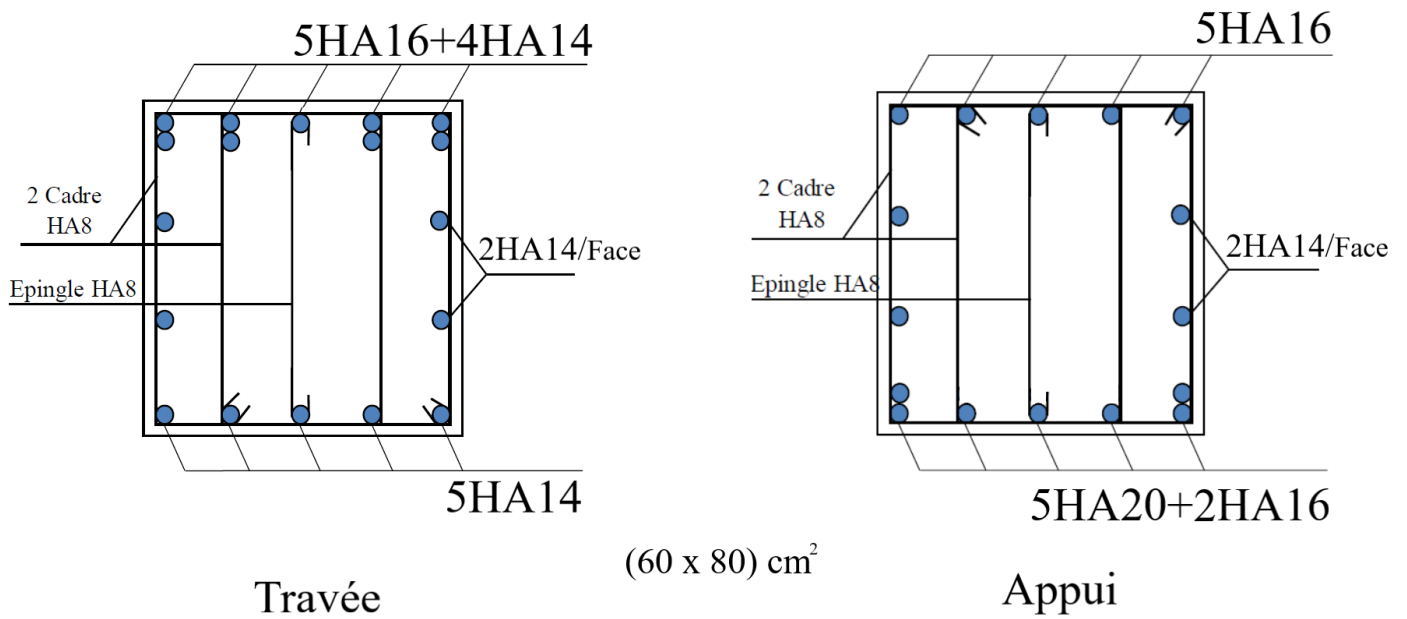
| localisation |        | $A_{ado}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa) | Obs      | Choix des barres |
|--------------|--------|------------------------------------|--|----------|------------------|
| X-X          | travée | 16,21                              | 156,93                                     | Vérifiée | 5HA16+4HA14      |
|              | appui  | 23,75                              | 174,6                                      | Vérifiée | 5HA20+4HA16      |
| Y-Y          | travée | 16,21                              | 191,48                                     | Vérifiée | 5HA16+4HA14      |
|              | appui  | 19,73                              | 196,18                                     | Vérifiée | 5HA20+2HA16      |

VI.3.5. Schéma du ferrailage des nervures

Sens X-X



Sens Y-Y



# Conclusion

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Et pour la réalisation d'une construction dans une zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

Notons que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

## *Bibliographie*

- *Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.*
- *Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.*
- *DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.*
- *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.*
- *Cours de béton armé, 3ième et 4ème année Génie Civil.*
- *Anciens mémoires de fin d'étude.*

# ANNEXE

1-Tableau des Armatures (en cm<sup>2</sup>)

| Φ  | 5    | 6    | 8     | 10    | 12    | 14    | 16    | 20    | 25    | 32     | 40     |
|----|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|
| 1  | 0.20 | 0.28 | 0.50  | 0.79  | 1.13  | 1.54  | 2.01  | 3.14  | 4.91  | 8.04   | 12.57  |
| 2  | 0.39 | 0.57 | 1.01  | 1.57  | 2.26  | 3.08  | 4.02  | 6.28  | 9.82  | 16.08  | 25.13  |
| 3  | 0.59 | 0.85 | 1.51  | 2.36  | 3.39  | 4.62  | 6.03  | 9.42  | 14.73 | 24.13  | 37.70  |
| 4  | 0.79 | 1.13 | 2.01  | 3.14  | 4.52  | 6.16  | 8.04  | 12.57 | 19.64 | 32.17  | 50.27  |
| 5  | 0.98 | 1.41 | 2.51  | 3.93  | 5.65  | 7.70  | 10.05 | 15.71 | 24.54 | 40.21  | 62.83  |
| 6  | 1.18 | 1.70 | 3.02  | 4.71  | 6.79  | 9.24  | 12.06 | 18.85 | 29.45 | 48.25  | 75.40  |
| 7  | 1.37 | 1.98 | 3.52  | 5.50  | 7.92  | 10.78 | 14.07 | 21.99 | 34.36 | 56.30  | 87.96  |
| 8  | 1.57 | 2.26 | 4.02  | 6.28  | 9.05  | 12.32 | 16.08 | 25.13 | 39.27 | 64.34  | 100.53 |
| 9  | 1.77 | 2.54 | 4.52  | 7.07  | 10.18 | 13.85 | 18.10 | 28.27 | 44.18 | 72.38  | 113.10 |
| 10 | 1.96 | 2.83 | 5.03  | 7.85  | 11.31 | 15.39 | 20.11 | 31.42 | 49.09 | 80.09  | 125.66 |
| 11 | 2.16 | 3.11 | 5.53  | 8.64  | 12.44 | 16.93 | 22.12 | 34.56 | 54.00 | 88.47  | 138.23 |
| 12 | 2.36 | 3.39 | 6.03  | 9.42  | 13.57 | 18.47 | 24.13 | 37.70 | 58.91 | 96.51  | 150.80 |
| 13 | 2.55 | 3.68 | 6.53  | 10.21 | 14.7  | 20.01 | 26.14 | 40.84 | 63.81 | 104.55 | 163.36 |
| 14 | 2.75 | 3.96 | 7.04  | 11.00 | 15.83 | 21.55 | 28.15 | 43.98 | 68.72 | 112.59 | 175.93 |
| 15 | 2.95 | 4.24 | 7.54  | 11.78 | 16.96 | 23.09 | 30.16 | 47.12 | 73.63 | 120.64 | 188.50 |
| 16 | 3.14 | 4.52 | 8.04  | 12.57 | 18.10 | 24.63 | 32.17 | 50.27 | 78.54 | 128.68 | 201.06 |
| 17 | 3.34 | 4.81 | 8.55  | 13.35 | 19.23 | 26.17 | 34.18 | 53.41 | 83.45 | 136.72 | 213.63 |
| 18 | 3.53 | 5.09 | 9.05  | 14.14 | 20.36 | 27.71 | 36.19 | 56.55 | 88.36 | 144.76 | 226.20 |
| 19 | 3.73 | 5.37 | 9.55  | 14.92 | 21.49 | 29.25 | 38.20 | 59.69 | 93.27 | 152.81 | 238.76 |
| 20 | 3.93 | 5.65 | 10.05 | 15.71 | 22.62 | 30.79 | 40.21 | 62.83 | 98.17 | 160.85 | 251.33 |

## 2-Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

| $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ | ELU $\nu = 0$ |         | ELS $\nu = 0.2$ |         |
|----------------------------|---------------|---------|-----------------|---------|
|                            | $\mu_x$       | $\mu_y$ | $\mu_x$         | $\mu_y$ |
| 0.40                       | 0.1101        | 0.2500  | 0.0121          | 0.2854  |
| 0.41                       | 0.1088        | 0.2500  | 0.1110          | 0.2924  |
| 0.42                       | 0.1075        | 0.2500  | 0.1098          | 0.3000  |
| 0.43                       | 0.1062        | 0.2500  | 0.1087          | 0.3077  |
| 0.44                       | 0.1049        | 0.2500  | 0.1075          | 0.3155  |
| 0.45                       | 0.1036        | 0.2500  | 0.1063          | 0.3234  |
| 0.46                       | 0.1022        | 0.2500  | 0.1051          | 0.3319  |
| 0.47                       | 0.1008        | 0.2500  | 0.1038          | 0.3402  |
| 0.48                       | 0.0994        | 0.2500  | 0.1026          | 0.3491  |
| 0.49                       | 0.0980        | 0.2500  | 0.1013          | 0.3580  |
| 0.50                       | 0.0966        | 0.2500  | 0.1000          | 0.3671  |
| 0.51                       | 0.0951        | 0.2500  | 0.0987          | 0.3758  |
| 0.52                       | 0.0937        | 0.2500  | 0.0974          | 0.3853  |
| 0.53                       | 0.0922        | 0.2500  | 0.0961          | 0.3949  |
| 0.54                       | 0.0908        | 0.2500  | 0.0948          | 0.4050  |
| 0.55                       | 0.0894        | 0.2500  | 0.0936          | 0.4150  |
| 0.56                       | 0.0880        | 0.2500  | 0.0923          | 0.4254  |
| 0.57                       | 0.0865        | 0.2582  | 0.0910          | 0.4357  |
| 0.58                       | 0.0851        | 0.2703  | 0.0897          | 0.4456  |
| 0.59                       | 0.0836        | 0.2822  | 0.0884          | 0.4565  |
| 0.60                       | 0.0822        | 0.2948  | 0.0870          | 0.4672  |
| 0.61                       | 0.0808        | 0.3075  | 0.0857          | 0.4781  |
| 0.62                       | 0.0794        | 0.3205  | 0.0844          | 0.4892  |
| 0.63                       | 0.0779        | 0.3338  | 0.0831          | 0.5004  |
| 0.64                       | 0.0765        | 0.3472  | 0.0819          | 0.5117  |
| 0.65                       | 0.0751        | 0.3613  | 0.0805          | 0.5235  |
| 0.66                       | 0.0737        | 0.3753  | 0.0792          | 0.5351  |
| 0.67                       | 0.0723        | 0.3895  | 0.0780          | 0.5469  |
| 0.68                       | 0.0710        | 0.4034  | 0.0767          | 0.5584  |
| 0.69                       | 0.0697        | 0.4181  | 0.0755          | 0.5704  |
| 0.70                       | 0.0684        | 0.4320  | 0.0743          | 0.5817  |
| 0.71                       | 0.0671        | 0.4471  | 0.0731          | 0.5940  |
| 0.72                       | 0.0658        | 0.4624  | 0.0719          | 0.6063  |
| 0.73                       | 0.0646        | 0.4780  | 0.0708          | 0.6188  |
| 0.74                       | 0.0633        | 0.4938  | 0.0696          | 0.6315  |
| 0.75                       | 0.0621        | 0.5105  | 0.0684          | 0.6447  |
| 0.76                       | 0.0608        | 0.5274  | 0.0672          | 0.6580  |
| 0.77                       | 0.0596        | 0.5440  | 0.0661          | 0.6710  |
| 0.78                       | 0.0584        | 0.5608  | 0.0650          | 0.6841  |
| 0.79                       | 0.0573        | 0.5786  | 0.0639          | 0.6978  |
| 0.80                       | 0.0561        | 0.5959  | 0.0628          | 0.7111  |
| 0.81                       | 0.0550        | 0.6135  | 0.0617          | 0.7246  |
| 0.82                       | 0.0539        | 0.6313  | 0.0607          | 0.7381  |
| 0.83                       | 0.0528        | 0.6494  | 0.0596          | 0.7518  |
| 0.84                       | 0.0517        | 0.6678  | 0.0586          | 0.7655  |
| 0.85                       | 0.0506        | 0.6864  | 0.0576          | 0.7794  |
| 0.86                       | 0.0496        | 0.7052  | 0.0566          | 0.7932  |
| 0.87                       | 0.0486        | 0.7244  | 0.0556          | 0.8074  |
| 0.88                       | 0.0476        | 0.7438  | 0.0546          | 0.8216  |
| 0.89                       | 0.0466        | 0.7635  | 0.0537          | 0.8358  |
| 0.90                       | 0.0456        | 0.7834  | 0.0528          | 0.8502  |
| 0.91                       | 0.0447        | 0.8036  | 0.0518          | 0.8646  |
| 0.92                       | 0.0437        | 0.8251  | 0.0509          | 0.8799  |
| 0.93                       | 0.0428        | 0.8450  | 0.0500          | 0.8939  |
| 0.94                       | 0.0419        | 0.8661  | 0.0491          | 0.9087  |
| 0.95                       | 0.0410        | 0.8875  | 0.0483          | 0.9236  |
| 0.96                       | 0.0401        | 0.9092  | 0.0474          | 0.9385  |
| 0.97                       | 0.0392        | 0.9322  | 0.0465          | 0.9543  |
| 0.98                       | 0.0384        | 0.9545  | 0.0457          | 0.9694  |
| 0.99                       | 0.0376        | 0.9771  | 0.0449          | 0.9847  |
| 1.00                       | 0.0368        | 1.0000  | 0.0441          | 0.1000  |

# Rapport de sol

## V- Conclusion :

Madame ;

De l'examen des résultats des essais de sol effectués sur votre terrain, il ressort que :

\* Le sol de fondation de l'ouvrage est composé d'une formation géologique appartenant au terrain sédimentaire composé essentiellement d'Argile sableuse, sable argileux et sable fin, ce type de sol possède une capacité portante moyenne.

\* La région de Tichy W-Bejaïa est classée zone IIa, de moyenne sismicité, pour le calcul dynamique de l'ouvrage, d'après le règlement parasismique Algérien en vigueur « RPA99 version 2003 ».

Par ailleurs et toujours selon la classification du RPA, et en se basant sur les résultats des essais du pénétromètre, le terrain étudié est classé comme étant un sol meuble de catégorie S3.

\* Les résultats de l'analyse chimique révèlent un sol moyennement agressif vis-à-vis le béton de l'infrastructure selon la norme NF.P 18-011 du 06/92.

A cet effet l'utilisation d'un Ciment Résistant aux Sulfates (C.R.S) pour le béton de l'infrastructure est nécessaire.

\* Au vue des résultats obtenus des essais au pénétromètre dynamique nous vous suggérons le type de fondation suivant :

**Des fondations superficielles types : semelles isolées ou filantes rigidifiées par des longrines dans les deux directions.**

\* Un taux de travail admissible du sol de fondation de l'ordre de 1,80bars.

\* L'ancrage des semelles est à 1,70m de profondeur à partir du niveau du terrain naturel.

\* Les essais mécaniques montrent que le sol de fondation possède des caractéristiques géotechniques suivantes : Il s'agit d'un sol, moyennement compressible et non gonflant.

\* Le tassement calculé est de l'ordre de 2,96 cm.

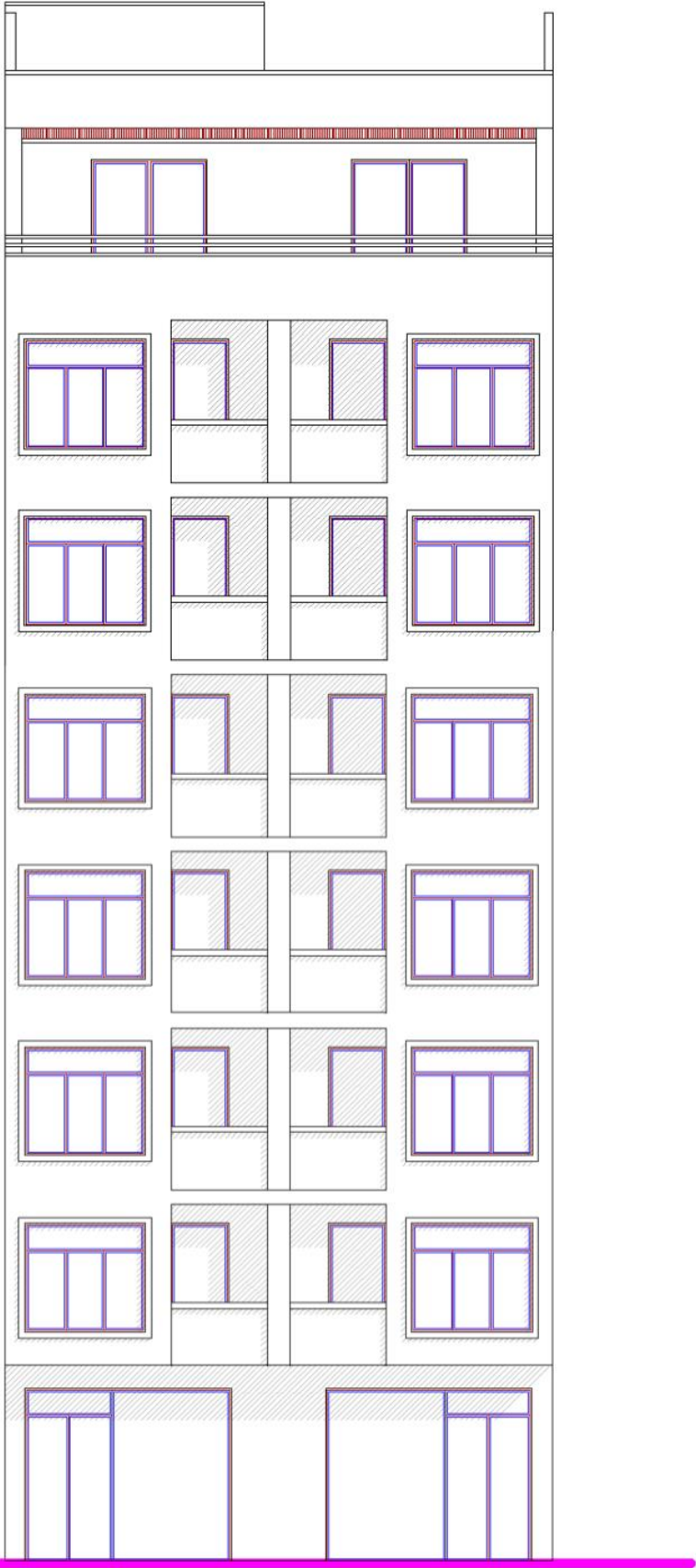
Le gérant :



# Plans

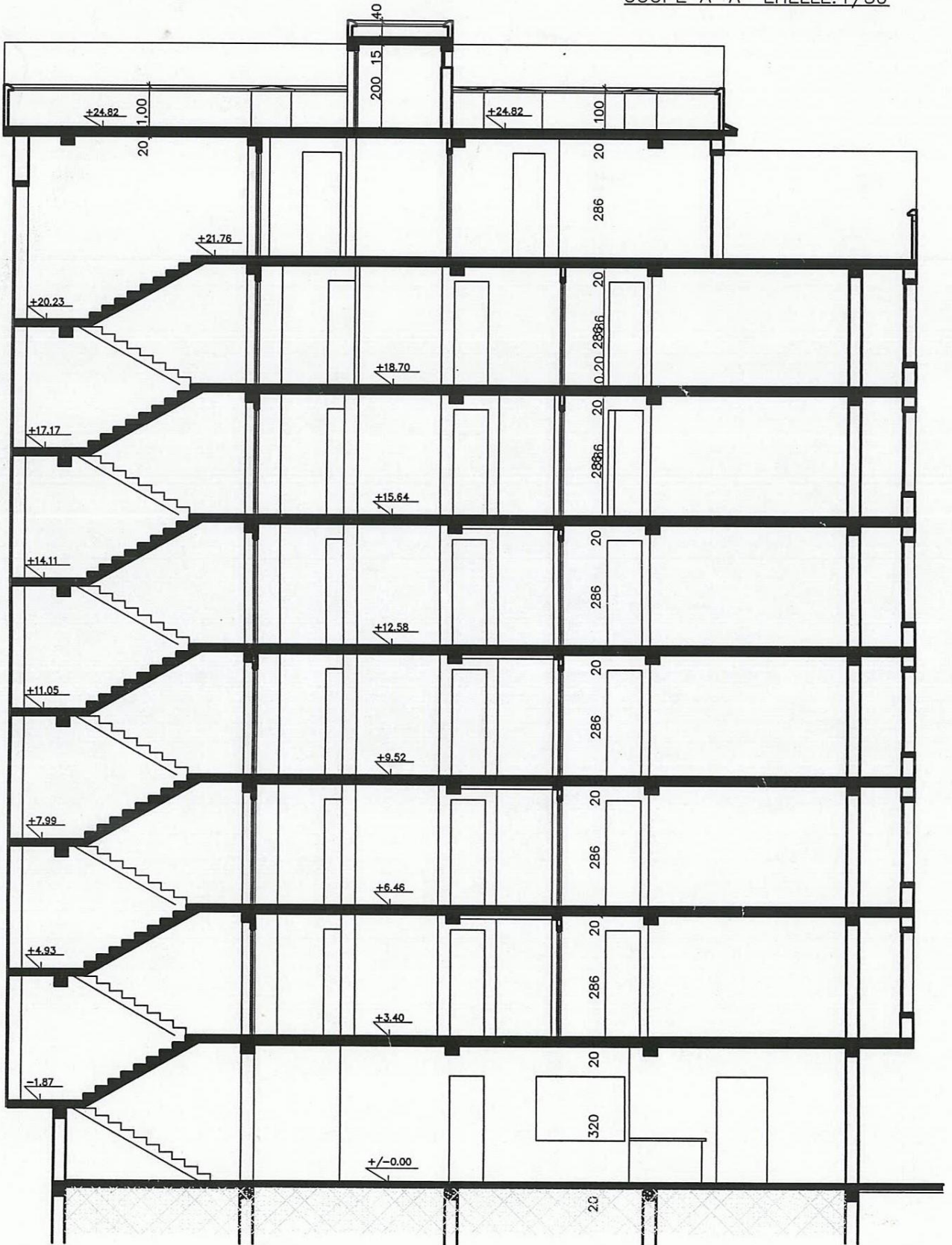
FACADE PRINCIPALE

EHELLE: 1/50



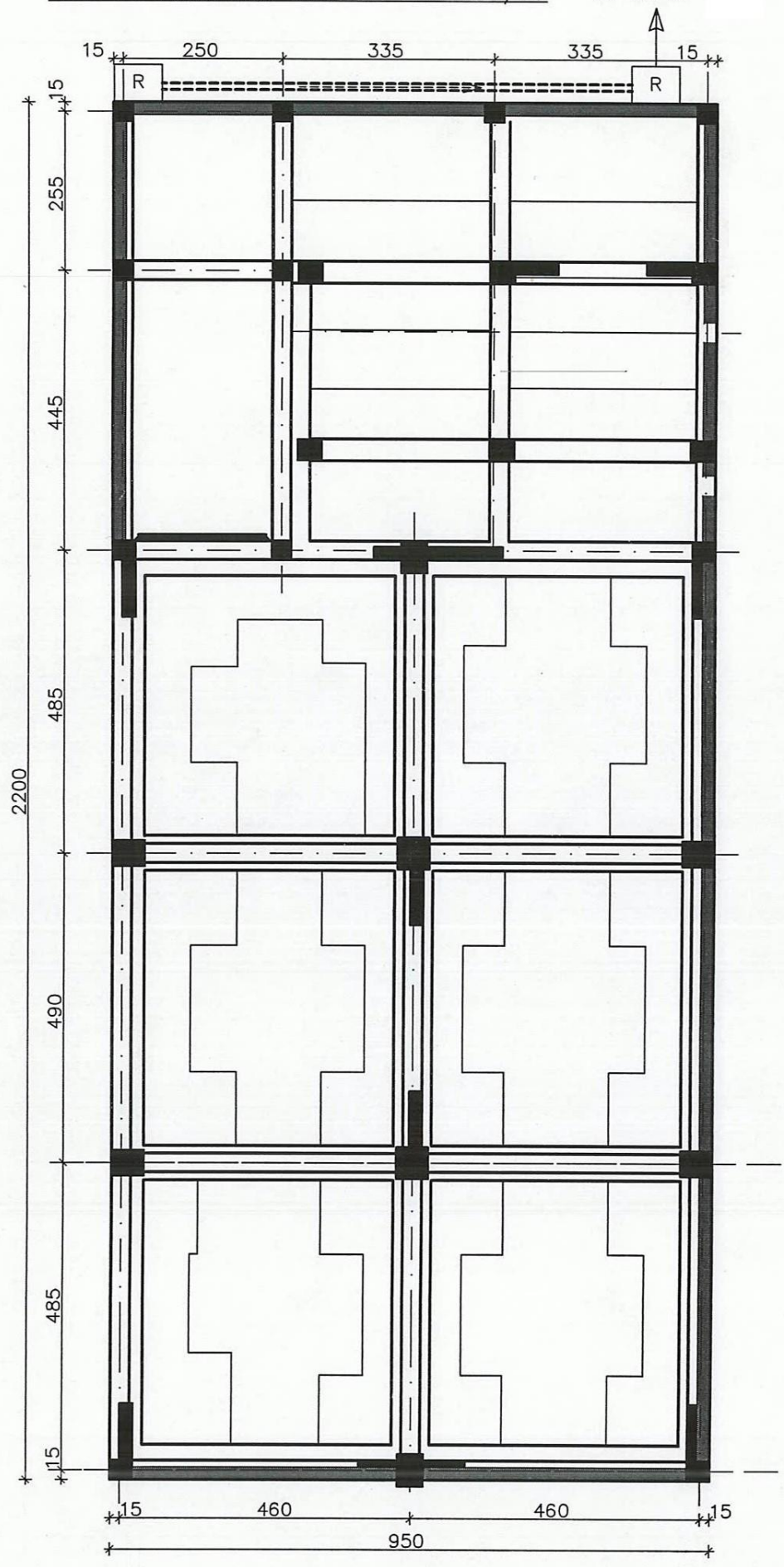


COUPE A-A EHELLE:1/50

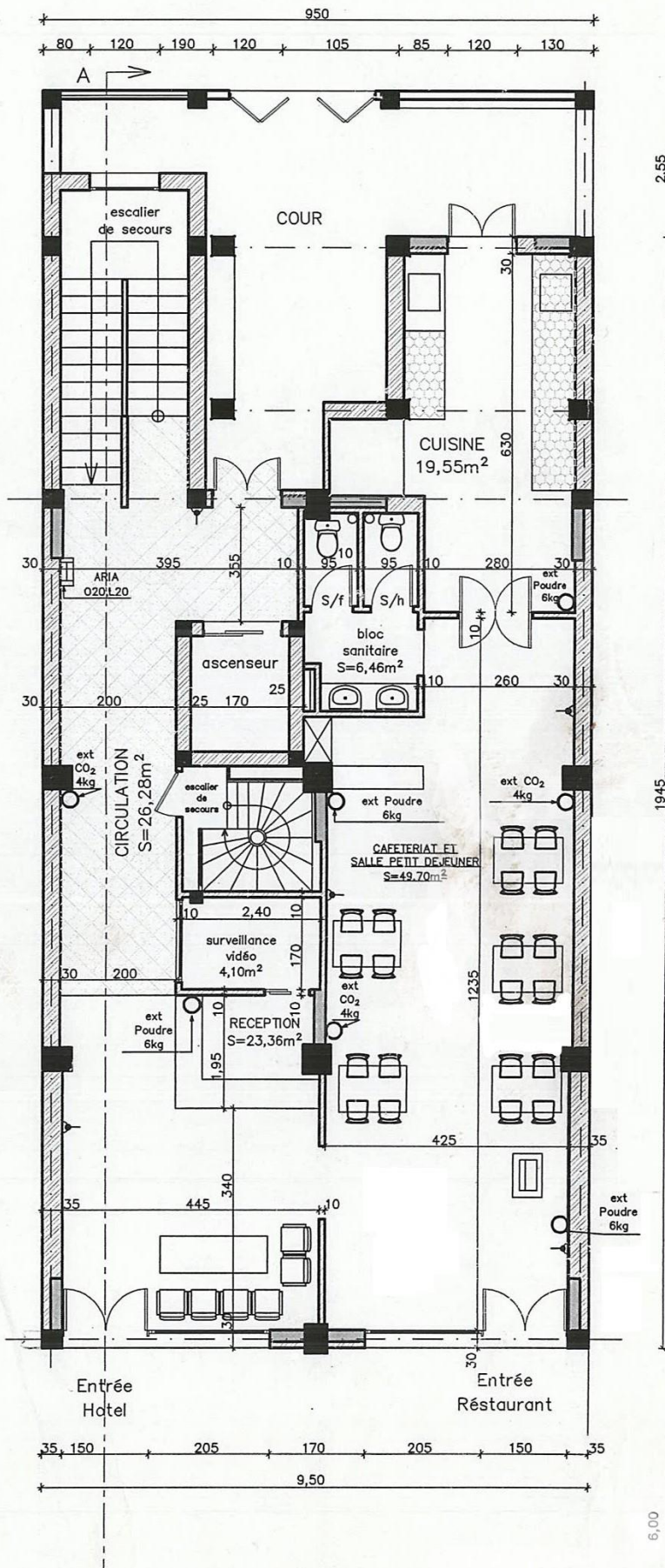


PLAN DE FONDATION EXISTANT ECHELLE 1/50

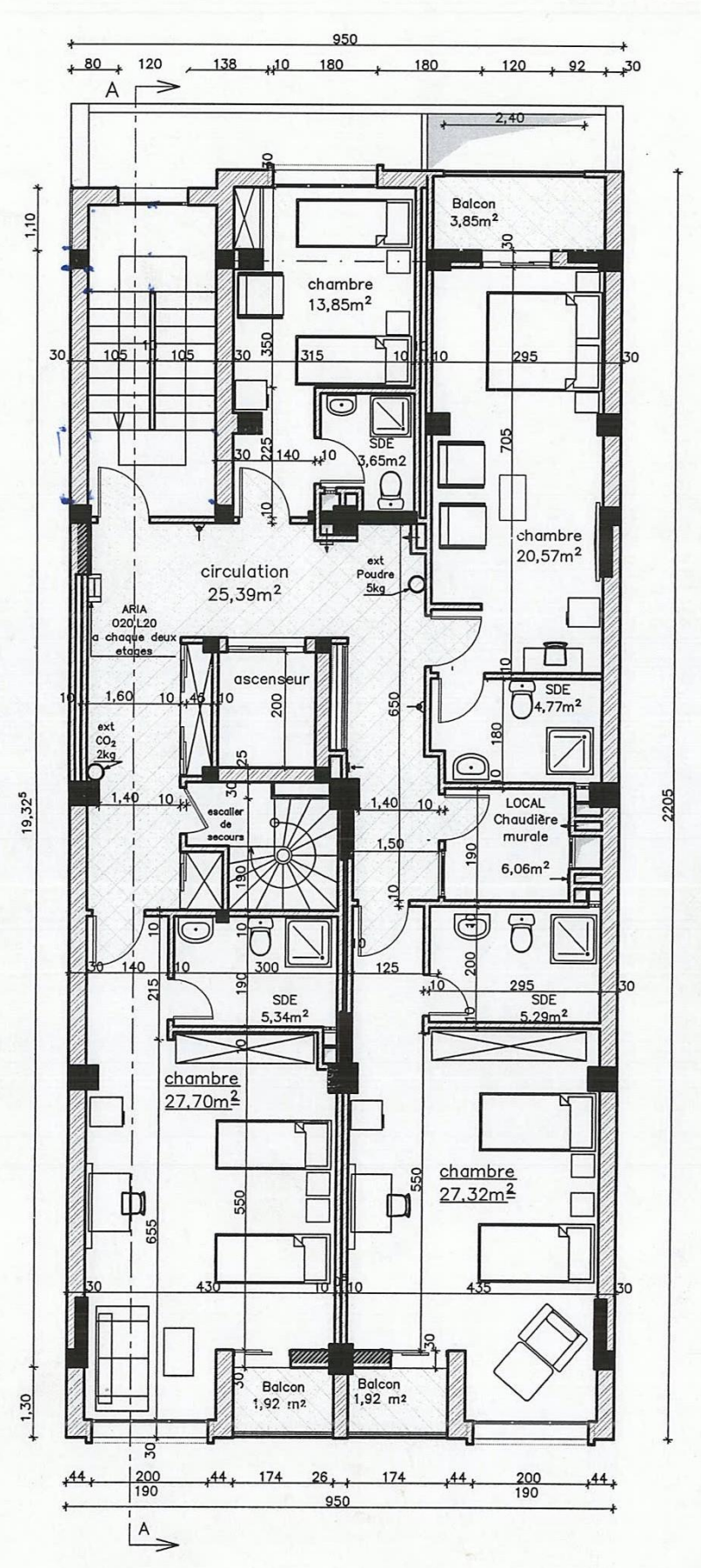
VERS RESEAU



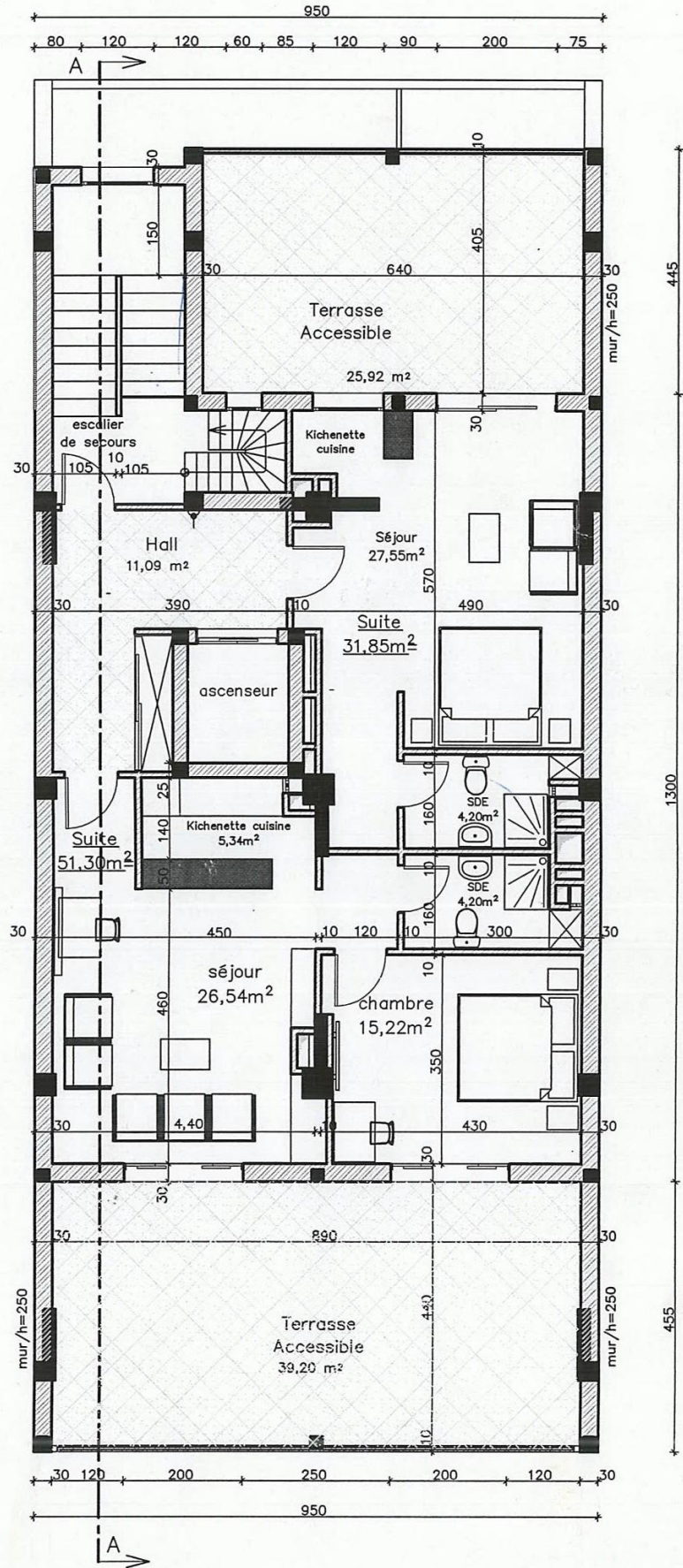
PLAN D'AMENAGEMENT RDC EXISTANT ECHELLE: 1/50



PLAN ETAGE COURANT 1<sup>er</sup> AU 6<sup>ème</sup> ETAGE EXISTANT ECHELLE:1/50



PLAN 7ème ETAGE EXISTANT ECHELLE: 1/50



PLAN TERRASSE ECHELLE: 1/50

