

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

Mémoire de fin d'études
pour obtention du diplôme Master 2 en Génie civil
option : matériaux et structures

Thème

Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation, bureau et commercial contreventé par un système mixte (voiles-portiques)

Présenté par :

M^{lle} AID Saida
M^{lle} NABET Drifa

encadré par:

M^{me} N. MANSOURI

Examineurs :

M^r OUDNI
M^{me} BOUSSA

Promotion 2015-2016

REMERCIEMENTS

Nous remercions, en premier lieu, notre Dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.

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

A notre promotrice M^{ME} N.MANSOURI, pour son sérieux, sa compétence et ses orientations.

Nous remercions beaucoup M^{ME} L.Atroune qui nous a aidé a réaliser ce travail ainsi pour son bon accueil au sein du bureau d'étude de la wilaya .

Nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Saida et Drifa

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir.

A mon très cher frère Mouhamed.

A mes chères sœurs Meriame et Sara

A la mémoire de mes très chers grands-parents .

A mes très chères tantes et oncles

A mes très chers cousins Ryma, Fatia, Ahlam,
Halim et Ilham

A ma binôme et amie Drifa, et aussi à tous mes
amis Karima, Sabrina, Nassima, Widad,
Wissam, Ahlam, Ryma et Hicham.

SAIDA

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir.

A mes très chers frères Aymane et Yanis.

A mes chères sœurs Hanane et Manel

A la mémoire de mon très cher grand-père .

A mes très chers grands parents.

A mes très chères tantes et oncles

A mes très chers cousins Aïmy, Amel, Chafia,
Loubna, Haythem et Malak

A ma binôme et amie Saïda, et aussi à tous mes
amis Karima, Kafia, Nassima, Lydia, Wissam,
Ahlan, Ryma, Atika, Redouane et Syphax.

DRIFA

[Sommaire]

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

| | |
|---|---|
| I.1. Présentation de l'ouvrage..... | 1 |
| I.2. Caractéristique de l'ouvrage..... | 1 |
| I.3. Description structurale..... | 2 |
| I.4. Règlements et normes utilisées..... | 3 |
| I.5. Les états limites..... | 3 |
| I.6. Les actions et les sollicitations..... | 4 |
| I.7. Définitions et caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés..... | 5 |

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

| | |
|---|----|
| II.1. Pré dimensionnement des éléments non structuraux..... | 7 |
| II.1.1. Planchers..... | 7 |
| II.1.2. Les escaliers..... | 12 |
| II.1.3. Les poutres (chainage, palière et brisé)..... | 16 |
| II.1.4. L'acrotère..... | 17 |
| II.1.5. L'ascenseur..... | 18 |
| II.1.6. Evaluation des charges et surcharges revenant aux différents planchers et murs..... | 18 |
| II.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux..... | 22 |
| II.2.1. Les poutres..... | 22 |
| II.2.2. Les voiles..... | 23 |
| II.2.3. Les poteaux..... | 24 |
| II.2.4. La descente de charge..... | 25 |
| II.2.5. Les vérifications..... | 34 |

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

| | |
|--|----|
| III.1. Etude des planchers..... | 39 |
| III.1.1. Plancher à corps creux..... | 39 |
| III.1.2. Plancher à dalle pleine..... | 43 |
| III.2. Etude des escaliers..... | 74 |
| III.2.1. Escalier à deux volées..... | 74 |
| III.2.2. Escalier à trois volées..... | 79 |
| III.2.3. Etude de la poutre palière..... | 81 |
| III.2.4. Etude de la poutre brisé..... | 85 |
| III.2.5. Etude de la poutre de chainage..... | 90 |
| III.3. Etude de l'acrotère..... | 92 |
| III.3.1. Hypothèse de calcul..... | 92 |
| III.3.2. Calcul des sollicitations..... | 92 |
| III.3.3. Ferrailage de l'acrotère..... | 94 |
| III.4. Etude de l'ascenseur..... | 97 |
| III.4.1. Etude de la dalle pleine de la locale machinerie..... | 97 |
| III.4.2. Ferrailage..... | 99 |
| III.4.3. Vérifications..... | 99 |

Chapitre IV : Etude dynamique

| | |
|--|-----|
| IV.1. Objectif de l'étude dynamique..... | 101 |
| IV.2. Méthode de calcul..... | 101 |

| | |
|---|-----|
| IV.3.Modélisation de la structure..... | 105 |
| IV.4.Analyse du comportement de la structure..... | 107 |
| IV.5.Justification de l'interaction voile portique..... | 108 |
| IV.6.Vérification de la résultante force sismique..... | 110 |
| IV.7.Justification vis à vis le déplacement..... | 111 |
| IV.8.Justification vis-à-vis l'effet P- Δ | 112 |

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

| | |
|----------------------------|-----|
| V.1.Etude des poteaux..... | 114 |
| V.1.Etude des poutres..... | 122 |
| V.1.Etude des voiles..... | 132 |

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

| | |
|--|-----|
| VI.1.Choix du type de fondations..... | 137 |
| VI.2.Vérification des fondations superficielles..... | 138 |
| VI.3.Calcul des nervures..... | 145 |
| VI.4.Ferraillage des débords..... | 150 |

Conclusion générale

Annexes

Bibliographie

Plan

Chapitre I

| | |
|--|---|
| Tableau I.1. <i>Caractéristique du béton</i> | 6 |
| Tableau I. 2. <i>Les types d'acier utilisé et leurs nuance</i> | 6 |

Chapitre II

| | |
|--|----|
| Tableau II. 1. <i>Les conditions de résistance à la flèche</i> | 11 |
| Tableau II. 2. <i>Récapitulatif des résultats du dimensionnement de l'escalier à deux volées</i> ... | 14 |
| Tableau II. 3. <i>Illustration des résultats de dimensionnement de la 1ère et la 3ème volée</i> | 16 |
| Tableau II. 4. <i>Illustration des résultats de dimensionnement de la 2ème volée</i> | 16 |
| Tableau II. 5. <i>Poids propre du plancher terrasse inaccessible corps creux</i> | 19 |
| Tableau II. 6. <i>Poids propre du plancher terrasse inaccessible dalle pleine</i> | 19 |
| Tableau II. 7. <i>Poids propre du plancher étage courant</i> | 19 |
| Tableau II. 8. <i>Poids propre des planchers dalles pleines</i> | 20 |
| Tableau II. 9. <i>Poids propre des balcons</i> | 20 |
| Tableau II. 10. <i>Poids propre des murs extérieurs</i> | 21 |
| Tableau II. 11. <i>Poids propre des murs intérieurs</i> | 21 |
| Tableau II. 12. <i>Poids propre de la volée 1</i> | 21 |
| Tableau II. 13. <i>Poids propre de la volée 2</i> | 22 |
| Tableau II. 14. <i>Poids propre du palier</i> | 22 |
| Tableau II. 15. <i>Les sections des poteaux des différents étages</i> | 25 |
| Tableau II. 16. <i>Charge d'exploitation (G) revenant à chaque niveau</i> | 30 |
| Tableau II. 17. <i>Descente de charge <<G>></i> | 32 |
| Tableau II. 18. <i>Vérification des poteaux à la compression simple</i> | 36 |

Chapitre III

| | |
|--|----|
| Tableau III. 1. <i>Les différents Types de poutrelles</i> | 40 |
| Tableau III. 2. <i>Combinaisons d'action</i> | 44 |
| Tableau III. 3. <i>Les moments isostatiques max en travées</i> | 45 |
| Tableau III. 4. <i>Sollicitations de la Poutrelle type N°3 des étages courants</i> | 47 |
| Tableau III. 5. <i>Sollicitations des différents types de Poutrelles des différents étages</i> | 47 |
| Tableau III. 6. <i>Ferraillage des différentes poutrelles</i> | 53 |
| Tableau III. 7. <i>Vérification au cisaillement des différents types de poutrelles</i> | 55 |
| Tableau III. 8. <i>Vérification de l'état limite de compression de béton</i> | 55 |
| Tableau III. 9. <i>Vérification de l'état limite de déformation de béton</i> | 56 |
| Tableau III. 10. <i>Schéma de ferraillage de poutrelle</i> | 56 |
| Tableau III. 11. <i>Ferraillage du panneau de dalle sur trois appuis (D1 et D2) de l'étage service</i> | 59 |
| Tableau III. 12. <i>Contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis (D1 et D2) de l'étage service</i> | 60 |
| Tableau III. 13. <i>Ferraillage du panneau de dalle sur trois appuis</i> | 63 |
| Tableau III. 14. <i>Contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis (D8) de l'étage d'habitation</i> | 64 |
| Tableau III. 15. <i>Ferraillage du panneau de dalle sur deux appuis</i> | 65 |

| | |
|---|-----|
| Tableau III. 16. <i>Contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis</i> | 66 |
| Tableau III. 17. <i>Ferraillage du panneau D3</i> | 67 |
| Tableau III. 18. <i>Contraintes dans le béton du panneau D3</i> | 68 |
| Tableau III. 19. <i>Vérification de la flèche du panneau D3 de l'étage d'habitation</i> | 68 |
| Tableau III. 20. <i>Ferraillage du palier de repos de l'escalier à trois volées</i> | 70 |
| Tableau III. 21. <i>Contraintes dans le béton du palier de repos de l'escalier à trois volées</i> | 71 |
| Tableau III. 22. <i>Ferraillage du palier de repos de l'escalier à deux volées</i> | 72 |
| Tableau III. 23. <i>Contraintes dans le béton du palier de repos de l'escalier à deux volées</i> | 73 |
| Tableau III. 24 . <i>Le chargement sur la volée(1), (2) et le palier</i> | 74 |
| Tableau III. 25. <i>des charges à l'ELU et à l'ELS de la volée et du palier</i> | 74 |
| Tableau III. 26. <i>Sollicitations dans l'escalier à deux volées</i> | 75 |
| Tableau III. 27. <i>Ferraillage de l'escalier à deux volées</i> | 76 |
| Tableau III. 28. <i>Vérification des contraintes en travée</i> | 76 |
| Tableau III. 29. <i>Vérification des contraintes en appuis</i> | 76 |
| Tableau III. 30. <i>Calcul des moments correspondants</i> | 77 |
| Tableau III. 31. <i>Calcul des contraintes correspondantes</i> | 77 |
| Tableau III. 32. <i>Coefficient μ</i> | 78 |
| Tableau III. 33. <i>Calcul des moments d'inerties fictives</i> | 78 |
| Tableau III. 34. <i>Vérification de la flèche</i> | 78 |
| Tableau III. 35. <i>Le chargement sur la volée(3) et le palier</i> | 79 |
| Tableau III. 36. <i>Evaluation des charges à l'ELU et à l'ELS de la volée et du palier</i> | 80 |
| Tableau III. 37 . <i>Sollicitation dans l'escalier à trois volées</i> | 80 |
| Tableau III. 38. <i>Ferraillage de l'escalier à trois volées</i> | 80 |
| Tableau III. 39. <i>Vérification des contraintes</i> | 80 |
| Tableau III. 40. <i>Revérification des contraintes</i> | 81 |
| Tableau III. 41. <i>Les sollicitations de la poutre palière</i> | 82 |
| Tableau III. 42. <i>Le ferraillage de la poutre palière</i> | 82 |
| Tableau III. 43. <i>Contraintes de compressions dans le béton</i> | 83 |
| Tableau III. 44. <i>Les sollicitations de la poutre brisée</i> | 86 |
| Tableau III. 45. <i>Le ferraillage de la poutre brisée</i> | 86 |
| Tableau III. 46. <i>Contraintes de compressions dans le béton</i> | 87 |
| Tableau III. 47. <i>Le ferraillage de la poutre de chaînage</i> | 90 |
| Tableau III. 48. <i>Vérification de la contrainte dans le béton</i> | 91 |
| Tableau III. 49. <i>Différentes combinaisons à utiliser</i> | 93 |
| Tableau III. 50. <i>Calcul de la section de ferraillage de la dalle d'ascenseur</i> | 99 |
| Tableau III. 51. <i>Vérification des contraintes dans le béton</i> | 100 |
| Chapitre IV | |
| Tableau IV. 1. <i>Valeurs des pénalités P_q</i> | 101 |
| Tableau IV. 2. <i>Période de vibration et taux de participation des masses modales</i> | 108 |
| Tableau IV. 3. <i>interactions sous charges verticales</i> | 109 |
| Tableau IV. 4. <i>interactions sous charges horizontales dans le sens (x-x)</i> | 110 |

| | |
|--|-----|
| Tableau IV. 5. <i>interactions sous charges horizontales dans le sens (x-x)</i> | 110 |
| Tableau IV. 6. <i>vérification de l'effort tranchant à la base</i> | 110 |
| Tableau IV. 7. <i>vérification de l'effort normal réduit</i> | 111 |
| Tableau IV. 8. <i>vérification des déplacements relatifs (x-x)</i> | 111 |
| Tableau IV. 9. <i>vérification des déplacements relatifs (y-y)</i> | 112 |
| Tableau IV. 10. <i>Vérification des effets $P-\Delta(x-x)$</i> | 113 |
| Tableau IV. 11. <i>Vérification des effets $P-\Delta(y-y)$</i> | 113 |

Chapitre V

| | |
|--|-----|
| Tableau V. 1. <i>Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux</i> | 116 |
| Tableau V. 2. <i>Les sollicitations dans les poteaux</i> | 116 |
| Tableau V. 3. <i>Les Armatures longitudinale dans les poteaux</i> | 116 |
| Tableau V. 4. <i>Armatures transversales dans les poteaux</i> | 117 |
| Tableau V. 5. <i>Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum</i> | 118 |
| Tableau V. 6. <i>Vérification des contraintes dans le béton</i> | 119 |
| Tableau V. 7. <i>Vérification des sollicitations tangentes</i> | 120 |
| Tableau V. 8. <i>Schéma de ferrailage des poteaux</i> | 121 |
| Tableau V. 9. <i>Sollicitations dans les poutres</i> | 124 |
| Tableau V. 10. <i>Ferrailage des poutres</i> | 125 |
| Tableau V. 11. <i>Vérification des contraintes tangentielles</i> | 127 |
| Tableau V. 12. <i>Vérification de l'état limite de compression du béton</i> | 128 |
| Tableau V. 13. <i>Vérification de la flèche</i> | 129 |
| Tableau V. 14. <i>Schéma de ferrailage des poutres</i> | 129 |
| Tableau V. 15. <i>Moments résistant dans les poteaux</i> | 131 |
| Tableau V. 16. <i>Moments résistant dans les poutres</i> | 132 |
| Tableau V. 17. <i>Vérification des zones nodales</i> | 132 |
| Tableau V. 18. <i>Résultats du ferrailage du voile V1</i> | 135 |
| Tableau V. 19. <i>Résultats du ferrailage du voile V2</i> | 136 |

Chapitre VI

| | |
|--|-----|
| Tableau VI. 1. <i>Les contraintes dans le sol</i> | 143 |
| Tableau VI. 2. <i>Tableau du ferrailage du radier</i> | 145 |
| Tableau VI. 3. <i>Vérification des contraintes dans le béton et l'acier</i> | 145 |
| Tableau VI. 4. <i>Ferrailage de la dalle du radier à l'ELS</i> | 146 |
| Tableau VI. 5. <i>Vérification des nouvelles contraintes dans le radier</i> | 146 |
| Tableau VI. 6. <i>Chargements transmis aux nervures Sens longitudinal (x-x)</i> | 148 |
| Tableau VI. 7. <i>Sollicitations dans les nervures Sens longitudinal (x-x)</i> | 148 |
| Tableau VI. 8. <i>Chargements transmis aux nervures Sens transversal (y-y)</i> | 148 |
| Tableau VI. 9. <i>Sollicitations dans les nervures sens transversal (y-y)</i> | 149 |
| Tableau VI. 10. <i>Résumé des résultats de ferrailage des nervures</i> | 149 |
| Tableau VI. 11. <i>Vérification des contraintes des nervures</i> | 150 |
| Tableau VI. 12. <i>Redimensionnement du Ferrailage des nervures</i> | 150 |

Chapitre I

| | |
|---|---|
| Figure I. 1. <i>image satellite boukhiama</i> | 1 |
| Figure I. 2. <i>Caractéristiques architecturales de la structure</i> | 2 |
| Figure I. 3. <i>Vue en 3D</i> | 2 |

Chapitre II

| | |
|---|----|
| Figure II. 1. <i>Disposition des poutrelles pour le RDC</i> | 8 |
| Figure II. 2. <i>Disposition des poutrelles pour le 1^{er} étage</i> | 8 |
| Figure II. 3. <i>Disposition des poutrelles pour les étages courants</i> | 8 |
| Figure II. 4. <i>Disposition des poutrelles pour la terrasse inaccessible</i> | 8 |
| Figure II. 6. <i>Plancher en corps creux</i> | 9 |
| Figure II. 5. <i>Dalle ascenseur</i> | 9 |
| Figure II. 7. <i>Coupe transversal d'une poutrelle</i> | 10 |
| Figure II. 8. <i>Dalle sur un seul appui</i> | 11 |
| Figure II. 9. <i>Dalle sur deux appuis</i> | 11 |
| Figure II. 10. <i>Dalle sur trois appuis (1)</i> | 11 |
| Figure II. 11. <i>Dalle sur trois appuis (2)</i> | 11 |
| Figure II. 12. <i>Coupe sur un escalier montrons les dimensions des éléments à calculé</i> | 12 |
| Figure II. 13. <i>Escalier à deux volées</i> | 13 |
| Figure II. 14. <i>Schéma statique de l'escalier droit</i> | 13 |
| Figure II. 15. <i>Escalier à trois volées</i> | 14 |
| Figure II. 16. <i>Dalle sur un seul appui ABKJ (console)</i> | 14 |
| Figure II. 17. <i>Dalle sur deux appuis</i> | 15 |
| Figure II. 18. <i>Schémas représentatif de l'Acrotère</i> | 17 |
| Figure II. 19. <i>Schéma statique de la descente de charge</i> | 30 |

Chapitre III

| | |
|--|----|
| Figure III. 1. <i>Dispositions forfaitaires des armatures</i> | 42 |
| Figure III. 2. <i>Evaluation des efforts tranchants</i> | 43 |
| Figure III. 3. <i>Schéma statique de la Poutrelle type N°3 de l'étage courant</i> | 44 |
| Figure III. 4. <i>Caractéristiques géométriques de la poutrelle</i> | 48 |
| Figure III. 5. <i>Schéma de ferrailage de la dalle de compression</i> | 56 |
| Figure III. 6. <i>Dalle sur trois appuis (D1 et D2)</i> | 57 |
| Figure III. 7. <i>Ligne de rupture de la dalle sur trois appuis</i> | 57 |
| Figure III. 8. <i>Schéma de disposition des armatures</i> | 59 |
| Figure III. 9. <i>Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis de l'étage service</i> | 62 |
| Figure III. 10. <i>Dalle sur trois appuis (D8)</i> | 62 |
| Figure III. 11. <i>Schéma de ferrailage des dalles (D8 ;D9 ;D10 et D11) de l'étage d'habitation</i> | 64 |
| Figure III. 12. <i>Dalle sur deux appuis de l'étage d'habitation</i> | 64 |
| Figure III. 13. <i>Schéma de ferrailage des dalles sur deux appuis</i> | 66 |

| | |
|--|-----|
| Figure III. 14 .Schéma statique de la dalle D3..... | 66 |
| Figure III. 15 .Dalle sur un appui D3..... | 66 |
| Figure III. 16 .Schéma de ferrailage de la dalle D3..... | 69 |
| Figure III. 17 .Palier de repos de l'escalier à trois volées..... | 69 |
| Figure III. 18 .Section de la dalle pleine à ferrailer..... | 70 |
| Figure III. 19 .Schéma de ferrailage du palier de repos de l'escalier à trois volées..... | 71 |
| Figure III. 20 .Palier de repos de l'escalier à deux volées..... | 72 |
| Figure III. 21 .Schéma de ferrailage du Palier de repos de l'escalier à deux volées..... | 73 |
| Figure III. 22 .Vue en plan d'un escalier à deux volées..... | 74 |
| Figure III. 23 .Schéma statique de l'escalier droit..... | 74 |
| Figure III. 24 .ferrailage des volées (1) et (2)..... | 79 |
| Figure III. 25 .Vue en plan d'un escalier à trois volées..... | 79 |
| Figure III. 26 .Schémas de ferrailage de la volée..... | 81 |
| Figure III. 27 .Schéma statique de la poutre palière..... | 81 |
| Figure III. 28 .Schéma de ferrailage de la poutre palière..... | 85 |
| Figure III. 29 .Schéma statique de la poutre brisée (CF)..... | 85 |
| Figure III. 30 .Schéma de ferrailage de la poutre brisé..... | 89 |
| Figure III. 31 .Schéma statique de la poutre de chainage..... | 90 |
| Figure III. 32 .Schéma de ferrailage de la poutre de chainage..... | 92 |
| Figure III. 33 .Schémas représentatif de l'Acrotère..... | 92 |
| Figure III. 34 .Schéma de ferrailage de l'acrotère..... | 97 |
| Figure III. 35 .Cage d'ascenseur..... | 97 |
| Figure III. 36 .Schéma représentant la surface d'impact..... | 98 |
| Figure III. 37 .schéma de ferrailage de la locale machinerie..... | 101 |

Chapitre IV

| | |
|--|-----|
| Figure IV. 1 .Disposition des voiles..... | 105 |
| Figure IV. 2 .Vue de face (Robot V 2011)..... | 105 |
| Figure IV. 3 .Vue en 3D (Robot V 2011)..... | 105 |
| Figure IV. 4 .Vue de droite (Robot V 2011)..... | 106 |
| Figure IV. 5 .Vue de derrière (Robot V 2011)..... | 106 |
| Figure IV. 6 .Vue de haut (Robot V 2011)..... | 106 |
| Figure IV. 7 .Mode 1 translation (y-y)..... | 107 |
| Figure IV. 8 .Mode 1 translation (x-x)..... | 107 |
| Figure IV. 9 .Mode 3 torsion..... | 108 |

Chapitre V

| | |
|--|-----|
| Figure V. 1 .Zone nodale..... | 115 |
| Figure V. 2 .Section d'un poteau..... | 119 |
| Figure V. 3 .Disposition des armatures des poteaux..... | 121 |
| Figure V. 4 .Dispositions constructives portiques..... | 124 |
| Figure V. 5 .La zone nodale..... | 131 |
| Figure V. 6 .Schéma d'un voile pleine..... | 134 |
| Figure V. 7 .Disposition des voiles..... | 135 |

| | |
|---|-----|
| Figure V. 8. <i>Ferraillage V1 pour RDC.</i> | 136 |
| Figure V. 9. <i>Ferraillage V2 pour RDC.</i> | 136 |

Chapitre VI

| | |
|--|-----|
| Figure VI. 1. <i>Vue en plan de la semelle</i> | 139 |
| Figure VI. 2. <i>Coupe P-P'</i> .. | 139 |
| Figure VI. 3. <i>Semelle filante.</i> | 140 |
| Figure VI. 4. <i>Dimensions du radier.</i> | 141 |
| Figure VI. 5. <i>Schéma du poinçonnement.</i> | 142 |
| Figure VI. 6. <i>Schéma d'une dalle sur quatre appuis</i> | 144 |
| Figure VI. 7. <i>Schéma de ferraillage du radier.</i> | 146 |
| Figure VI. 8. <i>Charges transmises aux nervures Sens longitudinal (x-x).</i> | 147 |
| Figure VI. 9. <i>Charges transmises aux nervures Sens transversal (y-y).</i> | 148 |
| Figure VI. 10. <i>Section à ferrailé.</i> | 149 |
| Figure VI. 11. <i>Schéma de ferraillage des nervures dans le sens longitudinal (x-x).</i> | 151 |
| Figure VI. 12. <i>Schéma de ferraillage des nervures dans le sens transversal (y-y).</i> | 151 |
| Figure VI. 13. <i>Répartition des contraintes sur le débord.</i> | 152 |

[Notations et
symboles]

- A (ou A_s ou A_l) : Aire d'une section d'acier (longitudinal)
- A_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
- B : Aire d'une section de béton
- E_s : Module de Young de l'acier
- E_{ij} : Module de Young instantané à l'âge de j jours
- E_{vj} : Module de Young diffère à l'âge de j jours
- F : Force ou action en général
- I_1 : Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
- M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service
- M_u : Moment fléchissant de calcul ultime
- N_{ser} : Effort normal de calcul de service
- N_u : Effort normal de calcul ultime
- P : Action permanente
- Q : Action d'exploitation
- V_u : Effort tranchant de calcul ultime
- a : Largeur d'un poteau ou d'un voile
- b : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
- b_0 : Largeur de l'âme d'une poutre
- d (et d_0) : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
- e : Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier
- f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
- f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
- g : Charge permanente unitaire
- h : Hauteur d'une poutre, d'une fondation
- h_0 : Hauteur du talon d'une poutre
- h_1 : Hauteur du hourdis d'une poutre
- j : Nombre de jours de maturité du béton
- L : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
- L_f : Longueur de flambement.
- n : Coefficient d'équivalence acier-béton.
- q : Charge permanente unitaire.
- S_t : Espacement des armatures transversales.

- y_1 : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
- y_u : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
- z (ou z_b): Bras de levier du couple de flexion.
- α_u : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
- γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (*gamma*).
- γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
- ε_{bcmax} : Déformations maximale du béton comprimé (*epsilon*).
- ε_{st} : Déformations des armatures tendues.
- ε_{sc} : Déformations des armatures comprimées.
- η : Coefficient de fissuration relatif à une armature (*eta*).
- λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (*lambda*).
- μ_{ser} : Moment ultime réduit à l'ELS (*mu*).
- μ_u : Moment ultime réduit à l'ELU.
- ν : Coefficient de poisson (*nu*).
- ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (*rho*).
- σ : Contrainte normale (*sigma*).
- σ_{bc} : Contrainte maximale du béton comprimé.
- σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.
- σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés.
- τ : Contrainte tangente (*tau*).
- τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.
- τ_s : Contrainte d'adhérence.
- τ_{se} : Contrainte d'adhérence d'entraînement.
- φ : Coefficient de fluage (*phi*).
- Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale.
- Φ_t : Diamètre d'une armature transversale.
- ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature (*psi*).

[Introduction générale]

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la fiabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (habitations, commerces et bureaux) en (R+9) implanté à Boukhama - Béjaïa qui est classé d'après le règlement parasismique algérien en zone de moyenne sismicité. Donc il y a lieu de déterminer leur comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines.

Afin de cerner notre étude, nous avons divisé le travail en plusieurs chapitres, Les premiers chapitres traitent de la conception, le pré-dimensionnement ainsi que du calcul des éléments secondaires. Ensuite, une étude dynamique suivie par un chapitre de calcul des éléments porteurs, puis une étude concernant l'infrastructure. En fin on termine le travail par une conclusion générale.

Les différentes étapes de calcul ont été minutieusement décrites dans ce document. Les calculs ont été menés conformément aux règles en vigueur en Algérie (*BAEL 99, CBA 93, RPA 99/V 2003 ... etc.*) et pour la modélisation du bâtiment on utilise un logiciel de calcul (*ROBOT 2011*).

CHAPITRE I

[Généralités]

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

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+9) implanté à **Bejaïa**, cette structure est trifonctionnelle (commerce, service et habitation), elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /V2003 » dans le groupe d'usage **2**, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage se situe au lieu dit Ighil Oukboub, dans la localité de Boukhiamà à quelques kilomètres à l'Ouest de la ville de Bejaïa, qui est représentée, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), par la zone **IIa** (zone de moyenne sismicité).

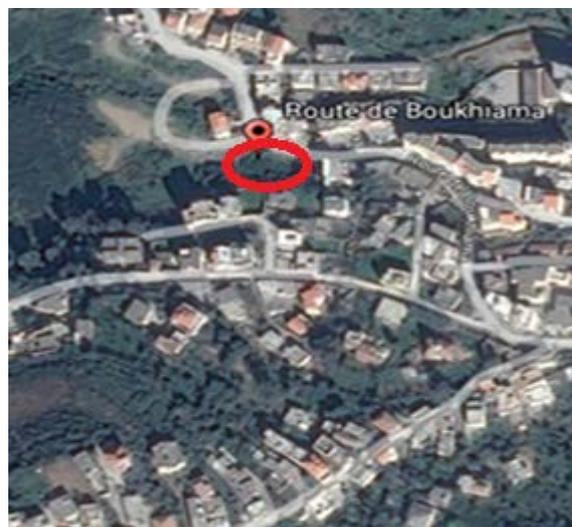


Figure I. 1. image satellite boukhiamà

I.2. Caractéristiques de l'ouvrage :

I.2.1. Caractéristiques architecturales

- Hauteur total du bâtiment est $h_t=31,11$ m
- Hauteur du RDC : $h_{RDC} = 3,57$ m
- Hauteur d'étage : $h_{étg} = 3,06$ m
- La longueur totale du bâtiment : $L = 29,90$ m
- La largeur totale du bâtiment : $l = 15,70$ m

Notre bâtiment est une ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA2003 exige que pour toute structure dépasse une hauteur de 14m en zone IIa qu'il est indispensable d'introduire des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles) tel que le cas de ce projet.

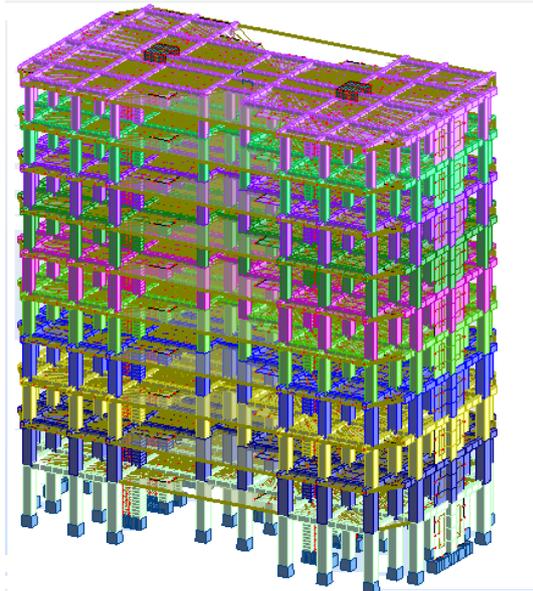


Figure I. 3. Vue en 3D

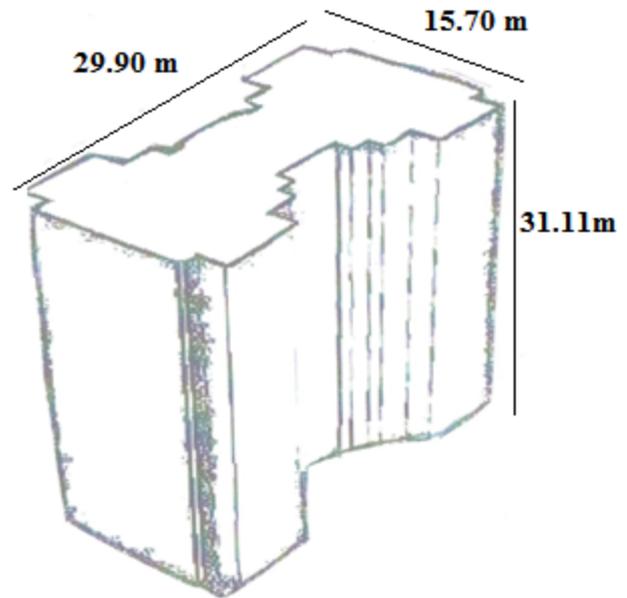


Figure I. 2. Caractéristiques architecturales de la structure

I.2.2. Données de site

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.

- La contrainte admissible du sol $\sigma = 1,7$ bars.
- L'ancrage minimal des fondations : $D=1.8$ m
- Les caractéristiques mécaniques du sol en place
 $C=0.23$ bar ; $\phi=18^\circ$; $\gamma_h= 19.7$ KN/m³

I.3. Description structurale

➤ Les planchers

Constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.

➤ Les escaliers

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

➤ L'ascenseur

L'ascenseur est un élément mécanique servant à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages sans utiliser les escaliers.

➤ Les maçonneries

- les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm Séparées par une âme d'air de 5cm.

- les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm

➤ L'acrotère

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

➤ **Balcons**

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

➤ **Les voiles**

Seront réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

➤ **L'infrastructure**

Elle assure les fonctions suivantes :

- transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- limitation des tassements différentiels

I.4. Règlements et normes utilisées

Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

- RPA 99 /version 2003.
- BAEL91/modifiées 99.
- CBA 93.
- DTR B.C.2.33.2.

I.5. Les états limites (BAEL99)

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de son dépassement.

I.5.1. États limites ultimes (ELU)

Au-delà de l'état limite ultime la résistance des matériaux et des aciers sont atteints. La sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer. On distingue :

- Etat limite de l'équilibre statique (pas de renversement).
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Etat limite de stabilité de forme (flambement).

I.5.2. Etats limites de service (ELS)

C'est l'état qui définit les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés. On distingue :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation (flèche maximale).

I.6. Les actions et les sollicitations

I.6.1 Valeurs caractéristiques des actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.

• Les actions permanentes (G) :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps On distingue :

- ✓ le poids propre de la structure.
- ✓ cloisons, revêtement, poids des murs.
- ✓ le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ✓ les déformations imposées à la structure.

• Les actions variables (Q) :

Les actions variables ont une intensité varie d'une façon importante dans le temps on distingue :

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

• Les actions accidentelles (E) :

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application (les explosions, les séismes, les chocs...)

I.6.2. Définition des sollicitations : CBA93 (Art A.3.3.1)

Les sollicitations sont des efforts internes (effort normal, effort tranchant, moment fléchissant, moment de torsion) et des déplacements apportés à une section ou à un élément, obtenus après une analyse de la construction.

I.6.3. Valeurs de calcul des actions :

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

➤ Combinaison d'actions à l'ELU : BAEL99 (Art. A.3.3.21)

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

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + 1,5Q_1 + \sum 1,3 \psi_{0i} Q_i$$

G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable.

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$)

ψ_0, ψ_1 et ψ_2 : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données par **CBA 93(Art A 3.1.3.1)**

Expressions dans lesquels

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} - 1.5 \text{ dans le cas général} \\ - 1.35 \text{ Dans les cas (La température, Les charges d'exploitations étroitement bornées ou} \\ \text{de caractère particulières, Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine)} \end{cases}$$

➤ **Situations accidentelles ELS: (Art. A.3.3.22 BAEL99)**

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

F_A : Valeur normale de l'action accidentelle

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

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

➤ **Combinaisons d'actions données par le RPA 99/V 2003 :**

Selon la RPA les combinaisons d'action sont :

- **Situations durables :** $\begin{cases} \text{ELU: } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{cases}$
- **Situations accidentelles :** $\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \text{ pour les structures auto - stables} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$

I.7. Définitions et caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

I.7.1. Le béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants.

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours (f_{c28})

Quelque données sur le béton utilisée sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau I. 1. caractéristique du béton

| | | |
|--|----------------------------------|------|
| F_{c28}(MPa) | 25,0 | |
| F_{t28}(MPa) | 2,1 | |
| E_{i 28}(MPa) | 32164,2 | |
| E_{v28}(MPa) | 10818,86 | |
| σ_{bc}ultime (MPa) | Situation durable | 14,2 |
| | Situation accidentelle | 18,5 |
| σ_{bc}service (MPa) | 15,0 | |
| τ_u (MPa) : Situation durable | Fissuration peu nuisible | 3,33 |
| | Fissuration préjudiciable | 2,5 |
| Coefficient de poisson | Etats limites ultime | 0 |
| | Etat limites de service | 0.2 |
| Dosage en ciment (kg/m³) | 350 | |

I.7.2. L'aciers :

Les aciers utilisés pour le béton armé sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression pour limiter les fissurations.

Les aciers utilisés sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau I. 2. Les types d'acier utilisé et leurs nuances

| Nature | Utilisation | Nuance | Diamètre (mm) | Fe (MPa) | E(MPa) |
|--------------------------------|-------------------------|---------------|----------------------|-----------------|---------------------|
| Rond lisse | Armature transversales | feE 235 | Ø6 et Ø8 | 215 | 2,1.10 ⁵ |
| Barre à haute adhérence | Armature longitudinales | feE400 | HA ≥ 10 | 400 | 2,1.10 ⁵ |
| Treillis soudé | Table de compression | TLE520 | 0 ≤ Ø ≤ 6 | 520 | 2,1.10 ⁵ |

CHAPITRE II

**[Pré dimensionnement
des éléments]**

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations suivantes

- RPA99/ version2003
- BAEL 91 modifié 99
- CBA 93
- D.T.R.B.C.2.2. charges permanentes et charges d'exploitations.

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

II.1. Pré dimensionnement des éléments non structuraux

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure.

II.1.1. Planchers

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur car il supporte les charges et surcharges. Il assure aussi un rôle d'isolation thermique et acoustique.

Pour ce qui est de notre structure, nous avons opté pour un plancher en corps creux car c'est une structure à surcharges modérées.

II.1.1.1. Planchers à corps creux

II.1.1.1.1. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

Pour ce qui est de notre cas ; nous avons opté pour le critère de la plus petite portée car il permet de réduire les flèches.

Sur la figure (II.1), figures (II.2), figures (II.3), figures (II.4), et la figures (II.5), nous montrons la disposition des poutrelles adoptées ainsi que l'emplacement de nos différentes dalles pleines.

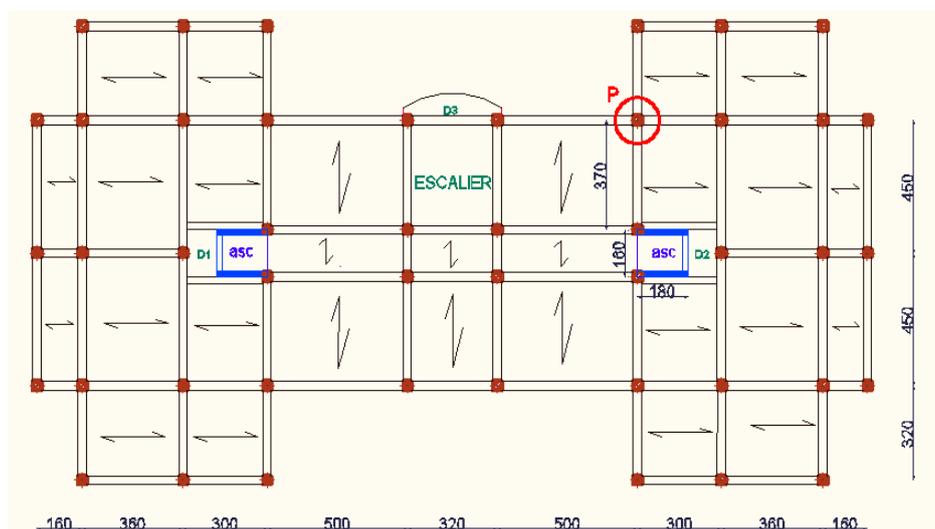


Figure II. 1. Disposition des poutrelles pour le RDC.

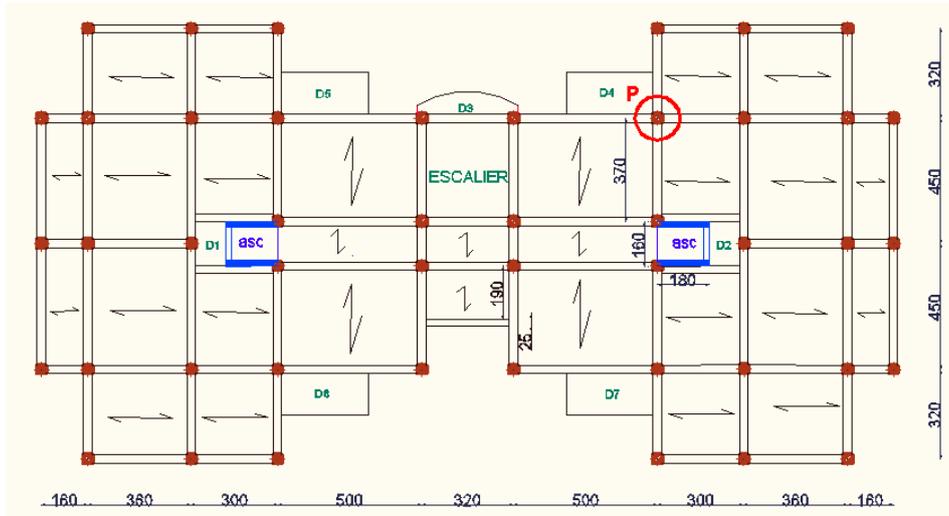


Figure II. 2. Disposition des poutrelles pour le 1^{er} étage.

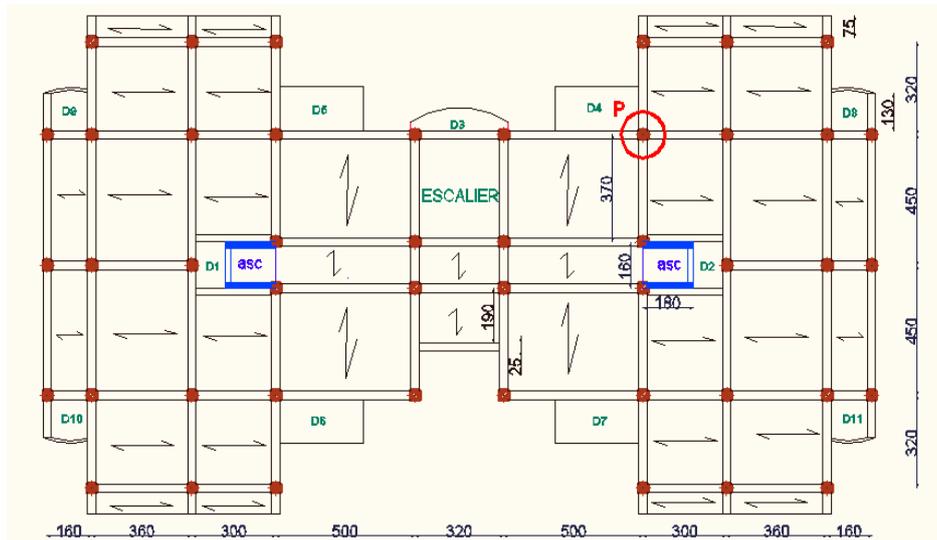


Figure II. 3. Disposition des poutrelles pour les étages courants.

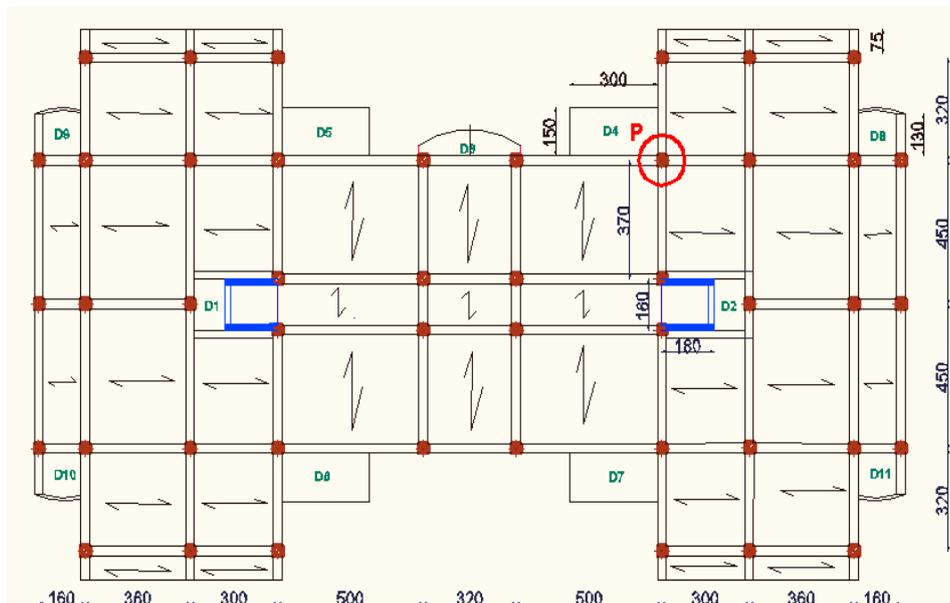


Figure II. 4. Disposition des poutrelles pour la terrasse inaccessible.

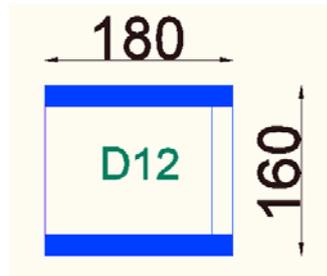


Figure II. 5. Dalle ascenseur.

II.1.1.1.2. Epaisseur du plancher

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculé pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage, ne soit pas trop élevées à cause de désordre que ceux-là occasionnerons aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

La hauteur du plancher est donnée par la norme suivante: (BAEL 99 / Art B.6, 8,423)

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

h_t = hauteur total du plancher.

L_{max} = Portée libre maximale entre nus des appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

On suppose que les poutres sont de largeur 30cm

$$L_{max} = 370 - (15 + 15) \text{ cm.}$$

$$h_t = \frac{3.70 - (0.15 + 0.15)}{22.5} = 15.11 \text{ cm.}$$

On adoptera pour un plancher de 20 cm d'épaisseur composé de :

- Corps creux de 16 cm.
- Dalle de compression de 4 cm.

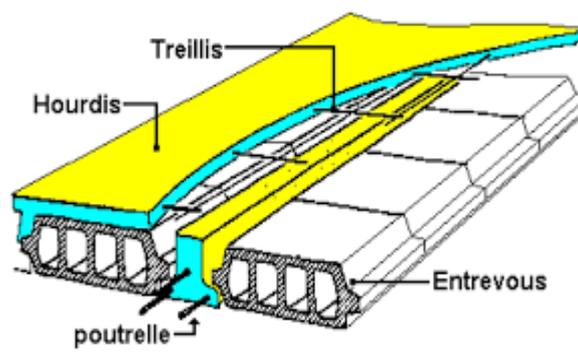


Figure II. 6. Plancher en corps creux.

II.1.1.1.3. Les poutrelles

Les poutrelles sont calculés en section en T (solidaire à la dalle de compression)

Le dimensionnement ce fait selon les règles mise on œuvre par le CBA 93 (A.4.1.3)

b = la largeur de compression effective, elle donne

la formule suivante :

$$(b-b_0)/2 \leq \min (l_x/2 ; l_y/10)$$

avec :

b_0 = la largeur de la nervure.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) h_t \quad ; \quad h_t = 20\text{cm}$$

$$b_0 = (8 \text{ à } 16\text{cm})$$

Soit $b_0 = 10\text{cm}$

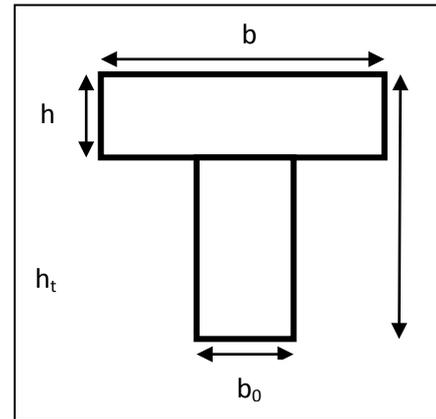


Figure II. 7. Coupe transversal d'une poutrelle.

l_x = distance entre nus des poutrelles (largeur du corps creux)

$$l_x = l_0 - b_0 = 65 - 10 = 55\text{cm}$$

l_0 = distance entre axes des poutrelles.

l_y = travée minimale dans les poutrelles (distance minimale entre deux poutres principales)

$$l_y = l_{\min} - 0.30 = 1.6 - 0.30 = 1.3\text{m} = 130\text{cm}$$

$$b \leq [2 \times \min (l_x/2 ; l_y/10)] + 10$$

$$b \leq [2 \times \min (55/2 ; 130/10)] + 10$$

$$b \leq 2 \times 13 + 10 = 36\text{cm}$$

Soit : $b = 36\text{cm}$

Résumé

- $b = 36\text{ cm}$
- $b_0 = 10\text{ cm}$
- $h_t = 20\text{ cm}$
- $h_0 = 4\text{ cm}$

II.1.1.2. Les dalles pleines

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis.

Dans le cas de notre bâtiment nous avons des dalles pleines reposant sur un ; deux et trois appuis. Le cas des balcons et les séchoirs, panneau de dalle de l'étage courant, et les escaliers.

Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion. Le dimensionnement de ce type de dalles dépend des conditions d'utilisation de résistance.

Resistance au feu

- $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe feu
- $e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe feu
- $e \geq 17.5\text{cm}$ pour quatre heures de coup feu

Isolation phonique

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

Resistance à la flexion

Les conditions que doivent vérifier les dalles planes selon le nombre d'appuis sont les suivantes :

Tableau II. 1. Les conditions de résistance à la flèche.

| | |
|---|--|
| $e \geq \frac{Lx}{20}$ | Pour une dalle sur un seul appui |
| $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$ | Pour une dalle qui repose sur deux appuis |
| $\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$ | Pour une dalle qui repose sur trois ou quatre appuis |

- **Dalle sur un appui**

$$L_x = 80 \text{ cm} \quad ; \quad L_y = 80 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{80}{20} \quad e \geq 4 \text{ cm}$$

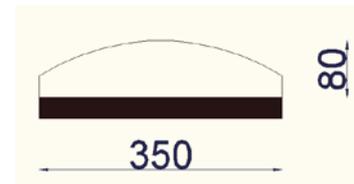


Figure II. 8. Dalle sur un seul appui

- **Dalle sur deux appuis**

$$L_x = 150 \text{ cm} \quad ; \quad L_y = 300 \text{ cm}$$

$$\frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30}$$

$$4.28 \text{ cm} \leq e \leq 5 \text{ cm}$$

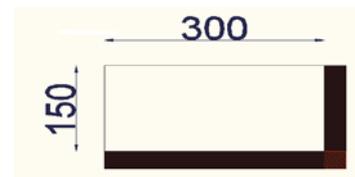


Figure II. 9. Dalle sur deux appuis.

- **Dalle sur trois appuis**

1. $L_x = 105 \text{ cm} \quad ; \quad L_y = 160 \text{ cm}$

$$\frac{105}{45} \leq e \leq \frac{105}{40}$$

$$2.33 \leq e \leq 2.662$$

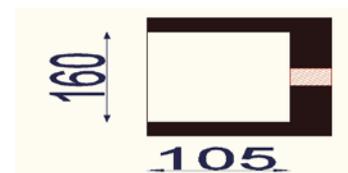


Figure II. 10. Dalle sur trois appuis (1).

2. $L_x = 130 \text{ cm} \quad ; \quad L_y = 130 \text{ cm}$

$$\frac{130}{45} \leq e \leq \frac{130}{40}$$

$$2.88 \text{ cm} \leq e \leq 3.25 \text{ cm}$$

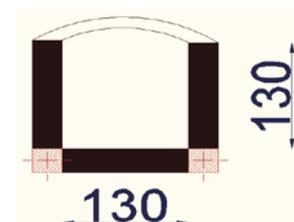


Figure II. 11. Dalle sur trois appuis (2).

On prend la dalle la plus défavorable pour le dimensionnement.

Et $e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe feu

On prend $e = 12\text{cm}$.

II.1.2. Les escaliers

L’escalier est une construction architecturale constituée d’une suite régulière de degrés permettant de passer d’un niveau à un autre (à monter et à descendre). L’escalier peut être droit, hélicoïdal, balancer ou rayonnant.

Le projet dont fait l’objet notre étude comprend un seul type d’escaliers :

- Escalier droit : { - Deux volées
- Trois volées

II.1.2.1. Dimensionnement des escaliers

Le dimensionnement des escaliers se fait selon les formules de l’architecte François BLONDEL.

Qui est l’auteur d’une relation entre le giron (g) et la hauteur (h) d’une marche d’un escalier :

$$m = 2h + g \text{ (les dimensions sont données en cm)}$$

Avec : $59\text{cm} \leq m \leq 65\text{cm}$

Un tel escalier est agréable à monter pourvue qu’il respecte les normes modernes suivantes :

- Le giron (g) doit mesurer entre 24 et 32 cm. ($24\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$)
- La hauteur (h) d’une marche doit être comprise entre 14 et 18cm. ($14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$)

(Ces normes sont valables pour un escalier de logement)

Les formules qui nous donnent h et g sont les suivantes :

$$h = \frac{H}{n}$$

$$G = \frac{L}{n - 1}$$

Avec :

- H=hauteur de l’escalier
- L=longueur de l’escalier
- n=nombre de contre marche
- h= hauteur de la contre marche.
- G= giron.
- A =angle de raccordement

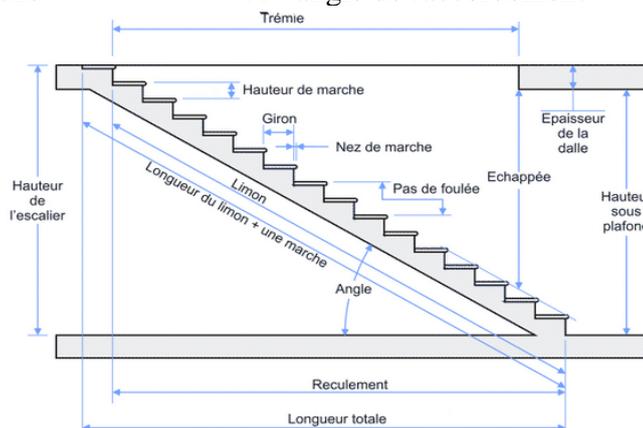


Figure II. 12. Coupe sur un escalier montrons les aumenstions des eiéments à calculé.

II.1.2.1.1. Escalier a deux volées (menant entre les étages courant)

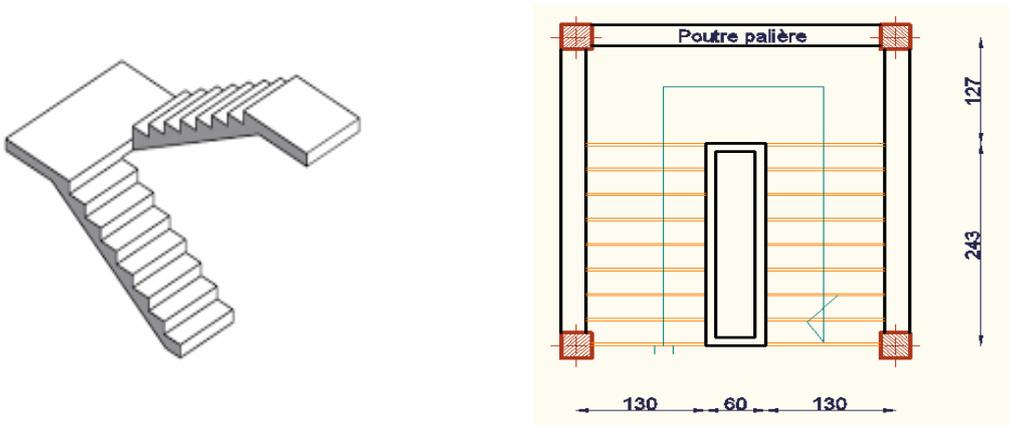


Figure II. 13. Escalier à deux volées

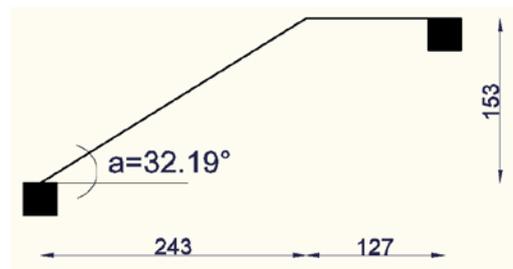


Figure II. 14. Schéma statique de l'escalier droit

Il s'agit d'un escalier droit à deux volées identiques avec un palier de repos.

On a $H=1.53\text{m}$ et $L=2.43\text{m}$

D'après la formule de BLONDEL

$$59\text{cm} \leq m \leq 65\text{cm}$$

On aura $n=9$

$$h = \frac{1.53}{9} = 0.17\text{m} = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{2.43}{9 - 1} = 0.30\text{m} = 30\text{cm}$$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right) = 32.19^\circ$$

La formule de m est satisfaite avec :

$$59\text{cm} \leq m = 64\text{cm} \leq 65\text{cm}$$

Pour le calcul de la paillasse elle se fait en l'assimilant à une dalle reposante sur deux appuis, on utilisant la formule ci-dessous ainsi que la condition de coup feu :

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

$e \geq 11\text{cm}$ pour 2 heures de coup feu

Avec :

l = longueur développées

$$l = (l_{\text{volée}} + l_{\text{palier}}) = \sqrt{2.43^2 + 1.53^2} + 1.27 = 4.14\text{m}$$

$$\frac{414}{30} \leq e \leq \frac{414}{20}$$

$$13.8\text{cm} \leq e \leq 20.7\text{cm}$$

Soit $e = 15\text{cm}$

Tableau II. 2. Récapitulatif des résultats du dimensionnement de l'escalier à deux volées.

| L(m) | H(m) | n | h (cm) | g (cm) | α (°) | l (m) | e (cm) |
|------|------|---|--------|--------|--------------|-------|--------|
| 2.43 | 1.53 | 9 | 17 | 30 | 32.19 | 4.14 | 15 |

II.1.2.1.2. Escalier a trois volées (menant du RDC à l'étage 01)

Il s'agit d'un escalier avec trois volées non identiques et deux paliers de repos, Pour le réaliser, on doit crée trois poutres brisées, avec l'existence de la poutre de niveau (poutre selon X).

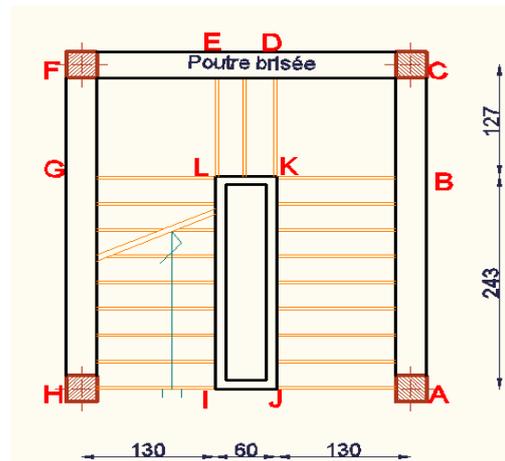
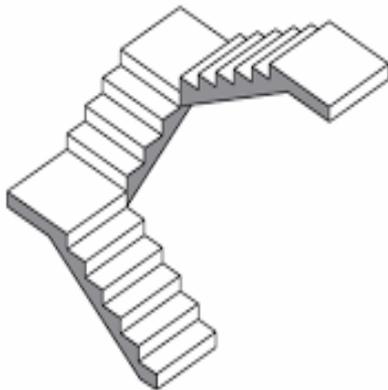


Figure II. 15. Escalier à trois volées

Le calcul se fera pour les trois parties constituant cet escalier.

Nombre de marches $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ marches}$

• **Partie ABKJ = GLIH**

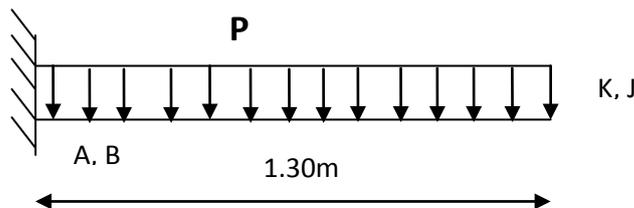


Figure II. 16. Dalle sur un seul appui ABKJ (console).

Dalle sur un seul appui : (la paillasse de la 1^{ère} et la 3^{ème} volée)

$$e \geq \frac{Lx}{20}$$

$$e \geq \frac{130}{20}$$

$$e \geq 6.5 \text{ cm}$$

$$H = 1.35 \text{ m} \text{ et } L = 2.43 \text{ m}$$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right) = 32.19^\circ$$

- **Partie BCDK = EFGL**

Dalle sur deux appuis : (pallée de repos)

$$L_x = 117 \text{ cm} \quad ; \quad L_y = 120 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{117}{120} = 0.97 > 0.4$$

$$\frac{117}{45} \leq e \leq \frac{117}{40}$$

$$2.6 \text{ cm} \leq e \leq 2.92$$

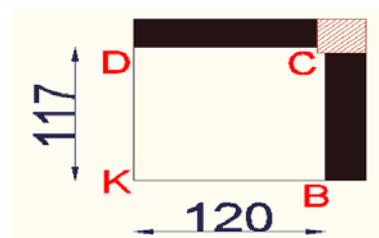
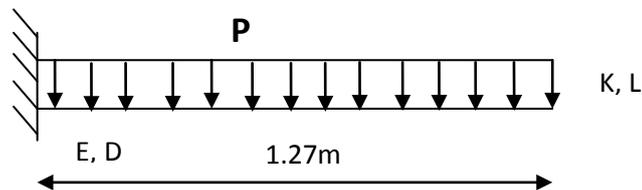


Figure II. 17. Dalle sur deux appuis.

- **Partie DEKL**



Dalle sur un seul appui :(la paillasse de la 2^{ème} volée)

$$e \geq \frac{Lx}{20}$$

$$e \geq \frac{127}{20}$$

$$e \geq 6.35 \text{ cm}$$

$$L = 0.60 \text{ m} \text{ et } H = 0.51 \text{ m}$$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right) = 40.36^\circ$$

$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe feu

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

Les résultats du dimensionnement sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 3. Illustration des résultats de dimensionnement de la 1^{ère} et la 3^{ème} volée

| L(m) | H(m) | n | h (cm) | g (cm) | α (°) | l (m) | e (cm) |
|------|------|---|--------|--------|--------------|-------|--------|
| 2.43 | 1.53 | 9 | 17 | 30 | 32.19 | 4.14 | 15 |

Tableau II. 4. Illustration des résultats de dimensionnement de la 2^{ème} volée

| L(m) | H(m) | n | h (cm) | g (cm) | α (°) | l (m) | e (cm) |
|------|------|---|--------|--------|--------------|-------|--------|
| 0.6 | 0.51 | 3 | 17 | 30 | 40.36° | 2.08 | 15 |

II.1.3. Les poutres

II.1.3.1. Les poutres de chaînages

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaire à la structure, elles servent aussi de porte à faux.

Le dimensionnement des poutres de chaînages se fera selon les exigences du RPA99/V2003, qui recommande les dimensions suivantes:

- $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$
- $b \geq 20\text{cm}$
- $h_t \geq 30\text{cm}$

L_{max} : la portée maximale de la poutre de chaînage

$$L_{max} = 3.00 \text{ m}$$

$$20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

Soit $b = 25\text{cm}$ et $h = 30\text{cm}$

II.1.3.2. Les poutres palières

Dimensionnement :

Condition du RPA :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h_t \geq 30\text{cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$

Condition de la flèche :

$$- \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{3.20}{15} \leq h \leq \frac{3.20}{10}$$

$$0.21\text{m} \leq h \leq 0.32\text{m}$$

on prend :

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

$$\frac{35}{30} = 1.16 < 4 \quad ; \text{ Condition vérifier}$$

Les conditions de la flèche et du RPA sont vérifiées

II.1.3.4. Les poutres brisées

Les poutres brisées sont des éléments qui servent de système d'appui aux escaliers. Elle se calcule en flexion simple et en torsion.

Dimensionnement :

Condition du RPA :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h_t \geq 30\text{cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$

Condition de la flèche :

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

$$L_{\max} = \sqrt{2.43^2 + 1.53^2} = 2.85 \text{ m}$$

$$\frac{285}{15} \leq h \leq \frac{285}{10}$$

$$19 \text{ cm} \leq h \leq 28.7 \text{ cm}$$

On prend :

$$b = 35\text{cm} \quad ; \quad h = 40\text{cm}$$

$$\frac{40}{35} = 1.14 < 4 \quad ; \text{ Condition vérifier}$$

Les conditions de la flèche et du RPA sont vérifiées

II.1.4. L'acrotère

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

- **Surface de l'acrotère :**

$$S = (60 \times 10) + (5 \times 10) + (10 \times \frac{5}{2}) = 675 \text{ cm}^2$$

$$S = 0.0675 \text{ m}^2$$

- **Poids de l'acrotère en mètre linéaire:**

$$P_{\text{acr}} = \rho_b \times S = 25 \times 0.0675 \times 1$$

$$P_{\text{acr}} = 1.6875 \text{ KN/ml}$$

- **Enduit de ciment :**

$$P_c = \rho_c \times e \times L$$

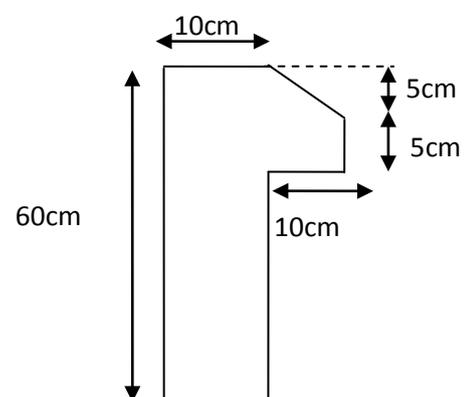


Figure II. 18. Schémas représentatif de l'Acrotère avec ces dimensions

$$P_c = 20 \times 0.02 \times 1 = 0.4 \text{ KN/ml}$$

- **Charge permanente :**

$$G_{acr} = P_{acr} + P_c = 1.6875 + 0.4$$

$$G_{acr} = 2.0875 \text{ KN/ml}$$

- **La surcharge d'exploitation est estimée à $Q = 1 \text{ KN/m}$**

- **La charge sismique :**

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99/V2003 (Article 6.2.3)}$$

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

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

W_p : Poids de l'acrotère.

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

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.0875 \Rightarrow F_p = 1,002 \text{ KN}$$

II.1.5. L'ascenseur

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

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

Pour notre projet on adopte pour un ascenseur de 6 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$B_s = 1.75 \text{ m} , T_s = 1.80 \text{ m} , H_k = 2.20 \text{ m} , P_M = 15 \text{ KN} , D_M = 43 \text{ KN} , F_c = 50 \text{ N} , v = 0.63 \text{ m/s}$$

Avec

- B_s , T_s , H_k : sont respectivement la largeur, la longueur et la hauteur de la cabine.
- F_c : charge accidentelle due a la rupture des câbles de l'ascenseur.
- P_M : charge due a la dale de la machine.
- D_M : charge due a L'ascenseur.
- Le poids propre de l'ascenseur est de 500 Kg

$$P = P_M + D_M + 50 = 15 + 43 + 15 = 63 \text{ KN}$$

II.1.6. Evaluation des charges et surcharges revenants aux différents planchers et murs

Dans le but d'effectuer la descente de charge et pour retrouver le poteau le plus sollicité ; nous évaluons les différentes charges et surcharges revenants aux différents planchers.

II.1.6.1. Plancher terrasse inaccessible

II.1.6.1.1. Corps creux

Tableau II. 5. Poids propre du plancher terrasse inaccessible corps creux

| Désignation des éléments | épaisseurs (m) | Poids volumiques (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|-----------------------------|----------------|---------------------------------------|----------------------------|
| Gravillon de protection | 0.04 | 20 | 0.8 |
| Multicouche d'étanchéité | 0.02 | 6 | 0.12 |
| Forme de pente | 0.065 | 22 | 1.43 |
| Isolation thermique | 0.025 | 4 | 0.1 |
| Plancher corps creux (16+4) | 0.20 | 14.25 | 2.85 |
| Enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| Total | | | 5.5 |

$G_{\text{terrace}} = 5.5 \text{ KN/m}^2$; étant la charge permanente revenant à la terrasse inaccessible.

$Q_{\text{terrace}} = 1 \text{ KN/m}^2$; étant la surcharge revenant à la terrasse inaccessible (DTR BC2-2).

II.1.6.1.2. Dalle pleine

Tableau II. 6. Poids propre du plancher terrasse inaccessible dalle pleine.

| Désignation des éléments | épaisseurs (m) | Poids volumiques (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|--------------------------|----------------|---------------------------------------|----------------------------|
| Gravillon de protection | 0.04 | 20 | 0.8 |
| Multicouche d'étanchéité | 0.02 | 6 | 0.12 |
| Forme de pente | 0.065 | 22 | 1.43 |
| Isolation thermique | 0.025 | 4 | 0.1 |
| Plancher dalle pleine | 0.12 | 25 | 3 |
| Enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| Total | | | 5.65 |

$G_{\text{terrace}} = 5.65 \text{ KN/m}^2$

$Q_{\text{terrace}} = 1 \text{ KN/m}^2$

II.1.6.2. Plancher étage courant

II.1.6.2.1. Corps creux

Tableau II. 7. Poids propre du plancher étage courant.

| Désignation des éléments | e (m) | Poids volumiques (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|--------------------------------|-------|---------------------------------------|----------------------------|
| Cloisons légères de séparation | 0.10 | 9 | 0.9 |
| Revêtement en Carrelage | 0.02 | 20 | 0.4 |
| Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.4 |
| Plancher corps creux (16+4) | 0.20 | 14.25 | 2.85 |
| Enduit de ciment | 0.02 | 14 | 0.28 |
| Lit de sable | 0.02 | 18 | 0.36 |
| Total | | | 5.19 |

$G_{\text{étage}} = 5.19 \text{ KN/m}^2$: La charge permanente totale revenant au plancher étage.

$Q_{\text{étage}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$: La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage pour habitation (DTR BC2-2).

$Q_{\text{service}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$: La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage a usage service (DTR BC2-2).

II.1.6.2.2. Dalle pleine

Tableau II. 8. Poids propre des planchers dalles pleines.

| Désignation des éléments | e (cm) | Poids volumiques (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|--------------------------|--------|---------------------------------------|----------------------------|
| Dalle pleine | 0.12 | 25 | 3 |
| lit de sable | 0.02 | 18 | 0.36 |
| Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.4 |
| Carrelage | 0.02 | 20 | 0.4 |
| Enduit de ciment | 0.02 | 14 | 0.27 |
| Total | | | 4.43 |

$G_{\text{dalle}} = 4.43 \text{ KN/m}^2$: étant la charge permanente revenant à la dalle pleine.

$Q_{\text{DP}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$: étant la surcharge revenant à la dalle plein (DTR BC2-2).

II.1.6.2.2. Balcon

Tableau II. 9. Poids propre des balcons.

| Désignation des éléments | e (cm) | Poids volumiques (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|--------------------------|--------|---------------------------------------|----------------------------|
| Dalle pleine | 0.12 | 25 | 3 |
| lit de sable | 0.02 | 18 | 0.36 |
| Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.4 |
| Carrelage | 0.02 | 20 | 0.4 |
| Enduit de ciment | 0.02 | 14 | 0.27 |
| Garde corps | / | / | 0.15 |
| Total | | | 4.58 |

$G_{\text{dalle}} = 4.58 \text{ KN/m}^2$: étant la charge permanente au balcon.

$Q_{\text{balcon}} = 3,5 \text{ KN/m}^2$: étant la surcharge revenant au balcon (DTR BC2-2).

$Q_{\text{escalier}} = 2,50 \text{ KN/m}^2$: étant la surcharge revenant à l'escalier (DTR BC2-2).

II.1.6.3. Murs

II.1.6.3.1. Murs extérieurs (doubles cloisons en briques creuses)

Tableau II. 10. Poids propre des murs extérieurs.

| Désignation des éléments | e (cm) | Poids Volumiques (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|--------------------------|--------|---------------------------------------|----------------------------|
| Enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 0,2 |
| Briques creuses | 0.15 | 9 | 1,30 |
| Lame d'air | 0.05 | / | / |
| Briques creuses | 0.10 | 9 | 0.90 |
| Enduit de ciment | 0.02 | 20 | 0,4 |
| Total | | | 2.85 |

$G_{\text{murs ex}} = 2,85 \text{ KN/m}^2$: étant la charge permanente revenant aux murs extérieurs.

II.1.6.3.2. Murs intérieurs

Tableau II. 11. Poids propre des murs intérieurs.

| Désignation des éléments | e (cm) | Poids Volumiques (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|--------------------------|--------|---------------------------------------|----------------------------|
| 2×Enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 0,4 |
| Briques creuses | 0.10 | 9 | 0.90 |
| Total | | | 1.3 |

$G_{\text{murs in}} = 1.3 \text{ KN/m}^2$: étant la charge permanente revenant aux murs intérieurs.

II.2.6.4. Escaliers

II.2.6.4.1. Charge de la volée 1 ($\alpha = 32.19^\circ$)

Tableau II. 12. Poids propre de la volée 1.

| Désignation des éléments | Epaisseur (e) [m] | Poids volumiques (KN/m ³) | Poids (P) [KN/m ²] |
|------------------------------------|-------------------|---------------------------------------|--------------------------------|
| Revêtement en carrelage horizontal | 0.02 | 22 | 0.44 |
| Revêtement en carrelage vertical | 0.02×h/G | 22 | 0.249 |
| Mortier de pose horizontal | 0.02 | 20 | 0.40 |
| Mortier de pose vertical | 0.02×h/G | 20 | 0.226 |
| Marches | h/2 | 22 | 1.87 |
| Paillasse | 0.15/cos α | 25 | 4.43 |
| Enduit en plâtre | 0.02/cos α | 10 | 0.23 |
| Total | | | 7,847 |

$G = 7.847 \text{ KN/m}^2$.

$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$.

II.2.6.4.2. Charge de la volée 2 ($\alpha = 40.36^\circ$)

Tableau II. 13. Poids propre de la volée 2.

| Désignation des éléments | Epaisseur (e) [m] | Poids volumiques (KN/m ³) | Poids (P) [KN/m ²] |
|------------------------------------|-------------------|---------------------------------------|--------------------------------|
| Revêtement en carrelage horizontal | 0.02 | 22 | 0.44 |
| Revêtement en carrelage vertical | 0.02×h/G | 22 | 0.249 |
| Mortier de pose horizontal | 0.02 | 20 | 0.40 |
| Mortier de pose vertical | 0.02×h/G | 20 | 0.226 |
| Marches | h/2 | 22 | 1.87 |
| Paillasse | 0.15/cos α | 25 | 4.92 |
| Enduit en plâtre | 0.02/cos α | 10 | 0.26 |
| Total | | | 8.365 |

$G = 8.365 \text{ KN/m}^2$.

$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$.

II.2.6.4.3. Charge du palier

Tableau II. 14. Poids propre du palier.

| Désignation des éléments | Epaisseur (e) [m] | Poids volumiques (KN/m ³) | Poids (P) [KN/m ²] |
|--------------------------|-------------------|---------------------------------------|--------------------------------|
| Revêtement en carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| Lit de sable | 0.02 | 18 | 0.36 |
| Dalle pleine | 0.15 | 25 | 3.75 |
| Enduit en plâtre | 0.015 | 10 | 0.15 |
| Total | | | 5.1 |

$G = 5.1 \text{ KN/m}^2$.

$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$.

II.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.2.1. Les poutres

Une poutre est un élément porteur à section rectangulaire, en T ou en I, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

Selon le BAEL99 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/Version2003 qui sont les suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$

- $h \geq 30\text{cm}$
- $\frac{h}{b} < 4$

Avec :

- h = La hauteur total de la poutre.
- b = La largeur de la poutre.
- L = Distance maximale entre nu d'appuis.

II.2.1.1. Les poutres selon X

La distance maximale entre nu d'appuis est :

$$L_{\max} = 3.60 - 0.30 = 3.30\text{m}$$

$$\text{D'où } \frac{3.30}{15} \leq h \leq \frac{3.30}{10}$$

$$0.22\text{m} \leq h \leq 0.33\text{m}$$

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

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA qui sont les suivantes:

- $b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \longrightarrow$ Condition vérifiée
- $h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \longrightarrow$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{b} = 1.333 < 4 \longrightarrow$ Condition vérifiée

II.2.1.2. Les poutres selon Y

La distance maximale entre nu d'appuis est :

$$L_{\max} = 3.85 - 0.30 = 3.55\text{m}$$

$$\text{D'où } \frac{3.55}{15} \leq h \leq \frac{3.55}{10}$$

$$0.23\text{m} \leq h \leq 0.355\text{m}$$

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

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA qui sont les suivantes:

- $b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$; Condition vérifiée
- $h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$; Condition vérifiée
- $\frac{h}{b} = 1.333 < 4$; Condition vérifiée

II.2.2. Les voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement généralement en béton armée et qui sont vertical, mince et continu. Ayant une dimension (épaisseur) plus petite que les deux autres, ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA 99/V2003, les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4 \times e$) sont considérés comme des voiles, avec :

- L : longueur minimale du voile.
- e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003 définit comme étant l'épaisseur minimale du voile et de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_l .

Epaisseur du voile : $\begin{cases} e \geq 15 \text{ cm}, & \text{article 7.7.1 du RPA 99 / V2003} \\ e = f(h_l) \end{cases}$

Avec : $h_l = h - e_{dalle}$ (hauteur libre d'étage).

On va opter pour un voile simple

➤ RDC : $h_{\text{étage}} = 3.57 \text{ m}$, donc, $h_l = 3,37 \text{ m}$.

$$e \geq \frac{337}{20} \Rightarrow e \geq 16.85 \text{ cm.}$$

Alors, on prend pour le RDC $e = 20 \text{ cm}$

➤ Etages (service, habitation) : $h_{\text{étage}} = 3,06 \text{ m}$, donc, $h_l = 2,86 \text{ m}$.

$$e \geq \frac{286}{20} \Rightarrow e \geq 14,3 \text{ cm.}$$

Alors, on prend $e = 20 \text{ cm}$

Longueur minimale du voile : $L \geq 4 \times e$

- Des fondations jusqu' au RDC $L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$.
- Du 1^{er} étage jusqu'au bout $L \geq 4 \times 15 = 60 \text{ cm}$.

| Niveau | Hauteur libre h_l (m) | e (cm) |
|--|-------------------------|--------|
| Des fondations jusqu' au RDC | 3.37 | 20 |
| Du 1 ^{er} étage jusqu'au bout | 2.86 | 15 |

II.2.3. Les Poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destinés à transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL99 (art B.8.4,1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en satisfaisant les recommandations du RPA99/V2003.

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire les conditions suivantes en zone II_a :

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 25\text{cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases} \quad \text{Où } h_e : \text{ hauteur d'étage}$$

Les sections des poteaux prises sont :

Tableau II. 15. Les sections des poteaux des différents étages.

| Niveau | Section (a × b) cm ² |
|---|---------------------------------|
| RDC et 1 ^{er} étage (service) | (55 × 55) |
| 2 ^{em} et 3 ^{eme} étage | (50 × 50) |
| 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage | (45 × 45) |
| 6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage | (40 × 40) |
| 8 ^{eme} et étage 9 ^{eme} étage jusqu'à la terrasse inaccessible | (40 × 40) |

II.2.4. La descente de charge :

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

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

- La loi de dégression : [DTR B.C 2.2 (6.3)]

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

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

- Sous toit ou terrasse : Q_0
- Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

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

La descente de charge va se faire pour le poteau (P) car c'est celui qui présente la configuration la plus défavorable en se référant à la surface afférente.

➤ **Terrasse inaccessible :**

Poteau (40×40) cm² ; poutres (30×40) cm²

Poids de la dalle corps creux :

$$S_{\text{aff}} = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_{\text{aff}} = (1.40 \times 1.30) + (1.30 \times 1.75) + (2.40 \times 1.75)$$

$$S_{\text{aff}} = 8.295 \text{ m}^2$$

$$G = 5.5 \text{ KN/m}^2; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{cc}} = S_{\text{aff}} \times G = 8.295 \times 5.5 = 45.62 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{cc}} = S_{\text{aff}} \times Q = 8.295 \times 1 = 8.295 \text{ KN}$$

Poids du balcon :

$$S = 2.40 \times 1.40 = 3.36 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{balcon}} = 5.65 \text{ KN/m}^2; Q_{\text{balcon}} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{D4} = S \times G_{\text{balcon}} = 3.36 \times 5.65 = 18.984 \text{ KN}$$

$$Q_{D4} = S \times Q_{\text{balcon}} = 3.36 \times 1 = 3.36 \text{ KN}$$

Poids des poutres :

Selon X : $G_{P_x} = b \times h \times L_{P_x} \times \rho_b$

$$G_{P_x} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (2.40 + 1.30) = 11.1 \text{ KN}$$

$$Q_{P_x} = b \times L_{P_x} \times Q = 0.3 \times (2.40 + 1.30) \times 1 = 1.11 \text{ KN}$$

Selon Y : $G_{P_y} = b \times h \times L_{P_y} \times \rho_b$

$$G_{P_y} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (1.75 + 1.40) = 9.45 \text{ KN}$$

$$Q_{P_y} = b \times L_{P_y} \times Q = 0.3 \times (1.75 + 1.40) \times 1 = 0.945 \text{ KN}$$

$$G_p = G_{P_x} + G_{P_y} = 11.1 + 9.45 = 20.55 \text{ KN}$$

$$Q_p = Q_{P_x} + Q_{P_y} = 1.11 + 0.945 = 2.055 \text{ KN}$$

Poids de l'acrotère :

$$G_{\text{acr}} = 2.0875 \times L_{\text{acr}} = 2.0875 \times 4.4 = 9.185 \text{ KN}$$

➤ **6^{ém} ; 7^{ém} ; 8^{ém} ; et 9^{ém} étage :**

Poteau (40×40) cm² ; poutres (30×40) cm²

Poids de la dalle corps creux :

$$S_{\text{aff}} = S_1 + S_2 + S_3$$

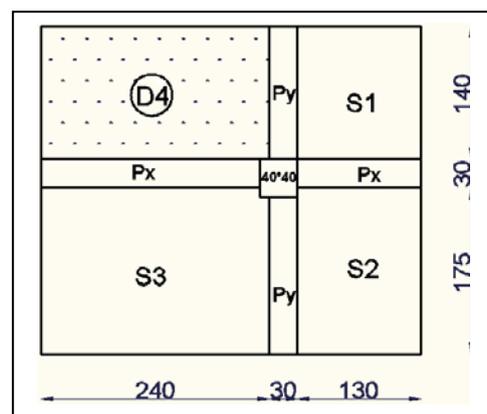
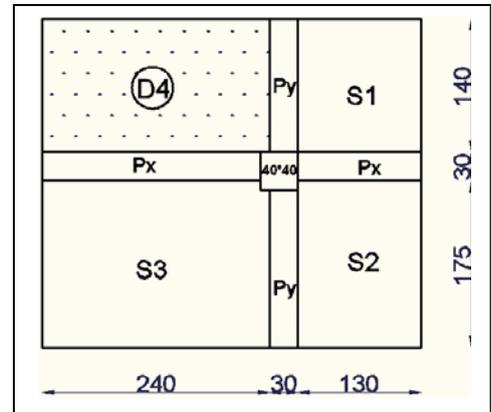
$$S_{\text{aff}} = (1.275 \times 1.375) + (1.275 \times 1.775) + (2.425 \times 1.775)$$

$$S_{\text{aff}} = 8.295 \text{ m}^2$$

$$G = 5.19 \text{ KN/m}^2; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{cc}} = S_{\text{aff}} \times G = 8.295 \times 5.19 = 43.051 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{cc}} = S_{\text{aff}} \times Q = 8.295 \times 1.5 = 12.442 \text{ KN}$$



Poids du balcon :

$$S=2.40 \times 1.40=3.36 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{balcon}}=4.58 \text{ KN/m}^2; Q_{\text{balcon}}=3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{D4} = S \times G_{\text{balcon}} = 3.36 \times 4.58 = 15.388 \text{ KN}$$

$$Q_{D4} = S \times Q_{\text{balcon}} = 3.36 \times 3.5 = 11.76 \text{ KN}$$

Poids des poutres:

Selon X : $G_{P_x} = b \times h \times L_{P_x} \times \rho_b$

$$G_{P_x} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (2.40 + 1.30) = 11.1 \text{ KN}$$

$$Q_{P_x} = b \times L_{P_x} \times Q = 0.3 \times (2.40 + 1.30) \times 1.5 = 1.665 \text{ KN}$$

Selon Y : $G_{P_y} = b \times h \times L_{P_y} \times \rho_b$

$$G_{P_y} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (1.75 + 1.40) = 9.45 \text{ KN}$$

$$Q_{P_y} = b \times L_{P_y} \times Q = 0.3 \times (1.75 + 1.40) \times 1.5 = 1.417 \text{ KN}$$

$$G_p = G_{P_x} + G_{P_y} = 11.1 + 9.45 = 20.55 \text{ KN}$$

$$Q_p = Q_{P_x} + Q_{P_y} = 1.665 + 1.417 = 3.082 \text{ KN}$$

Poids des cloisons :

$$G_{\text{murs in}} = 1.3 \text{ KN/m}^2 ; G_{\text{murs ex}} = 2.85 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{\text{murs in}} = 0.10 \times L_{\text{murs in}} = 0.10 \times 1.3 = 0.13 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{murs ex}} = (0.10 + 0.15) \times L_{\text{murs in}} = (0.10 + 0.15) \times 3.7 = 0.925 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{murs in}} = G_{\text{murs in}} \times S_{\text{murs in}} = 1.3 \times 0.13 = 0.143 \text{ KN}$$

$$G_{\text{murs ex}} = G_{\text{murs ex}} \times S_{\text{murs in}} = 2.85 \times 0.925 = 2.636 \text{ KN}$$

➤ **4^{ém} ; et 5^{ém} étage :**

Poteau (45×45) cm² ; poutres (30×40) cm²

Poids de la dalle corps creux :

$$S_{\text{aff}} = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_{\text{aff}} = (1.275 \times 1.375) + (1.275 \times 1.775) + (2.425 \times 1.775)$$

$$S_{\text{aff}} = 8.32 \text{ m}^2$$

$$G = 5.19 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{cc}} = S_{\text{aff}} \times G = 8.32 \times 5.19 = 43.180 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{cc}} = S_{\text{aff}} \times Q = 8.32 \times 1.5 = 12.48 \text{ KN}$$

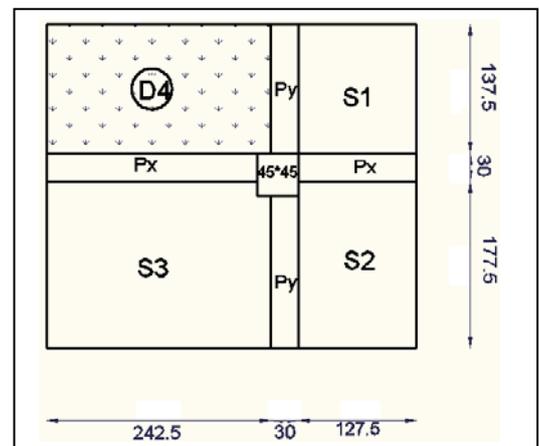
Poids du balcon :

$$S=2.425 \times 1.375=3.33 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{balcon}}=4.58 \text{ KN/m}^2; Q_{\text{balcon}}=3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{D4} = S \times G_{\text{balcon}} = 3.33 \times 4.58 = 15.25 \text{ KN}$$

$$Q_{D4} = S \times Q_{\text{balcon}} = 3.33 \times 3.5 = 11.655 \text{ KN}$$



Poids des poutres:

Selon X : $G_{Px} = b \times h \times L_{Px} \times \rho_b$

$$G_{Px} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (2.425 + 1.275) = 11.1 \text{ KN}$$

$$Q_{Px} = b \times L_{Px} \times Q = 0.3 \times (2.425 + 1.275) \times 1.5 = 1.665 \text{ KN}$$

Selon Y : $G_{Py} = b \times h \times L_{Py} \times \rho_b$

$$G_{Py} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (1.775 + 1.375) = 9.45 \text{ KN}$$

$$Q_{Py} = b \times L_{Py} \times Q = 0.3 \times (1.775 + 1.375) \times 1.5 = 1.417 \text{ KN}$$

$$G_p = G_{Px} + G_{Py} = 11.1 + 9.45 = 20.55 \text{ KN}$$

$$Q_p = Q_{Px} + Q_{Py} = 1.665 + 1.417 = 3.082 \text{ KN}$$

Poids des cloisons :

$$G_{murs\ in} = 1.3 \text{ KN/m}^2 \ ; \ G_{murs\ ex} = 2.85 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{murs\ in} = 0.10 \times L_{murs\ in} = 0.10 \times 1.275 = 0.127 \text{ m}^2$$

$$S_{murs\ ex} = (0.10 + 0.15) \times L_{murs\ ex} = (0.10 + 0.15) \times 3.65 = 0.912 \text{ m}^2$$

$$G_{murs\ in} = G_{murs\ in} \times S_{murs\ in} = 1.3 \times 0.127 = 0.139 \text{ KN}$$

$$G_{murs\ ex} = G_{murs\ ex} \times S_{murs\ ex} = 2.85 \times 0.912 = 2.599 \text{ KN}$$

➤ **2^{ém} ; et 3^{ém} étage :**

Poteau (50×50) cm² ; poutres (30×40) cm²

Poids de la dalle corps creux :

$$S_{aff} = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_{aff} = (1.25 \times 1.35) + (1.25 \times 1.80) + (2.45 \times 1.80)$$

$$S_{aff} = 8.34 \text{ m}^2$$

$$G = 5.19 \text{ KN/m}^2 \ ; \ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{cc} = S_{aff} \times G = 8.34 \times 5.19 = 43.284 \text{ KN}$$

$$Q_{cc} = S_{aff} \times Q = 8.34 \times 1.5 = 12.51 \text{ KN}$$

Poids du balcon:

$$S = 2.45 \times 1.35 = 3.30 \text{ m}^2$$

$$G_{balcon} = 4.58 \text{ KN/m}^2 \ ; \ Q_{balcon} = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{D4} = S \times G_{balcon} = 3.30 \times 4.58 = 15.114 \text{ KN}$$

$$Q_{D4} = S \times Q_{balcon} = 3.30 \times 3.5 = 11.55 \text{ KN}$$

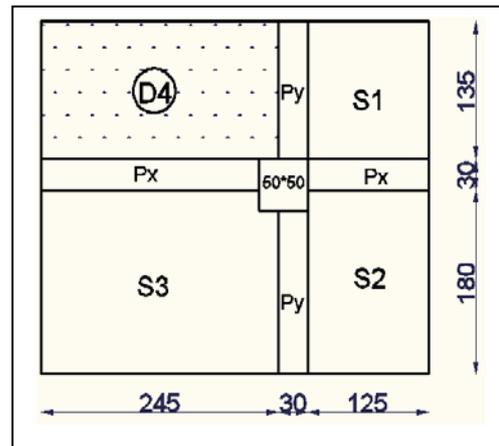
Poids des poutres:

Selon X : $G_{Px} = b \times h \times L_{Px} \times \rho_b$

$$G_{Px} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (2.45 + 1.25) = 11.1 \text{ KN}$$

$$Q_{Px} = b \times L_{Px} \times Q = 0.3 \times (2.45 + 1.25) \times 1.5 = 1.665 \text{ KN}$$

Selon Y : $G_{Py} = b \times h \times L_{Py} \times \rho_b$



$$G_{Py} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (1.80 + 1.35) = 9.45 \text{ KN}$$

$$Q_{Py} = b \times L_{Py} \times Q = 0.3 \times (1.80 + 1.35) \times 1.5 = 1.417 \text{ KN}$$

$$G_p = G_{Px} + G_{Py} = 11.1 + 9.45 = 20.55 \text{ KN}$$

$$Q_p = Q_{Px} + Q_{Py} = 1.665 + 1.417 = 3.082 \text{ KN}$$

Poids des cloisons :

$$G_{murs\ in} = 1.3 \text{ KN/m}^2 ; G_{murs\ ex} = 2.85 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{murs\ in} = 0.10 \times L_{murs\ in} = 0.10 \times 1.25 = 0.125 \text{ m}^2$$

$$S_{murs\ ex} = (0.10 + 0.15) \times L_{murs\ ex} = (0.10 + 0.15) \times 3.6 = 0.9 \text{ m}^2$$

$$G_{murs\ in} = G_{murs\ in} \times S_{mur\ in} = 1.3 \times 0.125 = 0.137 \text{ KN}$$

$$G_{mur\ ex} = G_{mur\ ex} \times S_{mur\ ex} = 2.85 \times 0.912 = 2.565 \text{ KN}$$

➤ **RDC ; et 1^{er} étage :**

Poteau (55×55) cm² ; poutres (30×40) cm²

• **1^{er} étage :**

Poids de la dalle corps creux :

$$S_{aff} = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_{aff} = (1.225 \times 1.325) + (1.225 \times 1.825) + (2.475 \times 1.825)$$

$$S_{aff} = 8.375 \text{ m}^2$$

$$G = 5.19 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{cc} = S_{aff} \times G = 8.375 \times 5.19 = 43.466 \text{ KN}$$

$$Q_{cc} = S_{aff} \times Q = 8.375 \times 2.5 = 20.937 \text{ KN}$$

Poids du balcon :

$$S = 2.475 \times 1.325 = 3.27 \text{ m}^2$$

$$G_{balcon} = 4.58 \text{ KN/m}^2 ; Q_{balcon} = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{D4} = S \times G_{balcon} = 3.27 \times 4.58 = 14.976 \text{ KN}$$

$$Q_{D4} = S \times Q_{balcon} = 3.27 \times 3.5 = 11.445 \text{ KN}$$

Poids des poutres :

Selon X : $G_{Px} = b \times h \times L_{Px} \times \rho_b$

$$G_{Px} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (2.475 + 1.225) = 11.1 \text{ KN}$$

$$Q_{Px} = b \times L_{Px} \times Q = 0.3 \times (2.475 + 1.225) \times 1.5 = 1.665 \text{ KN}$$

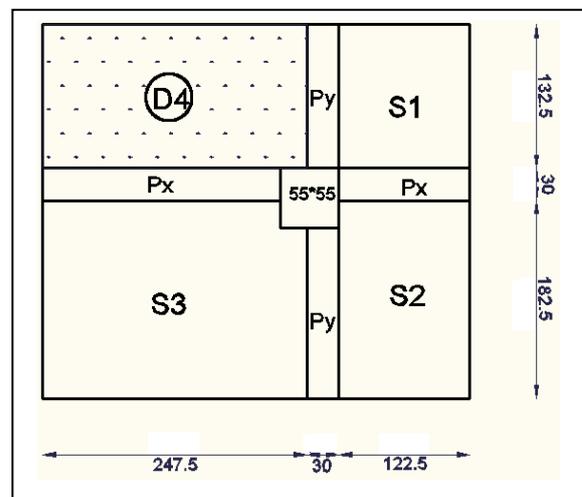
Selon Y : $G_{Py} = b \times h \times L_{Py} \times \rho_b$

$$G_{Py} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (1.825 + 1.325) = 9.45 \text{ KN}$$

$$Q_{Py} = b \times L_{Py} \times Q = 0.3 \times (1.825 + 1.325) \times 1.5 = 1.417 \text{ KN}$$

$$G_p = G_{Px} + G_{Py} = 11.1 + 9.45 = 20.55 \text{ KN}$$

$$Q_p = Q_{Px} + Q_{Py} = 1.665 + 1.417 = 3.082 \text{ KN}$$



Poids des cloisons :

$$G_{\text{murs in}} = 1.3 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad G_{\text{murs ex}} = 2.85 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{\text{murs in}} = 0.10 \times L_{\text{murs in}} = 0.10 \times 1.225 = 0.122 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{murs ex}} = (0.10 + 0.15) \times L_{\text{murs ex}} = (0.10 + 0.15) \times 3.55 = 0.887 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{murs in}} = G_{\text{murs in}} \times S_{\text{murs in}} = 1.3 \times 0.122 = 0.134 \text{ KN}$$

$$G_{\text{murs ex}} = G_{\text{murs ex}} \times S_{\text{murs ex}} = 2.85 \times 0.887 = 2.529 \text{ KN}$$

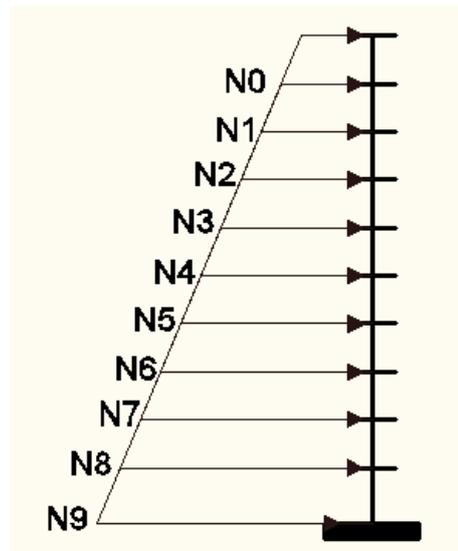


Figure II. 19. Schéma statique de la descente de charge.

II.2.4.1. Charge d’exploitation <<Q>>revenant à chaque niveau

Plancher CC : Plancher corps creux.

Plancher DP : Plancher dalle pleine.

Tableau II. 16. Charge d’exploitation (G) revenant à chaque niveau.

| Niveau | Désignation | Surface (m ²) | Poids (KN /m ²) | Q total (KN) | Q cumul (KN) |
|------------------------------|----------------|---------------------------|-----------------------------|---------------|---------------|
| Terrasse Inaccessible | Plancher CC | 8.295 | 1 | 8.295 | 13.71 |
| | Plancher DP | 3.36 | 1 | 3.36 | |
| | Poutre selon X | 1.11 | 1 | 1.11 | |
| | Poutre selon Y | 0.945 | 1 | 0.945 | |
| Q₀ | | | | 13.71 | |
| 9^{em} étage | Plancher CC | 8.295 | 1.5 | 12.442 | 40.994 |
| | Plancher DP | 3.36 | 3.5 | 11.76 | |
| | Poutre selon X | 1.11 | 1.5 | 1.665 | |
| | Poutre selon Y | 0.945 | 1.5 | 1.417 | |
| Q₁ | | | | 27.284 | |
| 8^{em} étage | Plancher CC | 8.295 | 1.5 | 12.442 | 65.549 |
| | Plancher DP | 3.36 | 3.5 | 11.76 | |
| | Poutre selon X | 1.11 | 1.5 | 1.665 | |
| | Poutre selon Y | 0.945 | 1.5 | 1.417 | |
| Q₂ | | | | 27.284 | |

| | | | | | |
|-----------------------------|----------------|-------|-----|---------------|----------------|
| 7^{em} étage | Plancher CC | 8.295 | 1.5 | 12.442 | 87.376 |
| | Plancher DP | 3.36 | 3.5 | 11.76 | |
| | Poutre selon X | 1.11 | 1.5 | 1.665 | |
| | Poutre selon Y | 0.945 | 1.5 | 1.417 | |
| Q₃ | | | | 27.284 | |
| 6^{em} étage | Plancher CC | 8.32 | 1.5 | 12.48 | 109.141 |
| | Plancher DP | 3.33 | 3.5 | 11.655 | |
| | Poutre selon X | 1.11 | 1.5 | 1.665 | |
| | Poutre selon Y | 0.945 | 1.5 | 1.417 | |
| Q₄ | | | | 27.212 | |
| 5^{em} étage | Plancher CC | 8.32 | 1.5 | 12.48 | 122.730 |
| | Plancher DP | 3.33 | 3.5 | 11.655 | |
| | Poutre selon X | 1.11 | 1.5 | 1.665 | |
| | Poutre selon Y | 0.945 | 1.5 | 1.417 | |
| Q₅ | | | | 27.212 | |
| 4^{em} étage | Plancher CC | 8.34 | 1.5 | 12.51 | 136.273 |
| | Plancher DP | 3.30 | 3.5 | 11.55 | |
| | Poutre selon X | 1.11 | 1.5 | 1.665 | |
| | Poutre selon Y | 0.945 | 1.5 | 1.417 | |
| Q₆ | | | | 27.142 | |
| 3^{em} étage | Plancher CC | 8.34 | 1.5 | 12.51 | 149.007 |
| | Plancher DP | 3.30 | 3.5 | 11.55 | |
| | Poutre selon X | 1.11 | 1.5 | 1.665 | |
| | Poutre selon Y | 0.945 | 1.5 | 1.417 | |
| Q₇ | | | | 27.142 | |
| 2^{em} étage | Plancher CC | 8.375 | 1.5 | 12.562 | 163.343 |
| | Plancher DP | 3.27 | 3.5 | 11.445 | |
| | Poutre selon X | 1.11 | 1.5 | 1.665 | |
| | Poutre selon Y | 0.945 | 1.5 | 1.417 | |
| Q₈ | | | | 27.089 | |
| 1^{er} étage | Plancher CC | 8.375 | 2.5 | 20.937 | 182.120 |
| | Plancher DP | 3.27 | 3.5 | 11.445 | |
| | Poutre selon X | 1.11 | 2.5 | 2.775 | |
| | Poutre selon Y | 0.945 | 2.5 | 2.362 | |
| Q₉ | | | | 37.519 | |

$$N_0 : Q_0 = 13.71 \text{ KN}$$

$$N_1 : Q_0 + Q_1 = 13.71 + 27.284 = 40.994 \text{ KN}$$

$$N_2 : Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 13.71 + 0.95 (2 \times 27.284) = 65.549 \text{ KN}$$

$$N_3 : Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 13.71 + 0.90 (3 \times 27.284) = 87.376 \text{ KN}$$

$$N_4 : Q_0 + \frac{3+4}{4 \times 2} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 13.71 + 0.875 (3 \times 27.284 + 27.212) = 109.141 \text{ KN}$$

$$N_5 : Q_0 + \frac{3+5}{5 \times 2} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 13.71 + 0.8 (3 \times 27.284 + 2 \times 27.212) = 122.730 \text{ KN}$$

$$N_6 : Q_0 + \frac{3+6}{6 \times 2} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 13.71 + 0.75(3 \times 27.284 + 2 \times 27.212 + 27.142) = 136.273 \text{ KN}$$

$$N_7 : Q_0 + \frac{3+7}{7 \times 2} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 13.71 + 0.81(3 \times 27.284 + 2 \times 27.212 + 2 \times 27.142) = 149.007 \text{ KN}$$

$$N_8 : Q_0 + \frac{3+8}{8 \times 2} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 13.71 + 0.6875 (3 \times 27.284 + 2 \times 27.212 + 2 \times 27.142 + 27.089) = 163.343 \text{ KN}$$

$$N_9 : Q_0 + \frac{3+9}{9 \times 2} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 13.71 + 0.8 (3 \times 27.284 + 2 \times 27.212 + 2 \times 27.142 + 27.089 + 37.519) = 182.120 \text{ KN}$$

II.2.4.2. Descente de charge <<G>>

Tableau II. 17. Descente de charge <<G>>.

| NIVEAU | Désignation | Section (m ²) | Poids (KN /m ²) | G Total (KN) | Q (KN) |
|----------------------|-----------------------------------|---------------------------|-----------------------------|----------------|---------------|
| | Plancher terrasse inaccessible CC | 8.295 | 5.5 | 45.622 | 13.71 |
| | Plancher terrasse inaccessible DP | 3.36 | 5.65 | 18.984 | |
| | Poutre selon X | 0.12 | 25×3.7 | 11.1 | |
| | Poutre selon Y | 0.12 | 25×3.15 | 9.45 | |
| | Acrotère | 0.0675 | | 9.185 | |
| | Poteau (40×40) | 0.16 | 25×3.06 | 12.24 | |
| N₀ | | | | 106.582 | |
| | Venant de N ₀ | | | 106.582 | 40.994 |
| | Pot (40×40) | 0.16 | 25×3.06 | 12.24 | |
| | Plancher étage courant CC | 8.295 | 5.19 | 43.051 | |
| | balcon | 3.36 | 4.58 | 15.388 | |
| | Poutre selon X | 0.12 | 25×3.7 | 11.1 | |
| | Poutre selon Y | 0.12 | 25×3.15 | 9.45 | |
| | Mur extérieur | 0.925 | 2.85 | 2.636 | |
| | Mur intérieur | 0.13 | 1.3 | 0.143 | |
| N₁ | | | | 200.59 | |
| | Venant de N ₁ | | | 200.59 | 65.549 |
| | Pot (40×40) | 0.16 | 25×3.06 | 12.24 | |
| | Plancher étage courant CC | 8.295 | 5.19 | 43.051 | |
| | balcon | 3.36 | 4.58 | 15.388 | |
| | Poutre selon X | 0.12 | 25×3.7 | 11.1 | |
| | Poutre selon Y | 0.12 | 25×3.15 | 9.45 | |
| | Mur extérieur | 0.925 | 2.85 | 2.636 | |
| | Mur intérieur | 0.13 | 1.3 | 0.143 | |
| N₂ | | | | 294.598 | |
| | Venant de N ₂ | | | 294.598 | 87.376 |

| | | | | | |
|----------------------|---------------------------|--------|---------|----------------|----------------|
| | Pot (40×40) | 0.16 | 25×3.06 | 12.24 | |
| | Plancher étage courant CC | 8.295 | 5.19 | 43.051 | |
| | balcon | 3.36 | 4.58 | 15.388 | |
| | Poutre selon X | 0.12 | 25×3.7 | 11.1 | |
| | Poutre selon Y | 0.12 | 25×3.15 | 9.45 | |
| | Mur extérieur | 0.925 | 2.85 | 2.636 | |
| | Mur intérieur | 0.13 | 1.3 | 0.143 | |
| N₃ | | | | 388.606 | |
| | Venant de N ₃ | | | 388.606 | 109.141 |
| | Pot (45×45) | 0.2025 | 25×3.06 | 15.491 | |
| | Plancher étage courant CC | 8.295 | 5.19 | 43.051 | |
| | balcon | 3.36 | 4.58 | 15.388 | |
| | Poutre selon X | 0.12 | 25×3.7 | 11.1 | |
| | Poutre selon Y | 0.12 | 25×3.15 | 9.45 | |
| | Mur extérieur | 0.925 | 2.85 | 2.636 | |
| | Mur intérieur | 0.13 | 1.3 | 0.143 | |
| N₄ | | | | 485.865 | |
| | Venant de N ₄ | | | 485.865 | 122.730 |
| | Pot (45×45) | 0.2025 | 25×3.06 | 15.491 | |
| | Plancher étage courant CC | 8.32 | 5.19 | 43.18 | |
| | balcon | 3.33 | 4.58 | 15.251 | |
| | Poutre selon X | 0.12 | 25×3.7 | 11.1 | |
| | Poutre selon Y | 0.12 | 25×3.15 | 9.45 | |
| | Mur extérieur | 0.912 | 2.85 | 2.599 | |
| | Mur intérieur | 0.127 | 1.3 | 0.139 | |
| N₅ | | | | 573.075 | |
| | Venant de N ₅ | | | 573.075 | 136.273 |
| | Pot (50×50) | 0.25 | 25×3.06 | 19.125 | |
| | Plancher étage courant CC | 8.32 | 5.19 | 43.18 | |
| | balcon | 3.33 | 4.58 | 15.251 | |
| | Poutre selon X | 0.12 | 25×3.7 | 11.1 | |
| | Poutre selon Y | 0.12 | 25×3.15 | 9.45 | |
| | Mur extérieur | 0.912 | 2.85 | 2.599 | |
| | Mur intérieur | 0.127 | 1.3 | 0.139 | |
| N₆ | | | | 673.919 | |
| | Venant de N ₆ | | | 673.919 | 149.007 |
| | Pot (50×50) | 0.25 | 25×3.06 | 19.125 | |
| | Plancher étage courant CC | 8.34 | 5.19 | 43.284 | |
| | balcon | 3.30 | 5.37 | 15.114 | |
| | Poutre selon X | 0.12 | 25×3.7 | 11.1 | |
| | Poutre selon Y | 0.12 | 25×3.15 | 9.45 | |
| | Mur extérieur | 0.9 | 2.85 | 2.565 | |
| | Mur intérieur | 0.125 | 1.3 | 0.137 | |
| N₇ | | | | 774.694 | |

| | | | | | |
|----------------------|---------------------------|--------|---------|----------------|----------------|
| | Venant de N ₇ | | | 774.694 | 163.343 |
| | Pot (55×55) | 0.3025 | 25×3.06 | 23.141 | |
| | Plancher étage courant CC | 8.34 | 5.19 | 43.284 | |
| | balcon | 3.30 | 4.58 | 15.114 | |
| | Poutre selon X | 0.12 | 25×3.7 | 11.1 | |
| | Poutre selon Y | 0.12 | 25×3.15 | 9.45 | |
| | Mur extérieur | 0.9 | 2.85 | 2.565 | |
| | Mur intérieur | 0.125 | 1.3 | 0.137 | |
| N₈ | | | | 879.485 | 182.120 |
| | Venant de N ₈ | | | 879.485 | |
| | Pot (55×55) | 0.3025 | 25×3.06 | 23.141 | |
| | Plancher étage courant CC | 8.375 | 5.19 | 43.466 | |
| | balcon | 3.27 | 4.58 | 14.976 | |
| | Poutre selon X | 0.12 | 25×3.7 | 11.1 | |
| | Poutre selon Y | 0.12 | 25×3.15 | 9.45 | |
| | Mur extérieur | 0.887 | 2.85 | 2.529 | |
| | Mur intérieur | 0.122 | 1.3 | 0.134 | |
| N₉ | | | | 984.281 | |

$$G_t = 984.281 \text{ KN} ; \quad Q_t = 182.120 \text{ KN}$$

II.2.5.Vérifications

Les poteaux sont pré dimensionnés en satisfaisant trois critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99/V2003

II.2.5.1. Critère de résistance

Les poteaux sont sollicités en compression simple par un effort N_u .

On doit vérifier que :

$$\text{Avec : } \frac{N_u}{B} \leq \sigma_{bc}$$

N_u : Effort normal pondéré du aux charges et surcharges.

B : Section transversale du poteau tel que : $B = b \times h$.

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à la compression à l'Etat Limite Ultime, tel que :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%

tel que : $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

II.2.5.2. Critère de stabilité de forme

Pour vérifier le flambement des poteaux, on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \text{ cal} \geq \frac{B \times N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 \times A \times f_e}{B \times \gamma_s} \right]}$$

Avec :

B_r : Section réduite du poteau : $B_r = (b - 0.02) \times (h - 0.02)$ (m²).

A / B : Le rapport de la section de l'acier à celle du béton, on prend ; $A / B = 1\%$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

λ : L'élanement définie par ; $\lambda = L_f / i_{\min}$.

Avec : L_f : longueur du flambement.

Pour le cas de bâtiment courant : $L_f = l_0$ où :

l_0 : Longueur libre du poteau.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{h}{12}$$

I : moment d'inertie de la section du poteau.

B : section transversale du poteau, tel que : $B = b \times h$

$$\lambda = \frac{0.7 \times l_0 \sqrt{12}}{h}$$

$$\text{Si : } 0 < \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

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

II.2.5.3. Règles du RPA99/V2003 :

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire les conditions suivantes en zone II_a :

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{Où } h_e : \text{ hauteur d'étage} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases}$$

Vérification du poteau du RDC:

➤ **vérification selon le critère de résistance :**

Calcul de l'effort normal ultime

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 984.281 + 1.5 \times 182.120$$

Selon le CBA93 (article B.8.1, 2) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%

$$\text{tel que : } N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$$

$$N_u = 1.1 \times (1.35 \times 984.281 + 1.5 \times 182.120)$$

$$N_u = 1762.155 \text{ KN}$$

Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq \sigma_{bc} \quad \text{Avec B: Section transversale du poteau tel que : } B = b \times h.$$

$$B \geq \frac{N_u}{\sigma_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{1762.155 \times 10^{-3}}{14.2}$$

$$B \geq 0.124 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B = 0.55 \times 0.55 = 0.3025 \text{ m}^2$$

$$B = 0.3025 \text{ m}^2 \geq 0.124 \text{ m}^2 \quad ; \text{ Condition vérifiée}$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau (P)

Tableau II. 18. Vérification des poteaux à la compression simple.

| Niveaux | Nu | sections | Condition $B \geq B$ calcule | | observation |
|------------------------|----------|----------|------------------------------|-----------|-------------|
| | | | B | B calculé | |
| RDC | 1762.155 | 55×55 | 0.3025 | 0.1240 | vérifiée |
| 1 ^{er} étage | 1575.55 | 55×55 | 0.3025 | 0.1109 | vérifiée |
| 2 ^{eme} étage | 1225.62 | 50×50 | 0.25 | 0.0863 | vérifiée |
| 3 ^{eme} étage | 1053.52 | 50×50 | 0.25 | 0.0741 | vérifiée |
| 4 ^{eme} étage | 901.592 | 45×45 | 0.2025 | 0.0634 | vérifiée |
| 5 ^{eme} étage | 721.25 | 45×45 | 0.2025 | 0.0507 | vérifiée |
| 6 ^{eme} étage | 545.633 | 40×40 | 0.16 | 0.0384 | vérifiée |
| 7 ^{eme} étage | 365.516 | 40×40 | 0.16 | 0.0257 | vérifiée |
| 8 ^{eme} étage | 180.895 | 40×40 | 0.16 | 0.0127 | vérifiée |

➤ vérification selon le critère de stabilité de forme

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

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

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

l_f : Longueur du flambement, égale à l_0 pour les poteaux de bâtiment supposés articulés à leurs extrémités (BAEL 99 article B.8.3.2).

h_0 : Longueur du poteau.

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

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

Vérification au flambement pour le poteau du RDC

$$l_f = l_0 = 3.57 - 0.2 = 3.37$$

$$B = 0.55 \times 0.55 = 0.3025 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.55^3}{12} = 7.6255 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{7.6255 \times 10^{-3}}{0.3025}} = 0.1587 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{3.37}{0.1587} = 21.23 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.7917$$

$$\alpha = 0.7917$$

D'après le BAEL99 on doit vérifier :

$$B_{r \text{ cal}} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $N_u = 1762.155 \text{ KN}$, Acier FeE400, $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%, car le poteau appartient à plus de deux travées (CBA 93 article B.8.1.1).

$$B_{r \text{ cal}} \geq \frac{1762.155 \times 10^{-3}}{0.7917 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.1011 \text{ m}^2$$

Or, nous avons :

$$B_r = (0.55 - 0.025) \times (0.55 - 0.025) = 0,2756 \text{ m}^2$$

$$B_r = 0,2756 \text{ m}^2 > B_{r \text{ cal}} = 0.1011 \text{ m}^2$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

➤ **vérification selon les règles du RPA99/V2003 du poteau du plancher terrasse inaccessible**

Selon le RPA 99/V2003 article 7.4.1, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

En zone II_a :

- $\min (a,b) = \min (45, 45) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$
- $\text{Min} (a,b) = \min (45,45) = 45 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306-0.2}{20} = 15.29 \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4$

les conditions du RPA sont vérifiées

Le pré- dimensionnement se fait dans le but d'avoir une estimation des dimensions des éléments structuraux et non structuraux tout en faisant les exigences des différents règlements en vigueur ainsi nous avons opté pour :

- ✓ Plancher à corps creux (16+4)cm
- ✓ Poutre selon x (30×40)cm²
- ✓ Poutre selon y (30×40)cm²
- ✓ Poutre palière (30×35)cm²
- ✓ Poutre de chaînage (25×30)cm²
- ✓ Poutre brisé (35×40)cm²
- ✓ poteau RDC + étage service (55×55)cm²
- ✓ poteaux 2^{ème} et 3^{ème} étage (50×50)cm²
- ✓ poteaux 4^{ème} et 5^{ème} étage (45×45)cm²
- ✓ poteaux du 6^{ème} au 9^{ème} étage (40×40)cm²

CHAPITRE III

[Etude des éléments
secondaires]

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (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, toutes on respectant la règlementation en vigueur (BAEL99, CBA93, RPA2003...).

III.1. Etude des planchers

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

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

III.1.1. Plancher à corps creux

III.1.1.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en Té en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

III.1.1.1.1. Pré dimensionnement

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que :

$h_t = (16+4)$ cm pour les planchers de services, d'habitation et pour le plancher terrasse inaccessible.

- Hourdis de 16 cm d'épaisseur et de 65 cm de largeur.
- Table de compression de 4cm.

III.1.1.1.2. Détermination de la largeur de la table de compression :

h : Hauteur du plancher = 20 cm.

b : Largeur de la table de compression.

l_x : Distance (entre nus) entre deux éléments calculer de deux poutrelles.

l_y : la longueur de la travée minimal de l'élément calculé.

III.1.1.1.3. Les différents Types de poutrelles

Tableau III. 1. Les différents Types de poutrelles.

| Charges | Types | Schéma statique |
|--|---------------|-----------------|
| 1^{er} étage $G=5.19\text{KN/m}^2$ $Q=2.5\text{KN/m}^2$ | Type 1 | |
| 2^{ème} au 9^{ème} étage $G=5.19\text{KN/m}^2$ | Type 2 | |
| $Q=1.5\text{KN/m}^2$ Terrasse inaccessible | Type 3 | |
| $G=5.5\text{KN/m}^2$ $Q=1\text{KN/m}^2$ | Type 4 | |

III.1.1.2. Méthodes de calcul :

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode de Caquot minorée.

III.1.1.2.1. Méthode forfaitaire : (Annexe E.1 du BAEL 99)

Cette méthode permet de calculer forfaitairement les sollicitations internes dans les poutrelles, elles ne peut-être appliquer que si certain conditions soit satisfaite.

Conditions à vérifier

- Charge d’exploitation modérée ($Q \leq \min (2G, 5\text{KN/m}^2)$)
- La fissuration ne compromet pas la tenue des revêtements ni celle des cloisons.
- Les éléments de plancher ont une même inertie dans les travées différentes.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

Evaluation des moments

- Calcul des sollicitations

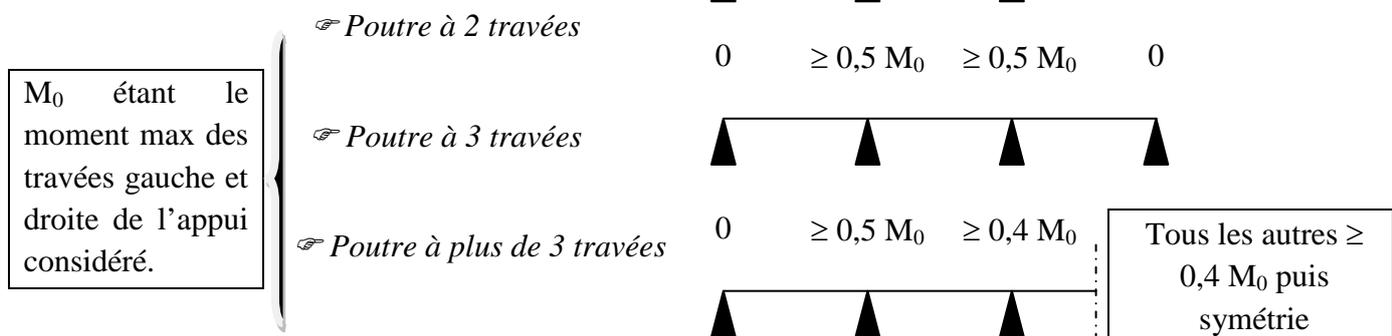
- M_0 = moment maximal dans la travée de référence (isostatique, mêmes charges, même portée que celle étudiée).
- M_g et M_d = valeurs absolues des moments de la travée continue (M_g : gauche; M_d : droite).
- M_t = moment maximal de la travée continue.

- Conditions à satisfaire

1. $M_t + (M_g + M_d)/2 \geq \max(1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0)$
2. $M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_0}{2}$ dans une travée intermédiaire
3. $M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2}$ dans une travée de rive

Avec $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Valeur absolue du moment sur appui



Remarque : Dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre, il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égal à : $M_{appui} = - 0,15 M_0$.

Mode opératoire

↳ Si on se fixe le moment en travée M_t (en respectant les valeurs minimales (2) et (3) des « conditions à satisfaire »), on obtient les moments sur appuis en appliquant la « condition à satisfaire » (1) pour les moments M_g et M_d :

- soit en se donnant un des moments sur appui
- soit en les prenant égaux

↳ Si on prend sur appuis M_g et M_d , on obtient M_t en respectant les valeurs minimales (1) puis (2) et (3).

Remarque : Puisqu'il y a continuité donc : M_g (travée de gauche) = M_d (travée de droite)

Arrêt des barres

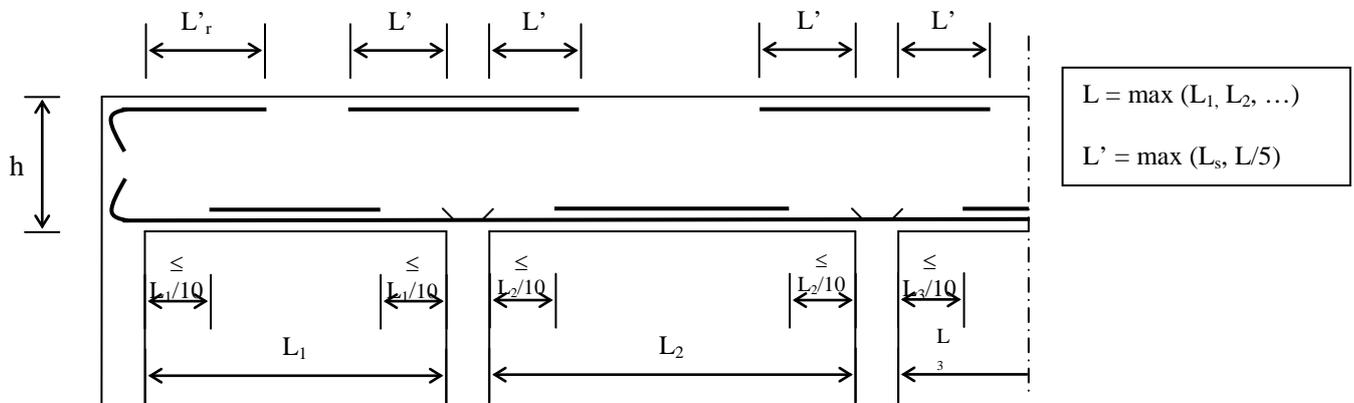


Figure III.1. Dispositions forfaitaires des armatures

- Par la « courbe enveloppe » des moments puis décalage de $0,8h$ « courbe décalée »
- Forfaitairement si $Q \leq G$ et si les charges sont uniformément réparties

Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués :

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

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

- Soit par la méthode RDM :

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

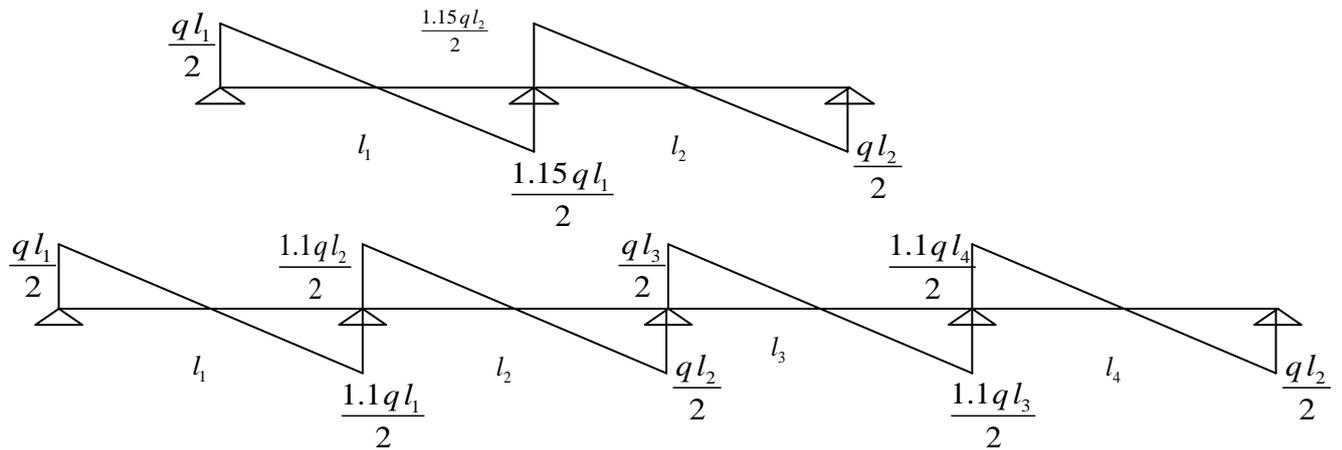


Figure III. 2. Evaluation des efforts tranchants.

III.1.1.2.2. Méthode de CAQUOT : (Annexe E.2 du BAEL 99)

Conditions d'application

Elle est appliquée essentiellement aux plancher à surcharge élevée (industriel) c.-à-d. : $Q \geq \min (2G ; 5) KN / m_2$ Cette méthode a été élaboré par Albert Caquot à partir de la méthode des trois moments qui est adopté au béton armé.

Principe de la méthode

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

- Moment aux appuis

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

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

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

- Moment en travée

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

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

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

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

- L'effort tranchant

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

Si la première condition de la méthode forfaitaire est vérifiée mais une ou plus des trois autres conditions ne le sont pas, on applique la méthode de *Caquot minorée* (Annexe E.2 du BAEL 99), c-à-d . On minore G avec un coefficient de 2/3 uniquement pour le calcul des moments sur appuis puis on reprend la totalité de G pour le calcul des moments en travées.

III.1.1.2. Exposé des cas calculs

III.1.1.2.1. Calcul des charges revenant aux poutrelles

A l'ELU : $P_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times l_0$

A l'ELS : $P_s = (G + Q) \times b$

La poutrelle reprend la charge sur une distance $b = 0.65m$

Tableau III. 2. Combinaisons d'action.

| Désignations | G (KN/m ²) | Q (KN/m ²) | ELU | ELS |
|---------------------------------|------------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|
| | | | P _u (KN/m) | P _s (KN/m) |
| Plancher du RDC (usage bureaux) | 5.19 | 2.5 | 6.99 | 4.99 |
| Plancher étage courant | 5.19 | 1.5 | 6.01 | 4.34 |
| Terrasse inaccessible | 5.5 | 1 | 5.80 | 4.22 |

III.1.1.2.1.1. Calcul de la poutrelle type 3 des étages courants

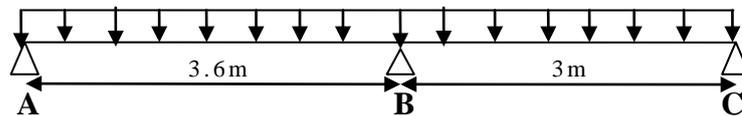


Figure.III.3. Schéma statique de la poutrelle type N°3de l'étage courant.

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

1. $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.27, 5KN/m^2) = 5KN/m^2$ vérifiée.
2. $I = \text{constant}$ vérifiée.
3. $l_i / l_{i+1} = 3.6/3 = 1.2$ compris entre 0.8 et 1.25vérifiée.
4. $F.P.N$ vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées, donc on applique la méthode forfaitaire

Calcul des sollicitations

$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 9.25 \text{ KN/m}$

$P_s = G + Q = 6.69 \text{ KN/m}$

P_u : la charge transmise à la poutrelle a L'ELU.

Ps : la charge transmise à la poutrelle a L'ELS.

Calcul des moments isostatiques

ELU

ELS

$$M_0 = \frac{P_U \times L^2}{8}$$

Travée AB

$$M_0^{AB} = \frac{9.25 \times 3.6^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 15 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{AB} = \frac{6.69 \times 3.6^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 10.83 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$M_0^{BC} = \frac{9.25 \times 3^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 10.41 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{6.69 \times 3^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 7.52 \text{ KN.m}$$

Tableau III.3. Les moments isostatiques max en travées.

| Travée | M ₀ ELU (KN.m) | M ₀ ELS (KN.m) |
|------------|---------------------------|---------------------------|
| A-B | 15 | 10.83 |
| B-C | 10.41 | 7.52 |

Calcul des moments aux appuis

Appuis de rives

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à 0.15×M₀

- **A l'ELU**

$$M_A = M_C = -0.15 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_A = M_C = -2.25 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELS**

$$M_A = M_C = -0.15 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_A = M_C = -1.62 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires

- **A l'ELU**

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -0.6 \times \max(15; 10.41) = -9 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELS**

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -0.6 \times \max(10.83; 7.652) = -6.5 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travée

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

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

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.27} = 0.22$$

$$(1 + 0.3 \alpha) = 1 + 0.3 \times 0.22 = 1.06$$

$$\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.22}{2} = 0.63$$

- **A l'ELU**

Travée AB

$$M_t + \frac{0 + 9}{2} \geq 1.06 \times 15 \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.22}{2} \times 15 \dots\dots\dots(2)$$

$$M_t \geq 11.5 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq 9.5 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(2)$$

$$M_t = \max (1) \text{ et } (2) \Rightarrow M_t = 11.5 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$M_t + \frac{9 + 0}{2} \geq 1.06 \times 10.41 \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.22}{2} \times 10.41 \dots\dots\dots(2)$$

$$M_t \geq 6.61 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq 6.60 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(2)$$

$$M_t = \max (1) \text{ et } (2) \Rightarrow M_t = 6.61 \text{ KN.m}$$

Calcul des efforts tranchants

L'effort tranchant isostatique a l'ELU :

$$V_0 = \frac{P_u \times l}{2}$$

On calcul V0 pour chaque travée :

Travée AB

$$V_A = \frac{9.25 \times 3.6}{2} = 16.65 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times V_A = -19.14 \text{ KN}$$

Travée BC

$$V_B = 1.15 \times \frac{9.25 \times 3}{2} = 15.95 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{9.36 \times 3}{2} = -13.87 \text{ KN}$$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.4. Sollicitations de la Poutrelle type N°3 des étages courants.

| | Travée | longueur L (m) | M ₀ (KN.m) | Moment en appui (KN.m) | | Moment en travée (KN.m) | Effort tranchant (KN) | |
|-----|--------|----------------|-----------------------|------------------------|----------------|-------------------------|-----------------------|----------------|
| | | | | M _g | M _d | | V _g | V _d |
| ELU | A-B | 3.6 | 15 | -2.25 | -9 | 11.5 | 16.65 | -19.14 |
| | B-C | 3 | 10.41 | -9 | -2.25 | 6.61 | 15.95 | -13.87 |
| ELS | A-B | 3.6 | 10.83 | -1.62 | -6.5 | 8.32 | 12.18 | -14.01 |
| | B-C | 3 | 7.52 | -6.5 | -1.62 | 7.86 | 11.67 | -10.15 |

Tableau III. 5. Sollicitations des différents types de Poutrelles des différents étages.

| Étage | Type de poutrelle | Etats limites | | | | | | |
|--------------------------------------|-------------------|--|--------|---|-----------------------|--|-------|---|
| | | ELU | | | | ELS | | |
| | | M _{max} ^{appui} (KN.m) | | M _{max} ^{travée} (KN.m) | V _{max} (KN) | M _{max} ^{appui} (KN.m) | | M _{max} ^{travée} (KN.m) |
| | | Rive | Inter | | | Rive | Inter | |
| 1 ^{er} étage | Type 1 | -1.16 | -6.82 | 8.79 | 14.77 | -0.83 | -4.82 | 6.31 |
| | Type 2 | -1.10 | -6.28 | 8.40 | 14.33 | -0.78 | -4.44 | 6.02 |
| | Type 3 | -2.61 | -10.46 | 13.91 | 19.36 | -1.86 | -7.47 | 9.54 |
| | Type 4 | -1.81 | 0 | 12.09 | 16.12 | -1.29 | 0 | 8.65 |
| 2 ^{ème} au 8 ^{ème} | Type 1 | -1.15 | -5.6 | 7.68 | 12.64 | -0.82 | -4.01 | 5.56 |
| | Type 2 | -1.09 | -5.16 | 7.33 | 12.26 | -0.78 | -3.7 | 5.31 |
| | Type 3 | -2.25 | -9 | 61 | -19.14 | -1.62 | -6.5 | 8.32 |
| | Type 4 | -1.56 | 0 | 10.40 | 13.78 | -1.28 | 0 | 7.52 |
| Terrasse inaccessible | Type 1 | -0.96 | 5.22 | 7.48 | 12.14 | -0.70 | -3.78 | 9.87 |
| | Type 2 | -0.91 | 4.81 | 7.14 | 9.62 | -0.66 | -3.48 | 7.14 |
| | Type 3 | -2.16 | 8.68 | 10.84 | 16.07 | -2.05 | -6.32 | 13.46 |
| | Type 4 | -1.50 | 0 | 10.03 | 13.38 | 1.09 | 0 | 7.31 |

III.1.1.3. Ferrailage des poutrelles

Exemple de calcul poutrelle type 3 étages courants

A l'ELU

$$M_{travée}^{max} = 6.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{appuis}^{max} = \begin{cases} -2.25 \text{ KN.m (rive)} \\ -9 \text{ KN.m (int)} \end{cases}$$

$$V^{max} = -19.14 \text{ KN}$$

A l'ELS

$$M_{travée}^{max} = 8.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{appuis}^{max} = \begin{cases} -1.62 \text{ KN.m (Rive)} \\ -6.5 \text{ KN.m (int)} \end{cases}$$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

- $b = 65\text{cm}$
- $h_0 = 4\text{cm}$
- $h = 20\text{cm}$
- $H = 16\text{cm}$
- $b_0 = 10\text{cm}$
- $d = 18\text{cm}$

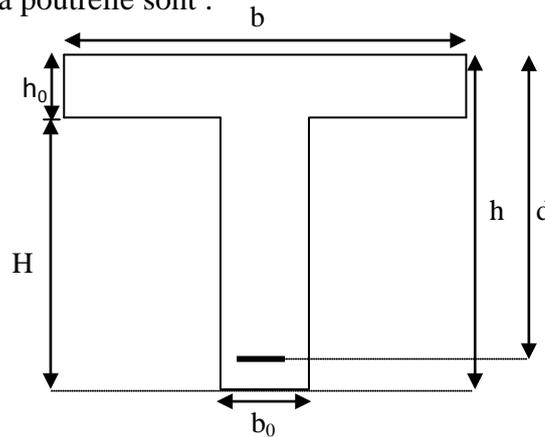


Figure III.3. Caractéristiques géométriques de la poutrelle.

❖ Calcul à l'ELU

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

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

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

Armatures longitudinales

Ferrailage en travée

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times (0.18 - \frac{0.04}{2})$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 6.61 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.61 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0,022$$

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

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

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0,027$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0,177 \text{ m}$$

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}} = \frac{6.61 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} \Rightarrow A^{travée} = 1.06 \times 10^{-4} m^2$$

$$A^{travée} = 1.06 cm^2$$

$$\text{On prend } A_s = 1HA10 + 1HA12 = 1.92 cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 cm^2$$

$$A_s = 1.92 cm^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

Ferraillage aux appuis

- Appuis de rives

$$M_{inter}^a = -2.25 KN.m$$

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

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20) m^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.25 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.048$$

\Rightarrow Le diagramme passe par le pivot « A »

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

nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.062$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.175 m$$

$$A_a^{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{2.63 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} \Rightarrow A_a^{rive} = 0.36 cm^2$$

$$\text{On prend } A_s = 1HA10 = 0.79 cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21 cm^2$$

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

- Appuis intermédiaire

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20)m^2$.

$$M_{inter}^a = -9KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.56 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.19$$

Le diagramme passe par le pivot « A »

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

nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.274$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.160m$$

$$A_a^{inter} = \frac{M_a^{inter}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{inter} = 1.61cm^2$$

$$\text{On prend } A_s = 1T10 + 1T12 = 1.92cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21cm^2$$

$$A_s = 1.92cm^2 > A_{min} \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

Contrainte tangentielle : on à $V_{max} = -19.14KN$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} = \frac{19.14 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.20} = 0.95MPa$$

La fissuration est peu nuisible et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min\left(0.13 \times 25; 4MPa\right)$$

$$\tau_u = 0.95MPa < \bar{\tau}_u = 3.25MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_1^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t = 6mm$$

On choisit un étrier $\Phi 6$

$$A_t = 2\Phi 6 = 0.57cm^2$$

Espacement entre deux cadres

$$S_t \leq \min (0.9d, 40cm) \quad S_t \leq 16.2cm$$

$$S_t \leq \frac{0.9 f_e A_t (\sin \alpha + \cos \alpha)}{\gamma_b b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

K=1 flexion simple FPN, pas de reprise de bétonnage.

$$\alpha = 90^0 \text{ Flexion simple, armatures droites.}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_b (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 36.57cm$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.10} = 0.57m$$

On prend $S_t = 15cm$

Influence de V_u au voisinage de l'appui

Vérification des armatures longitudinales (A_l) inférieurs

- Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} (19.14 \times 10^{-3} - \frac{6.61 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18}) = -0.62cm^2$$

$$A_l \geq 0.62cm^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

- Appui de rive

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 19.14 \times 10^{-3} = 0.55cm^2$$

$$A_l \geq 0.55cm^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure

$$\tau_u = \frac{V_u (\frac{b-b_0}{2})}{0.9 \times db h_0} = \frac{19.14 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65 - 0.10}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.24MPa < \bar{\tau} = 3.25MPa$$

❖ **Vérification à l'ELS**

Etat limite d'ouverture des fissures

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

Etat limite de compression du béton

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

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

En travée

$$M_{ser}=8.32KN.m \quad ; \quad A=1.92cm^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 1.92 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$\Rightarrow H = 1.68 \times 10^{-4} cm^3 > 0$ (l'axe neutre passe par la table de compression) \Rightarrow calcule comme une section rectangulaire b x h.

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15A \times (y - d') - 15A_{sr} (d - y) = 0$$

$$\Rightarrow 32.5y^2 + 42.9y - 652.2 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Solution d'équation $y = 3.86m$

Le moment d'inertie I :

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

$$I = \frac{65 \times 3.86^3}{3} - \frac{(65 - 10)}{3} \times (3.86 - 4)^3 + 15 \times 1.92 \times (18 - 3.86)^2$$

$$I = 7004.41 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.32 \times 10^{-3} \times 0.0386}{7004.41 \times 10^{-8}} = 4.58MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

Condition vérifié

En appuis

Appuis intermédiaires

$$M_{ser} = -6.5 KN.m \quad ; \quad A = 1.92 cm^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 6.55cm$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 5180.80cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 8.21MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \text{ Condition vérifiée.}$$

Appuis de rive

$$M_{ser} = -1.62KN.m \quad ; \quad A = 0.79cm^2$$

Position de l'axe neutre

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

$$H = 55 \times \frac{4^2}{2} - 15 \times 0.79 \times (18 - 4) \Rightarrow H = 274.1 \text{ cm}^3$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$)

Position de l'axe neutre y :

$$y = 5.45 \text{ cm}, I = 2406.00 \text{ cm}^4 \quad \sigma_{bc} = 3.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Tableau III. 6. Ferrailage des différentes poutrelles.

| Etage | Type de poutrelle | Ferrailage longitudinal | | | | | | | Ferrailage transversal | |
|-----------------|-------------------|-------------------------|------------|----------|--------|----------------------|--------------------------|-------------------------------------|------------------------|--------------------|
| | | Position | μ_{bu} | α | Z (cm) | A (cm ²) | Choix de Section | A _{min} (cm ²) | A (cm ²) | Choix des sections |
| Etage 1 | 01 | Travée | 0.029 | 0.038 | 0.177 | 1.45 | 2HA10=1.57 | 1.41 | 0.57 | Etrier HA6 |
| | | Appuis riv | 0.025 | 0.031 | 0.177 | 0.18 | HA 10=0.79 | 0.21 | | |
| | | Appuis int | 0.148 | 0.201 | 0.165 | 1.18 | 2 HA 10=1.57 | 0.21 | | |
| | 02 | Travée | 0.028 | 0.035 | 0.177 | 1.36 | 2 HA 10=1.57 | 1.41 | | |
| | | Appuis riv | 0.023 | 0.03 | 0.177 | 0.17 | 1 HA 10=0.79 | 0.21 | | |
| | | Appuis int | 0.136 | 0.184 | 0.166 | 1.08 | 2 HA 10=1.57 | 0.21 | | |
| | 03 | Travée | 0.046 | 0.059 | 0.175 | 2.27 | 3 HA 10=2.36 | 1.41 | | |
| | | Appuis riv | 0.056 | 0.073 | 0.174 | 0.42 | 1 HA 10=0.79 | 0.21 | | |
| | | Appuis int | 0.227 | 0.326 | 0.156 | 1.92 | 1 HA 10+ 1 HA 12=1.92 | 0.21 | | |
| | 04 | Travée | 0.040 | 0.051 | 0.176 | 1.97 | 3 HA 10=2.36 | 1.41 | | |
| | | Appuis riv | 0.039 | 0.050 | 0.176 | 0.29 | 1 HA 10=0.79 | 0.21 | | |
| | | Appuis int | / | / | / | / | / | / | | |
| Etages courants | 01 | Travée | 0.025 | 0.032 | 0.177 | 1.24 | 2 HA 10=1.57 | 1.41 | 0.57 | Etrier HA6 |
| | | Appuis riv | 0.024 | 0.031 | 0.177 | 0.18 | 1 HA 10=0.79 | 0.21 | | |
| | | Appuis int | 0.121 | 0.162 | 0.168 | 0.95 | 2 HA 10=1.57 | 0.21 | | |

| | | | | | | | | | | | |
|----|-----------------------|---------------|---------------|-------|-------|-------|------------------------------|------------------|------|---------------|------|
| | 02 | Travée | 0.024 | 0.031 | 0.177 | 1.18 | 2 HA 10= 1.57 | 1.41 | 0.57 | Etrier HA6 | |
| | | Appuis riv | 0.023 | 0.029 | 0.177 | 0.17 | 1 HA 10= 0.79 | 0.21 | | | |
| | | Appuis int | 0.112 | 0.149 | 0.169 | 0.87 | 2 HA 10= 1.57 | 0.21 | | | |
| | 03 | Travée | 0.022 | 0.027 | 0.177 | 1.06 | 2 HA 10= 1.57 | 1.41 | | | |
| | | Appuis riv | 0.048 | 0.062 | 0.175 | 0.36 | 1 HA 10= 0.79 | 0.21 | | | |
| | | Appuis int | 0.195 | 0.274 | 0.160 | 1.61 | 1 HA 10+ 1 HA 12= 1.92 | 0.21 | | | |
| | 04 | Travée | 0.034 | 0.044 | 0.176 | 1.69 | 1 HA 10+ 1 HA 12= 1.92 | 1.41 | | | |
| | | Appuis riv | 0.033 | 0.043 | 0.176 | 0.25 | 1 HA 10= 0.79 | 0.21 | | | |
| | | Appuis int | / | / | / | / | / | / | | | |
| | Terrasse inaccessible | 01 | Travée | 0.029 | 0.037 | 0.177 | 1.42 | 2 HA 10= 1.57 | | | 1.41 |
| | | | Appuis riv | 0.148 | 0.201 | 0.165 | 1.18 | 2 HA 10= 1.57 | | | 0.21 |
| | | | Appuis int | 0.025 | 0.031 | 0.177 | 0.18 | 1 HA 10= 0.79 | | | 0.21 |
| 02 | | Travée | 0.023 | 0.030 | 0.177 | 1.15 | 2 HA 10= 1.57 | 1.41 | | | |
| | | Appuis riv | 0.019 | 0.024 | 0.178 | 0.14 | 1 HA 10= 0.79 | 0.21 | | | |
| | | Appuis int | 0.104 | 0.138 | 0.17 | 0.81 | 2 HA 10= 1.57 | 0.21 | | | |
| 03 | | Travée | 0.036 | 0.046 | 0.176 | 1.76 | 1 HA 10+ 1 HA 12= 1.92 | 1.41 | | | |
| | | Appuis riv | 0.046 | 0.06 | 0.175 | 0.35 | 1 HA 10= 0.79 | 0.21 | | | |
| | | Appuis int | 0.188 | 0.263 | 0.161 | 1.54 | 2 HA 10= 1.57 | 0.21 | | | |
| 04 | | Travée | 0.033 | 0.042 | 0.176 | 1.62 | 1 HA 10+ 1 HA 12= 1.92 | 1.41 | | | |
| | | Appuis riv | 0.032 | 0.041 | 0.177 | 0.24 | 1 HA 10= 0.79 | 0.21 | | | |
| | | Appuis int | / | / | / | / | / | / | | | |

On choisit

Armatures longitudinal

- 3HA10 en travée pour tous les types de poutrelles de tous les étages
- 1HA10+1HA12 en appuis intermédiaires pour tous les types de poutrelles et pour tous les étages
- 1HA10 en appuis de rives pour tous les types de poutrelles et pour tous les étages

Armatures transversales

Pour tous les types de poutrelles ont prend $A_t = 2\Phi6 = 0.57\text{cm}^2$

L'espacement $S_t = 15\text{ cm}$ pour toutes les poutrelles.

Vérification au cisaillement :

Tableau III. 7. Vérification au cisaillement des différents types de poutrelles.

| plancher | type | $V_u(\text{KN})$ | τ_u | $\bar{\tau}_u$ | remarque |
|-----------------------|------|------------------|----------|----------------|----------|
| Etage service | 1 | 14.77 | 0.82 | 3.25 | vérifiée |
| | 2 | 14.33 | 0.79 | 3.25 | vérifiée |
| | 3 | 19.36 | 1.07 | 3.25 | vérifiée |
| | 4 | 16.12 | 0.89 | 3.25 | vérifiée |
| Etages courants | 1 | 12.64 | 0.70 | 3.25 | vérifiée |
| | 2 | 12.26 | 0.68 | 3.25 | vérifiée |
| | 3 | 19.14 | 1.06 | 3.25 | vérifiée |
| | 4 | 13.78 | 0.76 | 3.25 | vérifiée |
| Terrasse inaccessible | 1 | 12.14 | 0.67 | 3.25 | vérifiée |
| | 2 | 9.62 | 0.53 | 3.25 | vérifiée |
| | 3 | 16.07 | 0.89 | 3.25 | vérifiée |
| | 4 | 13.38 | 0.74 | 3.25 | vérifiée |

Vérification à l'ELS

Etat limite de compression de béton : les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau III. 8. Vérification de l'état limite de compression du béton.

| plancher | type | En travée | | | | En appuis | | | | |
|-----------------------|------|---------------|--------------------------|-----------|----------------------|---------------|----------------------|-----------|----------------------|----------------------------|
| | | M_t KN.m | I (cm^4) | Y cm | σ_{bc} MPa | M_u KN.m | I cm^4 | Y cm | σ_{bc} MPa | $\bar{\sigma}_{bc}$ MPa |
| Etage service | 1 | 6.31 | 11.31×10^3 | 4.6 | 2.56 | 4.82 | 10.2×10^3 | 7.2 | 3.40 | 15 |
| | 2 | 6.02 | 11.31×10^3 | 4.6 | 2.44 | 4.44 | 10.2×10^3 | 7.2 | 3.10 | 15 |
| | 3 | 9.54 | 11.31×10^3 | 4.6 | 3.88 | 7.47 | 10.2×10^3 | 7.2 | 5.27 | 15 |
| | 4 | 8.65 | 11.31×10^3 | 4.6 | 3.51 | / | / | / | / | 15 |
| Etages courants | 1 | 5.56 | 7004.41 | 3.86 | 3.06 | 4.01 | 5180.80 | 6.55 | 5.06 | 15 |
| | 2 | 5.31 | 7004.41 | 3.86 | 2.92 | 3.7 | 5180.80 | 6.55 | 4.67 | 15 |
| | 3 | 8.32 | 7004.41 | 3.86 | 4.58 | 6.5 | 5180.80 | 6.55 | 8.21 | 15 |
| | 4 | 7.52 | 7004.41 | 3.86 | 4.14 | / | / | / | / | 15 |
| Terrasse inaccessible | 1 | 9.87 | 7004.41 | 3.86 | 5.43 | 3.78 | 5180.80 | 6.55 | 4.77 | 15 |
| | 2 | 7.14 | 7004.41 | 3.86 | 3.93 | 3.48 | 5180.80 | 6.55 | 4.39 | 15 |
| | 3 | 13.46 | 7004.41 | 3.86 | 7.41 | 6.32 | 5180.80 | 6.55 | 7.99 | 15 |
| | 4 | 7.31 | 7004.41 | 3.86 | 4.02 | / | / | / | / | 15 |

Etats limites de déformation du béton

Tableau III. 9. Vérification de l'état limite de déformation du béton.

| Plancher | Type | q _{jser} | q _{gser} | q _{pser} | Δf | F _{adm} | remarque |
|-----------------------|------|-------------------|-------------------|-------------------|------|------------------|----------|
| Etage service | 1 | 1.85 | 3.37 | 4.99 | 0.27 | 0.74 | vérifiée |
| | 2 | 1.85 | 3.77 | 4.99 | 0.19 | 0.72 | vérifiée |
| | 3 | 1.85 | 3.37 | 4.99 | 0.19 | 0.72 | vérifiée |
| | 4 | 1.85 | 3.77 | 4.99 | 0.08 | 0.6 | vérifiée |
| Etages courants | 1 | 1.85 | 3.37 | 4.43 | 0.18 | 0.74 | vérifiée |
| | 2 | 1.85 | 3.77 | 4.43 | 0.16 | 0.72 | vérifiée |
| | 3 | 1.85 | 3.37 | 4.43 | 0.16 | 0.72 | vérifiée |
| | 4 | 1.85 | 3.77 | 4.43 | 0.07 | 0.6 | vérifiée |
| Terrasse inaccessible | 1 | 1.85 | 3.37 | 4.22 | 0.20 | 0.74 | vérifiée |
| | 2 | 1.85 | 3.77 | 4.22 | 0.18 | 0.72 | vérifiée |
| | 3 | 1.85 | 3.37 | 4.22 | 0.18 | 0.72 | vérifiée |
| | 4 | 1.85 | 3.37 | 4.22 | 0.08 | 0.6 | vérifiée |

Tableau III. 10. Schéma de ferrailage des poutrelles.

| | Travée | Appui intermédiaire | Appui de rive |
|--|--------|---------------------|---------------|
| Etage service + Etages courants+ terrasse inaccessible | | | |

III.1.1.4. Ferrailage de la dalle de compression

III.1.1.4.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles

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

III.1.1.4.2. Armatures parallèles aux poutrelles

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

On prend un treillis soudé TSΦ5 (150×150) mm².

III.1.1.4.3. Schéma de ferrailage



Figure III.4. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2. Planchers à dalle pleine

III.2.1. Dalle sur trois appuis (panneau de dalle de l'étage service D1 et D2)

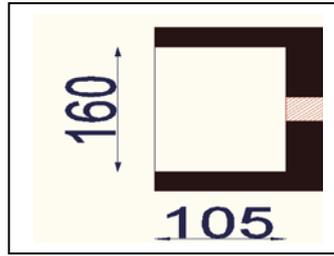


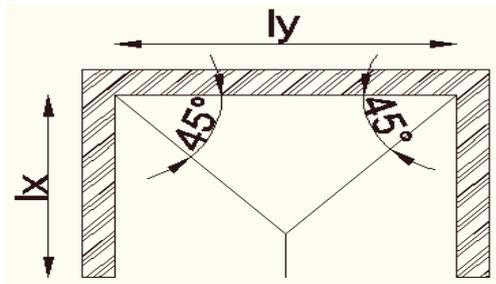
Figure III. 5. Dalle sur trois appuis (D1 et D2).

$G=4.43\text{KN/m}^2$; $Q=2.5\text{KN/m}^2$

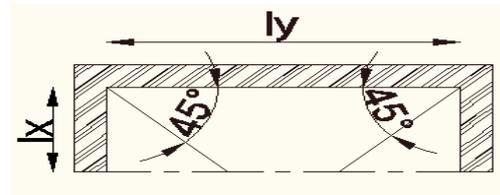
$l_x = 1.05 \text{ m}$; $l_y = 1.60 \text{ m}$

$q_u = 9.73\text{KN/m}^2$; $q_s = 6.93\text{KN/m}^2$

Calcul des moments



$l_x \geq \frac{l_y}{2}$



$l_x < \frac{l_y}{2}$

Pour notre cas les lignes de rupture sont représentées dans la figure ci contre :

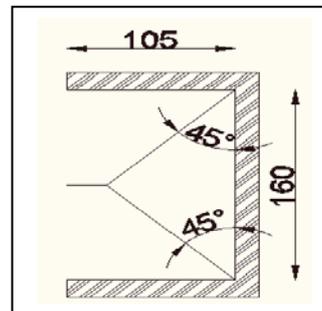


Figure III.6. Ligne de rupture de la dalle sur trois appuis.

l_x : dimension en console.

→ Si $l_x \geq \frac{l_y}{2}$ →
$$\begin{cases} M_{0x} = \frac{ql_y^3}{24} \\ M_{0y} = \frac{ql_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{ql_y^3}{48} \end{cases}$$

→ Si $l_x < \frac{l_y}{2}$ →
$$\begin{cases} M_{0x} = \frac{ql_x^2 l_y}{2} - \frac{2ql_x^3}{3} \\ M_{0y} = \frac{ql_x^3}{6} \end{cases}$$

Dans notre cas on a $l_x = 1.05m > \frac{1.60}{2} = 0.8m$ donc :

$$\text{ELU} \quad \begin{cases} M_{0x}^u = \frac{q_u l_y^3}{24} = 1.66 \text{KN.m} \\ M_{0y}^u = \frac{q_u l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q_u l_y^3}{48} = 1.60 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \quad \begin{cases} M_{0x}^s = \frac{q_s l_y^3}{24} = 1.182 \text{KN.m} \\ M_{0y}^s = \frac{q_s l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q_s l_y^3}{48} = 1.145 \text{KN.m} \end{cases}$$

Comme la dalle n'est pas simplement appuyée sur ces appuis (semi-encastres), les moments réels sont calculés en corrigeant les moments M_0 par des coefficients définis par le BAEL on aura :

En travées

$$\text{A L'ELU:} \quad M_{tx}^u = 0.75 M_{0x}^u = 1.245 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty}^u = 0.75 M_{0y}^u = 1.206 \text{ KN.m}$$

$$\text{A L'ELS:} \quad M_{tx}^s = 0.75 M_{0x}^s = 0.887 \text{KN.m}$$

$$M_{ty}^s = 0.75 M_{0y}^s = 0.859 \text{ KN.m}$$

En appuis

$$\text{A L'ELU:} \quad M_{ax}^u = M_{ay}^u = -0.5 \times M_{0x}^u = -0.83 \text{ KN.m}$$

$$\text{A L'ELS:} \quad M_{ax}^s = M_{ay}^s = -0.5 \times M_{0x}^s = -0.591 \text{ KN.m}$$

• Sollicitation d'effort tranchant

On a $\rho = 0.65 > 0.4$ donc :

$$V_x = \frac{q_u l_x}{3} = 3.405 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u l_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 4.23 \text{ KN}$$

• Ferrailage

Le diamètre des barres utilisées doit vérifier la condition suivante :

$$\emptyset \leq \frac{e}{10} = \frac{120}{10} = 1.2 \text{cm} ; \text{ Si on adopte } \emptyset = 1.2 \text{cm} \text{ alors :}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\emptyset}{2} + 3 \right) = 12 - \left(\frac{1.2}{2} + 3 \right) = 8.4 \text{cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\emptyset}{2} + \emptyset + 3 \right) = 12 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 3 \right) = 7.4 \text{cm}$$

La section à ferriller est une section rectangulaire ($b \times e$) = (1ml \times 0.12m) qui travaille à la flexion simple.

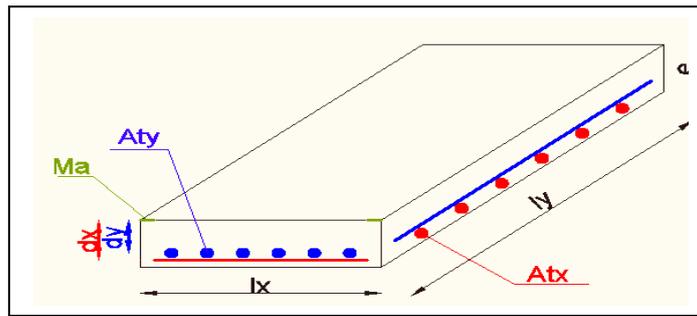


Figure III. 7 Schéma de disposition des armatures.

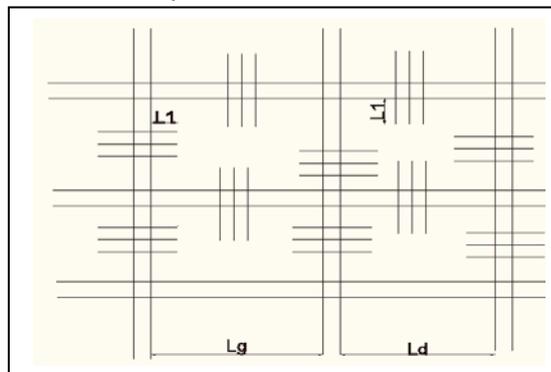
Recommandations de ferrailage des dalles

- Les armatures de la partie inférieure de la dalle sont prolongées jusqu'aux appuis à raison d'une barre sur deux (une fois la même adhérence).
- Les aciers armant la partie supérieure de la dalle sont constituées de « chapeaux », de longueur « l_1 ».

$$l_1 = \max \begin{cases} \left(l_a, \frac{l}{4} \right), \text{Travée de rive.} \\ \left(l_a, \frac{l}{5} \right), \text{Travée intermédiaire.} \end{cases} \quad , l = \max(l_g, l_d) \text{ de l'appui considéré.}$$

$$l_a: \text{longueur d'ancrage} \begin{cases} 0.4 * l_s, \text{acier HA} \\ 0.6 * l_s, \text{acier RL} \end{cases}$$

$$l_s: \text{longueur de scellement droit} \begin{cases} 40 \phi, \text{acier HA} \\ 50 \phi, \text{acier RL} \end{cases}$$



$$A = \frac{M_u}{Z * f_{st}} ; Z = d(1 - 0.4\alpha) ; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; \mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} ;$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{MPa} ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

Tableau III. 11 .Ferrailage du panneau de dalle sur trois appuis (D1 et D2) de l'étage service

| Localisation | sens | M_u KN.m | μ_{bu} | α | Z (m) | A_{cal} (cm^2) | A_{min} (cm^2) | A_{adop} (cm^2) | S_t (cm) |
|--------------|-----------|---------------|------------|----------|-------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|---------------|
| Travées | Selon x-x | 1.245 | 0.010 | 0.013 | 0.089 | 0.40 | 1.125 | 5HA10=3.93 | 20 |
| | Selon y-y | 1.206 | 0.010 | 0.013 | 0.089 | 0.387 | 0.96 | 4HA8=2.01 | 25 |
| Appuis | Selon x-x | 0.83 | 0.007 | 0.009 | 0.089 | 0.266 | 1.086 | 4HA10=3.14 | 25 |

• **Condition de non fragilité**

$e = 12 \text{ cm} ; \rho > 0.4$

$$A_{x\min} = \frac{\rho_0}{2}(3 - \rho)be = \frac{0.0008}{2}(3 - 0.65)100 \times 12 = 1.125 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{tx}$$

$$A_{y\min} = \rho_0 be = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{ty}$$

$$A_{amin} = 0.23bd_x \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.084 \times \frac{2.1}{400} = 1.086 \text{ cm}^2 > A_a$$

⇒ On ferraille avec $A_{x\min}$

• **Vérification de l'espacement**

Selon X : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ on prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Selon Y : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ on prend $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Vérification des armatures secondaires**

$$A_t^y \geq \frac{A_t^x}{4}$$

$$A_t^y = 2.01 \text{ cm}^2 > \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 ; \text{ vérifiée}$$

• **Vérification au cisaillement**

Or que une armature transversale n'est nécessaire si :

- La dalle est coulée sans reprise de bétonnage.

- Si $\tau_u^{max} = \frac{V_u}{b \times d_y} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\tau_u^{max} = 0.055 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.16 \text{ MPa} ; \text{ vérifié}$$

• **Vérification des contraintes**

Le panneau de dalle se situe à l'intérieur (FPN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) seulement.

Tableau III. 3. Contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis (D1 et D2) de l'étage service

| Le sens | M (KN.m) | Y (m) | I (m ⁴) | σ_{bc} (MPa) | σ_{adm} (MPa) | Remarque |
|-----------|----------|-------|-----------------------|---------------------|----------------------|----------|
| Selon x-x | 0.887 | 0,032 | 4.11*10 ⁻⁵ | 0.69 | 15 | Vérifier |
| Selon y-y | 0.859 | 0,049 | 0.00014 | 0.295 | 15 | Vérifier |
| Appui | 0.591 | 0,024 | 2.42*10 ⁻⁵ | 0.593 | 15 | Vérifier |

• **L'état limite de déformation de la dalle**

L'article B.7.5 du BAEL précise que si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche dans la dalle :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{M_t}{20M_{0x}} l_x \dots\dots\dots(1) \\ A_{tx} \leq \frac{2bd}{f_e} \dots\dots\dots(2) \end{array} \right.$$

Si une des conditions n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire,

$\Delta f \leq f_{adm}$; Avec

Δf : la flèche calculée selon le BAEL (en considérant les propriétés du BA : fissure, retrait...)

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

f_{adm} : la flèche admissible pour une travée inférieure à 5m, $f_{adm} = \frac{l}{500}$

q_j = charge permanente avant mise en place des cloisons.

q_g = charge permanente après mise en place des cloisons.

q_p = charge total (G+Q).

Selon X

$$\begin{cases} M_{0x}^j = \mu_x \times q_j \times l_x^2 \\ M_{0x}^g = \mu_x \times q_g \times l_x^2 \\ M_{0x}^p = \mu_x \times q_p \times l_x^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{jser}^x = 0.75 \times M_{0x}^j \\ M_{gser}^x = 0.75 \times M_{0x}^g \\ M_{pser}^x = 0.75 \times M_{0x}^p \end{cases}$$

$$\begin{cases} f_{gv}^x = \frac{M_{gser}^x \times l_x^2}{10 \times E_v \times I_v} \\ f_{gi}^x = \frac{M_{gser}^x \times l_x^2}{10 \times E_i \times I_i} \\ f_{ji}^x = \frac{M_{jser}^x \times l_x^2}{10 \times E_i \times I_i} \\ f_{pi}^x = \frac{M_{pser}^x \times l_x^2}{10 \times E_i \times I_i} \end{cases}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad ; \quad E_i = 3E_v$$

$$I_i = I_f = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \quad ; \quad I_v = I_f = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu}$$

I_f : Moment d'inertie définie par le BAEL qui tien en compte de l'état fissurer du BA.

I_0 : Moment d'inertie de la section total homogénéisé (non fissurer) par rapport à l'axe qui passe par le centre de gravité.

λ et μ : sont des coefficients définie par le BAEL et qui prennent en considération la fissuration du béton.

$$\mu = \max \left[0 \quad ; \quad 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\sigma_{st} + f_{t28}} \right] \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b+3b)\rho} \\ \lambda_v = \frac{2}{3} \lambda_i \end{cases}$$

ρ : Le pourcentage d'acier par rapport au béton. $\rho = \frac{A}{bd}$

Selon X

(1) $\Rightarrow e = 0.12m > \frac{0.88 \times 1.05}{20 \times 1.182} = 0.034 m$; condition vérifiée

(2) $\Rightarrow 3.93 \times 10^{-4} < 4.2 \times 10^{-4}$; condition vérifiée

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire,

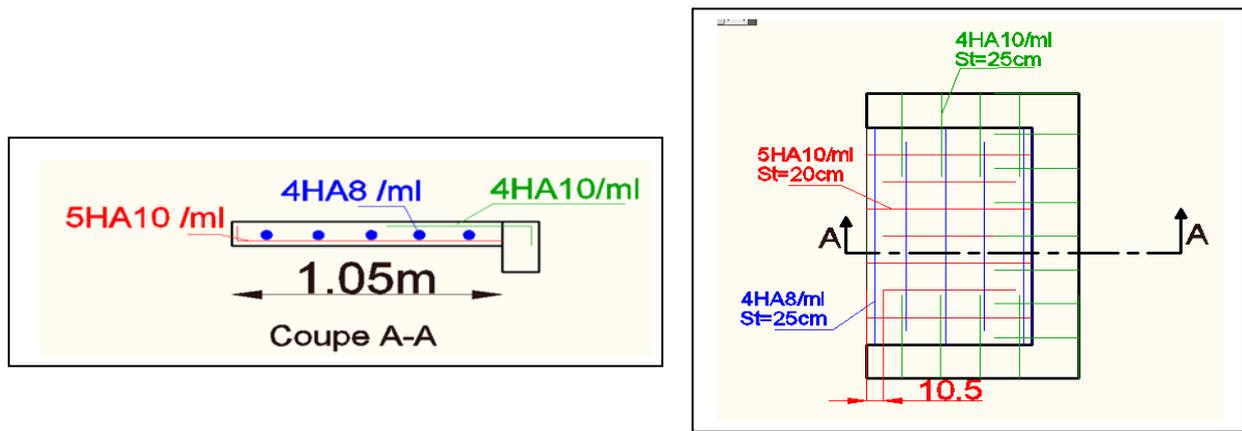


Figure III. 8. Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis de l'étage service.

III.2.2. Etude des balcons

III.2.2.1. Dalle sur trois appuis (panneau de dalle de l'étage d'habitation D8)

• Calcul du chargement

$G=4.58KN/m^2$; $Q=3.5KN/m^2$

$l_x = 1.30 m$; $l_y = 1.30 m$

$q_u = 11.43 KN/m^2$; $q_s = 8.08KN/m^2$

$l_x = 1.30m > \frac{1.30}{2} = 0.65m$ donc :

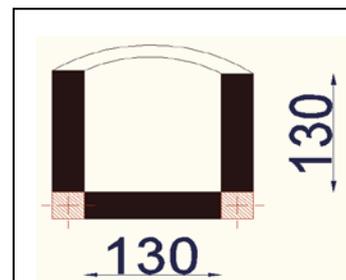


Figure III. 9. Dalle sur trois appuis (D8).

$$ELU \begin{cases} M_{0x}^u = \frac{q_u l_y^3}{24} = 1.046KN.m \\ M_{0y}^u = \frac{q_u l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q_u l_y^3}{48} = 2.09KN.m \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_{0x}^s = \frac{q_s l_y^3}{24} = 0.739KN.m \\ M_{0y}^s = \frac{q_s l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q_s l_y^3}{48} = 1.479KN.m \end{cases}$$

En travées

A L'ELU: $M_{tx}^u = 0.85 M_{0x}^u = 0.889 \text{KN.m}$

$M_{ty}^u = 0.85 M_{0y}^u = 1.779 \text{KN.m}$

A L'ELS: $M_{tx}^s = 0.85 M_{0x}^s = 0.628 \text{KN.m}$

$M_{ty}^s = 0.85 M_{0y}^s = 1.257 \text{KN.m}$

En appuis

A L'ELU: $M_{ax}^u = M_{ay}^u = -0.5 \times M_{0x}^u = -0.523 \text{KN.m}$

A L'ELS: $M_{ax}^s = M_{ay}^s = -0.5 \times M_{0x}^s = -0.369 \text{KN.m}$

• **Sollicitation d'effort tranchant**

On a $\rho = 1 > 0.4$

donc: $V_x = \frac{q_u l_x}{3} = 4.954 \text{KN}$

$V_y = \frac{q_u l_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{l}{2}} = 4.027 \text{KN}$

• **Ferraillage**

Tableau III.4. Ferraillage du panneau de dalle sur trois appuis.

| Localisation | Le sens | M_u KN.m | μ_{bu} | α | Z (m) | A_{cal} (cm^2) | A_{min} (cm^2) | A_{adop} (cm^2) | S_t (cm) |
|--------------|-----------|---------------|------------|----------|-------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|---------------|
| Travées | Selon x-x | 0.889 | 0.007 | 0.009 | 0.089 | 0.285 | 0.96 | 5HA10=3.93 | 20 |
| | Selon y-y | 1.779 | 0.015 | 0.019 | 0.089 | 0.572 | 0.96 | 4HA8=2.01 | 25 |
| Appuis | Selon x-x | 0.523 | 0.004 | 0.005 | 0.089 | 0.167 | 1.086 | 4HA10=3.14 | 25 |

• **Vérification de l'espacement**

Selon X : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{cm} < \min(3e, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} \Rightarrow$ on prend $S_t = 20 \text{cm}$

Selon Y : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{cm} < \min(4e, 45 \text{cm}) = 45 \text{cm} \Rightarrow$ on prend $S_t = 25 \text{cm}$

• **Vérification des armatures secondaires**

$A_t^y \geq \frac{A_t^x}{4}$

$A_t^y = 2.01 \text{cm}^2 > \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{cm}^2$; vérifiée

• **Vérification au cisaillement**

Or que une armature transversale n'est nécessaire si :

- La dalle est coulée sans reprise de bétonnage.

- Si $\tau_u^{max} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$

$\tau_u^{max} = \frac{4.954 \times 10^{-3}}{1 \times 0.084} = 0.055 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16 \text{MPa}$; vérifié

• **Vérification des contraintes**

Le panneau de dalle se situe à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st}).

Tableau III. 5. Contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis (D8) de l'étage d'habitation.

| Le sens | M (KN.m) | Y (m) | I (m ⁴) | σ_{bc} (MPa) | σ_{adm} (MPa) | σ_{st} (MPa) | $\bar{\sigma}_{st}$ (MPa) | Remarque |
|------------------|----------|--------|------------------------|---------------------|----------------------|---------------------|---------------------------|----------|
| Travée Selon x-x | 0.628 | 0.0322 | 4.119*10 ⁻⁵ | 0.492 | 15 | 13.221 | 201.63 | Vérifier |
| Travée Selon y-y | 1.257 | 0.0495 | 0.00014 | 0.432 | 15 | 5.278 | 201.63 | Vérifier |
| Appui | 0.369 | 0.0243 | 2.42*10 ⁻⁵ | 0.371 | 15 | 15.052 | 201.63 | Vérifier |

• **L'état limite de déformation de la dalle**

(1) $\Rightarrow e = 0.12m \geq \frac{1.257 \times 1.30}{20 \times 1.479} = 0.069m$; condition vérifiée

(2) $\Rightarrow 2.01 \times 10^{-4} < 3.7 \times 10^{-4}$; condition vérifiée

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

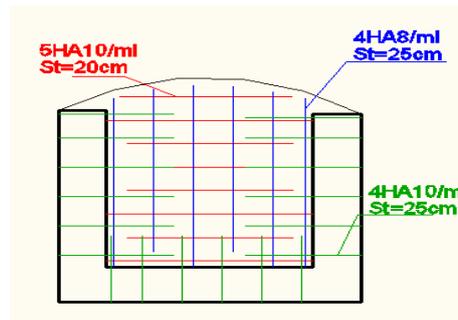


Figure III. 10. Schéma de ferrailage des dalles (D8 ;D9 ;D10 et D11) de l'étage d'habitation.

III.2.2.2. Dalle sur deux appuis (panneau de dalle de l'étage d'habitation "séchoir")

• **Calcul du chargement**

$G=4.58KN/m^2$; $Q=3.5KN/m^2$

$l_x = 1.50 m$; $l_y = 3.00 m$

$q_u = 11.433KN/m^2$; $q_s = 8.08KN/m^2$

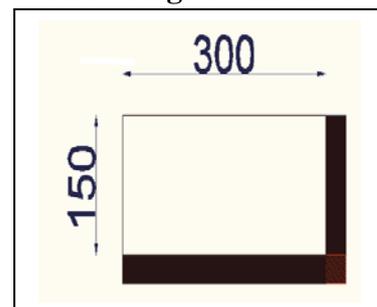


Figure III. 11. Dalle sur deux appuis de l'étage d'habitation.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.50}{3.00} = 0.5 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille selon deux sens l_x et l_y

Du tableau (ANNEXE 2) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

à l'ELU $\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0966 \\ \mu_y = 0.25 \end{array} \right.$ à l'ELU $\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.1 \\ \mu_y = 0.3671 \end{array} \right.$

• **Calcul de M_{0x} et M_{0y}**

A l'ELU

$$M_{0x}^u = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 2.484 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y}^u = M_{0x}^u \times \mu_y = 0.621 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$M_{0x}^s = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 1.818 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y}^s = M_{0x}^s \times \mu_y = 0.667 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments corrigés**

En travées

A l'ELU: $M_{tx}^u = 0.85 M_{0x}^u = 2.11 \text{ KN.m}$

$$M_{ty}^u = 0.85 M_{0y}^u = 0.528 \text{ KN.m}$$

A l'ELS: $M_{tx}^s = 0.85 M_{0x}^s = 1.54 \text{ KN.m}$

$$M_{ty}^s = 0.85 M_{0y}^s = 0.56 \text{ KN.m}$$

En appuis

A l'ELU: $M_{ax}^u = M_{ay}^u = -0.5 \times M_{0x}^u = -1.242 \text{ KN.m}$

A l'ELS: $M_{ax}^s = M_{ay}^s = -0.5 \times M_{0x}^s = -0.909 \text{ KN.m}$

• **Sollicitation d'effort tranchant**

On a $\rho = 1 > 0.4$; donc: $V_x = \frac{q_u l_x}{3} = 5.71 \text{ KN}$

$$V_y = \frac{q_u l_x}{2} \frac{1}{1+\frac{\rho}{2}} = 5.276 \text{ KN}$$

• **Ferraillage**

Tableau III.6. Ferraillage du panneau de dalle sur deux appuis.

| Localisation | Le sens | M_u KN.m | μ_{bu} | α | Z (m) | A_{cal} (cm^2) | A_{min} (cm^2) | A_{adop} (cm^2) | S_t (cm) |
|--------------|-----------|---------------|------------|----------|-------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|---------------|
| Travées | Selon x-x | 2.11 | 0.018 | 0.023 | 0.089 | 0.681 | 1.2 | 5HA10=3.93 | 20 |
| | Selon y-y | 0.528 | 0.004 | 0.005 | 0.089 | 0.169 | 0.96 | 4HA8=2.01 | 25 |
| Appuis | Selon x-x | 1.242 | 0.010 | 0.013 | 0.089 | 0.399 | 1.086 | 4HA10=2.14 | 25 |

• **Vérification de l'espacement**

Selon X : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ on prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Selon Y : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ on prend $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Vérification des armatures secondaires**

$$A_t^y \geq \frac{A_t^x}{4}$$

$$A_t^y = 2.01 \text{ cm}^2 > \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 ; \text{ vérifiée}$$

• **Vérification au cisaillement**

Or que une armature transversale n'est nécessaire si :

- La dalle est coulée sans reprise de bétonnage.
- Si $\tau_u^{max} = \frac{V_u}{b \times d_x} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\tau_u^{max} = \frac{5.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.084} = 0.067 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa} ; \text{ vérifié}$$

• **Vérification des contraintes**

Le panneau de dalle se situe à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st}).

Tableau III. 7. Contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis.

| Le sens | M (KN.m) | Y (m) | I (m ⁴) | σ_{bc} (MPa) | σ_{adm} (MPa) | σ_{st} (MPa) | $\bar{\sigma}_{st}$ (MPa) | Remarque |
|------------------|----------|--------|-----------------------|---------------------|----------------------|---------------------|---------------------------|----------|
| Travée Selon x-x | 1.54 | 0.0272 | $2.995 \cdot 10^{-5}$ | 1.403 | 15 | 48.58 | 201.63 | Vérifier |
| Travée Selon y-y | 0.56 | 0.0272 | $2.995 \cdot 10^{-5}$ | 0.515 | 15 | 17.83 | 201.63 | Vérifier |
| Appui | 0.909 | 0.0272 | $2.995 \cdot 10^{-5}$ | 0.825 | 15 | 28.57 | 201.63 | Vérifier |

• **L'état limite de déformation de la dalle**

(1) $\Rightarrow e = 0.12m \geq \frac{1.54 \times 1.50}{20 \times 1.818} = 0.097m$; condition vérifiée

(2) $\Rightarrow 3.93 \times 10^{-4} < 4.2 \times 10^{-4}$; condition vérifiée

Les deux conditions sont vérifier, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

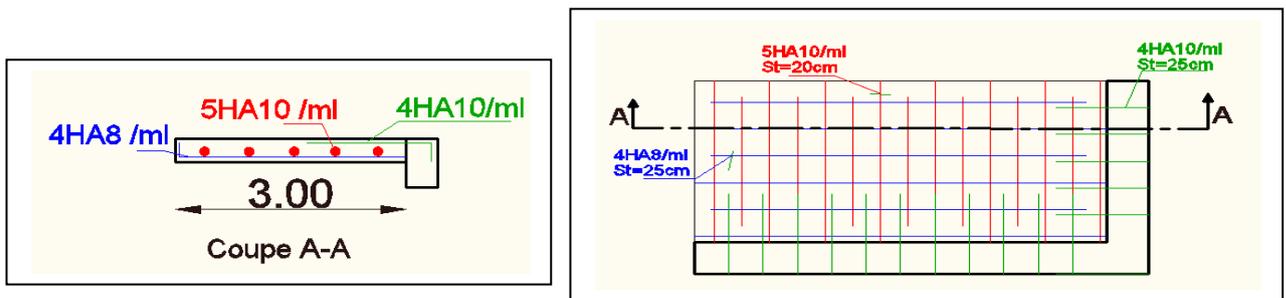


Figure III. 12. Schéma de ferrailage des dalles sur deux appuis.

III.2.2.3. Dalle sur un appui (consol) (D3)

• **Calcul du chargement**

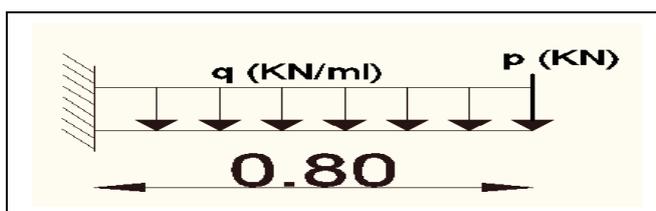


Figure III. 13. Schéma statique de la dalle D3

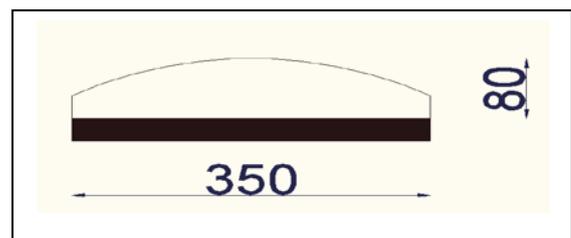


Figure III. 14. Dalle sur un appui D3.

$$G=4.58\text{KN/m}^2 ; Q=3.5\text{KN/m}^2$$

$$l_x = 0.80 \text{ m} ; l_y = 3.50 \text{ m}$$

$$G_{mur} = 2.85\text{KN/m}^2$$

$$q_u = 11.433\text{KN/ml} ; q_s = 8.08\text{KN/ml}$$

$$p_u = 1.35 \times G_{mur} \times h \times b$$

$$p_s = 1.5 \times G_{mur} \times h \times b$$

$$p_u = 11.77\text{KN} ; p_s = 13.08\text{KN}$$

Donc après calcul d'une console on trouve :

$$\sum M_{/encast} = 0$$

$$M_u^{max} = -\left(\frac{q_u \times l_x^2}{2} + p_u \times l_x\right) = -\left(\frac{11.433 \times 0.8^2}{2} + 11.77 \times 0.8\right) = -13.074\text{KN.m}$$

$$M_s^{max} = -\left(\frac{q_s \times l_x^2}{2} + p_s \times l_x\right) = -\left(\frac{8.08 \times 0.8^2}{2} + 13.08 \times 0.8\right) = -13.04\text{KN.m}$$

$$V_u^{max} = -(q_u \times l_x + p_u) = -(11.433 \times 0.8 + 11.77) = -20.91\text{KN}$$

$$V_s^{max} = -(q_s \times l_x + p_s) = -(8.08 \times 0.8 + 13.08) = -19.54\text{KN}$$

• Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Tableau III. 8. Ferrailage du panneau D3.

| M_t (KN.m) | μ_{bu} | α | Z (m) | A_{cal} (cm ²) | A_{min} (cm ²) | A_{adop} (cm ²) | S_t (cm) |
|--------------|------------|----------|-------|------------------------------|------------------------------|-------------------------------|------------|
| 13.074 | 0.113 | 0.151 | 0.084 | 4.47 | 0.96 | 5HA12=5.65 | 20 |

• Les armatures secondaires

Dans le cas d'une dalle travaillent suivant un sens, on calcule les armatures principale selon le sens x-x, dans le sens secondaire on maie des aciers de construction de section suivante :

$$A_{cons} = \frac{A_t^x}{3} = \frac{4.47}{3} = 1.49\text{cm}^2$$

On prend 4HA8 = 2.01cm²

• Vérification de l'espacement

Selon X : $S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$; Condition vérifier

Selon Y : $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; Condition vérifier

• Vérification au cisaillement

Or que une armature transversale n'est nécessaire si :

- La dalle est coulée sans reprise de bétonnage.

- Si $\tau_u^{max} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\tau_u^{max} = \frac{20.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.084} = 0.248 MPa \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16 MPa ; \text{vérifié}$$

• **Vérification des contraintes**

Le panneau de dalle se situe à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st}).

Tableau III.9. Contraintes dans le béton du panneau D3.

| Le sens | M (KN.m) | Y (m) | I (m ⁴) | σ_{bc} (MPa) | σ_{adm} (MPa) | σ_{st} (MPa) | $\bar{\sigma}_{st}$ (MPa) | Remarque |
|-------------------------|----------|--------|-----------------------|---------------------|----------------------|---------------------|---------------------------|----------|
| Travée Selon X et appui | 13.04 | 0.0314 | 3.94*10 ⁻⁵ | 10.39 | 15 | 29.09 | 201.63 | Vérifier |

• **L'état limite de déformation de la dalle**

Selon X

(1) $\Rightarrow 0.12 m > 0.03m$; condition vérifiée

(2) $\Rightarrow 5.65 \times 10^{-4} m^2 > 4.2 \times 10^{-4} m^2$; condition non vérifiée

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire,

$$\Delta f \leq f_{adm} ; \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} ; f_{adm}^x = \frac{l_x}{250} = \frac{80}{250} = 0.32cm$$

$$q_j = 3KN/m ; q_g = 4.58KN/m ; q_p = 8.08KN/m$$

Tableau III. 10. Vérification de la flèche du panneau D3 de l'étage d'habitation.

| Sens X |
|--------------------------------|
| $M_{jser}^x = 0.96KN.m$ |
| $M_{gser}^x = 24.03KN.m$ |
| $M_{pser}^x = 25.15KN.m$ |
| $\rho = 0.00627$ |
| $\lambda_i = 3.345$ |
| $\lambda_v = 1.338$ |
| $E_v = 10818.865MPa$ |
| $E_i = 32456.596MPa$ |
| $\sigma_{stj} = 21.37MPa$ |
| $\sigma_{stg} = 535.13 MPa$ |
| $\sigma_{stp} = 560.06MPa$ |
| $\mu_j = \mu_g = \mu_p = 0$ |
| $I_0 = 0.000151m^4$ |
| Sous j |
| $I_i = I_v = 0.000166m^4$ |
| Sous g |
| $I_i = 4.69 \times 10^{-5}m^4$ |
| $I_v = 8.25 \times 10^{-5}m^4$ |
| Sous p |
| $I_i = 4.65 \times 10^{-5}m^4$ |
| $I_v = 8.2 \times 10^{-5}m^4$ |
| $f_{gv} = 1.72mm$ |

$$\begin{aligned}
 f_{ji} &= 0.0113\text{mm} \\
 f_{pi} &= 1.066\text{mm} \\
 f_{gi} &= 1.0099\text{mm} \\
 \Delta f &= 1.768\text{mm} < f_{adm}^x = 3.2\text{mm} \\
 &\text{Condition vérifiée}
 \end{aligned}$$

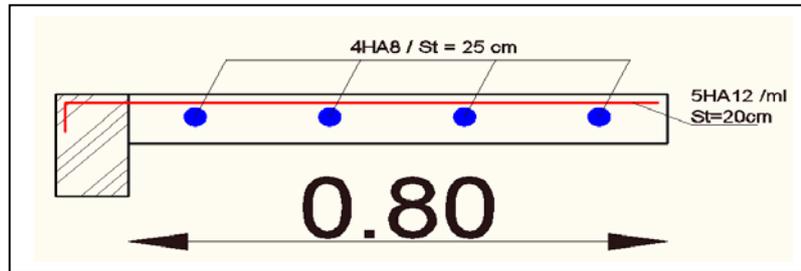


Figure III. 15. Schéma de ferrailage de la dalle D3.

III.2.3. Panneaux de dalles de l'escalier

III.2.3.1. Palier de repos de l'escalier à trois volées

- Calcul du chargement

$$G=4.43\text{KN/m}^2 ; Q=2.5\text{KN/m}^2$$

$$l_x=1.17\text{ m} ; l_y=1.20\text{ m}$$

$$q_u=9.73\text{KN/m}^2 ; q_s=6.93\text{KN/m}^2$$

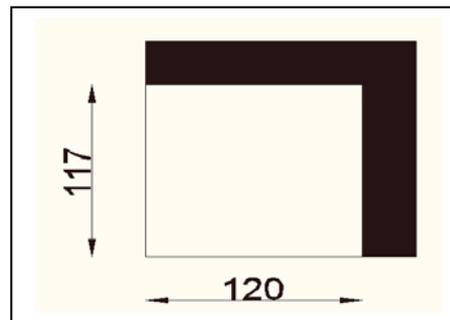


Figure III. 16. Palier de repos de l'escalier à trois volées.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.17}{1.20} = 0.97 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travail selon deux sens } l_x \text{ et } l_y$$

Du tableau (ANNEXE 2) on tire la valeur de μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

$$\begin{aligned}
 \text{à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0392 \\ \mu_y = 0.9322 \end{cases} & \quad \text{à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0465 \\ \mu_y = 0.9543 \end{cases}
 \end{aligned}$$

- Calcul de M_{0x} et M_{0y}

A l'ELU

$$M_{0x}^u = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.52\text{KN.m}$$

$$M_{0y}^u = M_{0x}^u \times \mu_y = 0.48\text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$M_{0x}^s = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.441\text{ KN.m}$$

$$M_{0y}^s = M_{0x}^s \times \mu_y = 0.42\text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments corrigés**

En travées

A L'ELU: $M_{tx}^u = 0.391 \text{KN.m}$

$M_{ty}^u = 0.36 \text{ KN.m}$

A L'ELS: $M_{tx}^s = 0.33 \text{KN.m}$

$M_{ty}^s = 0.31 \text{ KN.m}$

En appuis

A L'ELU: $M_{ax}^u = M_{ay}^u = -0.5 \times M_{0x}^u = -0.261 \text{KN.m}$

A L'ELS: $M_{ax}^s = M_{ay}^s = -0.5 \times M_{0x}^s = -0.22 \text{ KN.m}$

• **Sollicitation d'effort tranchant**

On a $\rho = 0.97 > 0.4$; donc: $V_x = \frac{q_u l_x}{3} = 3.79 \text{KN}$

$$V_y = \frac{q_u l_x}{2} \frac{1}{1+\frac{\rho}{2}} = 3.43 \text{ KN}$$

• **Ferraillage**

Le diamètre des barres utilisées doit vérifier la condition suivante :

$\emptyset \leq \frac{e}{10} = \frac{150}{10} = 1.5 \text{cm}$; Si on adopte $\emptyset = 1.5 \text{cm}$ alors :

$d_x = h - \left(\frac{\emptyset}{2} + 3\right) = 15 - \left(\frac{1.5}{2} + 3\right) = 11.25 \text{cm}$

$d_y = h - \left(\frac{\emptyset}{2} + \emptyset + 3\right) = 12 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 3\right) = 9.75 \text{cm}$

La section a ferrailer est une section rectangulaire ($b \times e$) = (1ml \times 0.15m) qui travaille a la flexion simple.

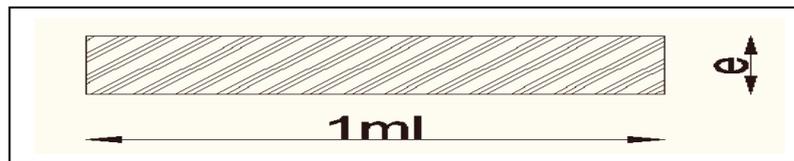


Figure III. 17. Section de la dalle pleine à ferrailer

Tableau III. 20. Ferraillage du palier de repos de l'escalier à trois volées.

| Localisation | sens | M_u KN.m | μ_{bu} | α | Z (m) | A_{cal} (cm^2) | A_{min} (cm^2) | A_{adop} (cm^2) | S_t (cm) |
|--------------|-----------|---------------|------------|----------|-------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|---------------|
| Travées | Selon x-x | 0.391 | 0.001 | 0.002 | 0.11 | 0.093 | 1.21 | 4HA10=3.14 | 25 |
| | Selon y-y | 0.365 | 0.001 | 0.002 | 0.11 | 0.087 | 1.2 | 4HA8=2.01 | 25 |
| Appuis | Selon x-x | 0.261 | 0.001 | 0.001 | 0.11 | 0.062 | 1.35 | 4HA10=3.14 | 25 |

• **Vérification de l'espacement**

Selon X : $S_t = \frac{100}{4} = 25cm < \min(3e, 33cm) = 33cm \Rightarrow$ on prend $S_t = 25cm$

Selon Y : $S_t = \frac{100}{4} = 25cm < \min(4e, 45cm) = 45cm \Rightarrow$ on prend $S_t = 25cm$

• **Vérification des armatures secondaires**

$$A_t^y \geq \frac{A_t^x}{4}$$

$A_t^y = 2.01cm^2 > \frac{3.14}{4} = 0.78cm^2$; vérifiée

• **Vérification au cisaillement:**

Or que une armature transversale n'est nécessaire si :

- La dalle est coulée sans reprise de bétonnage.

- Si $\tau_u^{max} = \frac{V_u}{b \times d_x} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b}$

$\tau_u^{max} = 0.031MPa \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16MPa$; vérifié

• **Vérification des contraintes**

Le panneau de dalle se situe à l'intérieur (FPN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}).

Tableau III. 11. Contraintes dans le béton du palier de repos de l'escalier à trois volées.

| Le sens | M (KN.m) | Y (m) | I (m ⁴) | σ_{bc} (MPa) | σ_{adm} (MPa) | Remarque |
|---------------------|----------|-------|-----------------------|---------------------|----------------------|----------|
| Travée Selon x-x | 0.33 | 0.032 | 5.65×10^{-5} | 0.188 | 15 | Vérifier |
| Travée Selon y-y | 0.315 | 0.032 | 5.65×10^{-5} | 0.179 | 15 | Vérifier |
| Appui | 0.22 | 0.032 | 5.65×10^{-5} | 0.125 | 15 | Vérifier |

• **L'état limite de déformation de la dalle**

(1) $\Rightarrow e = 0.12m \geq \frac{0.33 \times 1.17}{20 \times 0.44} = 0.014m$; condition vérifiée

(2) $\Rightarrow 3.14 \times 10^{-4}m^2 < 5.62 \times 10^{-4}m^2$; condition vérifiée

Les deux conditions sont vérifier, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire,

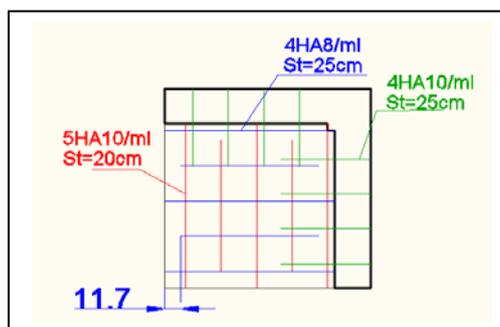


Figure III. 18. Schéma de ferrailage du palier de repos de l'escalier à trois volées.

III.2.3.2. Palier de repos de l'escalier à deux volées

$G=4.43\text{KN/m}^2$; $Q=2.5\text{KN/m}^2$

$l_x = 1.17 \text{ m}$; $l_y = 3.00 \text{ m}$

$q_u = 9.73\text{KN/m}^2$; $q_s = 6.93\text{KN/m}^2$

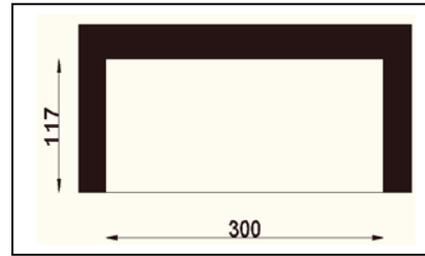


Figure III. 19. Palier de repos de l'escalier à deux volées.

• **Calcul des moments**

Dans notre cas on a $l_x = 1.17\text{m} < \frac{3.00}{2} = 1.5\text{m}$ donc : $M_{0x} = \frac{q l_x^2}{8}$

A L'ELU $M_{0x}^u = 1.66 \text{ KN.m}$

A L'ELS $M_{0x}^s = 1.18\text{KN.m}$

En travées

A L'ELU $M_{tx}^u = 0.85M_{0x}^u = 1.41 \text{ KN.m}$

A L'ELS $M_{tx}^s = 0.85M_{0x}^s = 1\text{KN.m}$

En appuis

A L'ELU: $M_{ax}^u = -0.5 \times M_{0x}^u = -0.83 \text{ KN.m}$

A L'ELS: $M_{ax}^s = -0.5 \times M_{0x}^s = -0.59 \text{ KN.m}$

• **Sollicitation d'effort tranchant**

$V_x = \frac{q_u l_x}{2} = 5.69\text{KN}$

• **Ferraillage**

Tableau III. 12. Ferraillage Palier de repos de l'escalier à deux volées.

| Localisation | sens | M_u KN.m | μ_{bu} | α | Z (m) | A_{cal} (cm^2) | A_{min} (cm^2) | A_{adop} (cm^2) | S_t (cm) |
|--------------|--------------|---------------|------------|----------|-------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|---------------|
| Travées | Selon x-x | 1.41 | 0.003 | 0.009 | 0.117 | 0.361 | 1.2 | 5HA10=3.93 | 20 |
| Appuis | Selon x-x | 0.83 | 0.004 | 0.005 | 0.11 | 0.212 | 1.35 | 4HA10=3.14 | 25 |

• **Vérification de l'espacement**

Selon X : $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow$ on prend $S_t = 25\text{cm}$

Selon Y : $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow$ on prend $S_t = 25\text{cm}$

• **Armatures secondaires**

$A_{cons} = \frac{A_x}{4}$; $A_x = 2.01\text{cm}^2$, $\frac{A_x}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98\text{cm}^2$

En prend 4HA8 = 2.01cm²/ml

• **Vérification au cisaillement**

Or que une armature transversale n'est nécessaire si :

- La dalle est coulée sans reprise de bétonnage.
- Si $\tau_u^{max} = \frac{V_u}{b \times d_x} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$

$\tau_u^{max} = 0.05 MPa \leq \tau_{adm} = 1.16 MPa$; vérifié

• **Vérification des contraintes**

Le panneau de dalle se situe à l'intérieur (FPN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) seulement.

Tableau III. 13. Contraintes dans le béton du palier de repos de l'escalier à deux volées.

| Le sens | M (KN.m) | Y (m) | I (m ⁴) | σ_{bc} (MPa) | σ_{adm} (MPa) | Remarque |
|------------------|----------|-------|-----------------------|---------------------|----------------------|----------|
| Travée Selon x-x | 1 | 0,038 | 7.88*10 ⁻⁵ | 0.48 | 15 | Vérifier |
| Appui | 0.59 | 0,028 | 4.53*10 ⁻⁵ | 0.36 | 15 | Vérifier |

• **Etat limite de déformation de la dalle**

(1) $\Rightarrow e = 0.15m \geq \frac{1 \times 1.17}{20 \times 1.18} = 0.049 m$; condition vérifiée

(2) $\Rightarrow 3.93 \times 10^{-4} m^2 < 5.62 \times 10^{-4} m^2$; condition vérifiée

Les deux conditions sont vérifier, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire,

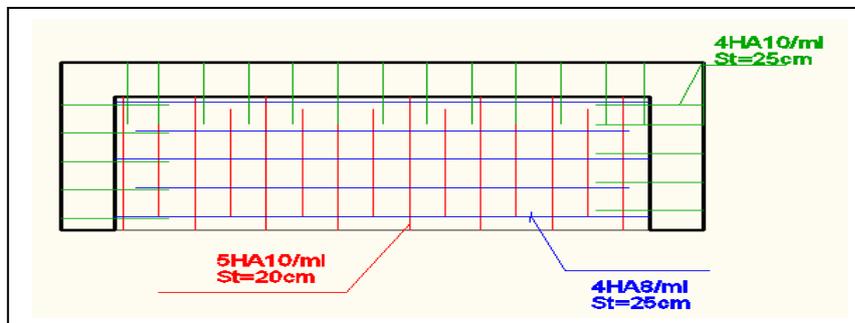


Figure III. 20. Schéma de ferrailage du Palier de repos de l'escalier à deux volées.

III.2. Etudes des escaliers

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

III.2.1. Escalier à deux volées

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 15cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 15cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm

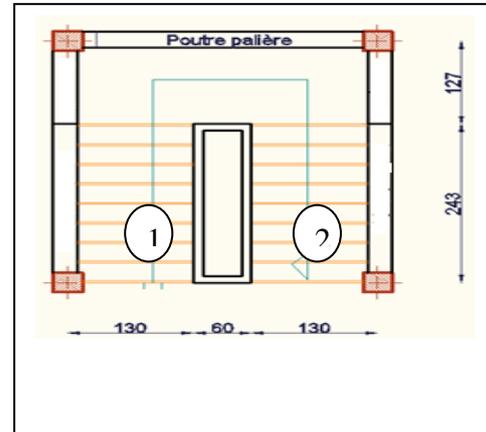


Figure III. 21. Vue en plan d'un escalier à deux volées

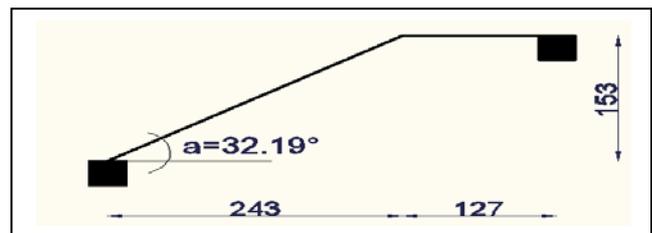
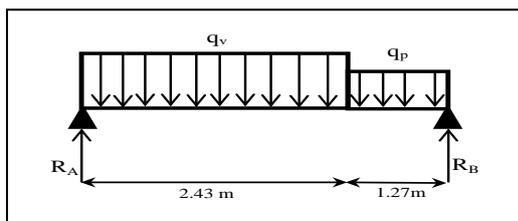


Figure III. 22. Schéma statique de l'escalier droit

Etude de la volée et du palier de repos

Tableau III. 14. Le chargement sur la volée(1), (2) et le palier.

| | G (KN/m ²) | Q (KN/m ²) |
|------------------------|------------------------|------------------------|
| volée | 7.84 | 2.5 |
| palier de repos | 5.1 | 2.5 |

- **Calcul du chargement**

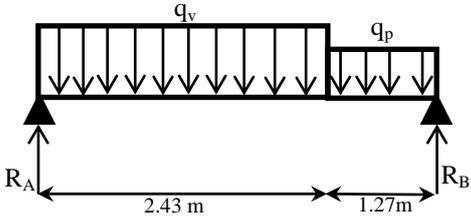
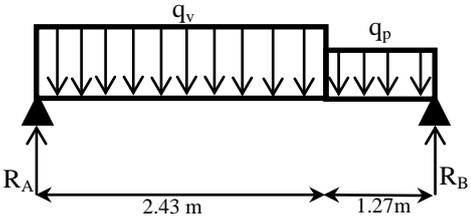
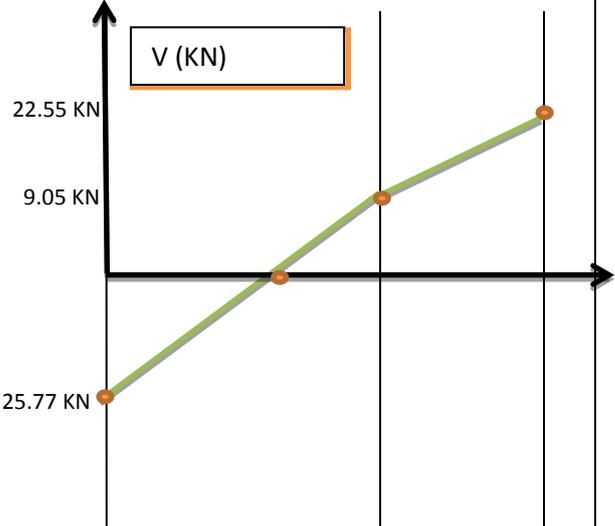
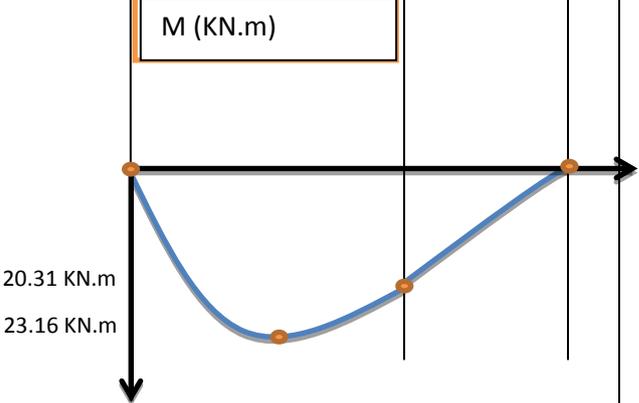
À l'ELU: $q=1.35G+1.5Q$

À l'ELS: $q=G+Q$

Tableau III. 15 .des charges à l'ELU et à l'ELS de la volée et du palier.

| | $q_{volée} (KN/m^2)$ | $q_{palier} (KN/m^2)$ |
|-----|----------------------|-----------------------|
| ELU | 14.33 | 10.63 |
| ELS | 10.34 | 7.6 |

Tableau III. 16. Sollicitations dans l'escalier à deux volées.

| Schéma statique | Diagrammes |
|---|--|
|  <p style="text-align: center;">ELU</p> $q_p = 10.63 \text{ KN/ml.}$ $q_v = 14.33 \text{ KN/ml.}$ |  |
| Réactions aux appuis | |
| $R_A = 25.77 \text{ KN.}$ $R_B = 22.55 \text{ KN.}$ |  |
| Sollicitations | |
| <p><u>Tronçon [0 – 2.42] :</u></p> $x = 0, \begin{cases} V = -25.77 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $x = 2.4, \begin{cases} V = -9.05 \text{ KN.} \\ M = 20.31 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $X = 1.78 \text{ m} \Rightarrow M^{max} = 23.16 \text{ KN.m}$ <p><u>Tronçon[0 – 1.27] :</u></p> $x = 0, \begin{cases} V = 22.55 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $x = 1.27, \begin{cases} V = 9.05 \text{ KN.} \\ M = 20.06 \text{ KN.m.} \end{cases}$ |  |
| Sollicitation maximales | |
| $M^{max} = 23.16 \text{ KN.m}$ <u>En travée :</u> $M_t^u = 0.75 * M^{max} = 17.37 \text{ KN.m.}$ <u>En appuis :</u> $M_a^u = -0.5 * M^{max} = -11.58 \text{ KN.m}$ <u>Effort tranchant :</u> $V = 25.77 \text{ KN.m}$ | |

• **Ferrailage**

Tableau III. 17. Ferrailage de l'escalier à deux volées.

| Nature | μ_{bu} | α | z | $A_{calculée}$ cm^2/ml | $A_{choisie}$ cm^2/ml | A_r cm^2/ml | A_r cm^2/ml |
|--|-------------------------|----------|-------|-----------------------------|----------------------------|--------------------|--------------------|
| Escaliers à deux volées | Travée (St=25cm) | | | | | | |
| | 0.084 | 0.11 | 0.114 | 4.33 | 4HA12=4.52 | 1.41 | 3HA8=1.51 |
| | Appuis (St=25cm) | | | | | | |
| | 0.056 | 0.072 | 0.116 | 2.84 | 4HA10=3.14 | 0.98 | 3HA8=1.51 |
| $A_{min} = 1.449cm^2/ml$ | | | | | | | |

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4MPa]$$

$$\tau_u = 0.188 MPa < \bar{\tau}_u = 3.25 MPa \Rightarrow \text{Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

• **Vérification des contraintes**

$$M_t^s = 14.11 KN.m, M_a^s = -8.3 KN.m, M_0^x = 16.60 KN.m$$

En travée

Tableau III. 18. Vérification des contraintes en travée

| Calculs | Vérifications |
|--------------------------|---|
| $y = 0,037 m$ | $\sigma_b = 7.01 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ |
| $I = 7.52 * 10^{-5} m^4$ | |
| $\sigma_b = 7.01 MPa$ | |

Aux appuis

Tableau III. 19. Vérification des contraintes en appuis.

| Calculs | Vérifications |
|--------------------------|---|
| $y = 0,032 m$ | $\sigma_b = 3.77 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ |
| $I = 5.65 * 10^{-5} m^4$ | |
| $\sigma_b = 3.77 MPa$ | |

• **Vérification de la flèche**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) l \right], l \leq 8m \dots \dots \dots (1) \\ A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

$$(1) \Rightarrow h = 0.15 m < 0.085(2.42 + 1.27) = 0.31m.$$

La condition (1) n'est pas vérifiée, Donc, il faut vérifier la flèche.

$$\text{On a : } \begin{cases} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5m. \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5m. \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{cases}$$

- ✓ f_{gv} et f_{gi} : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons)
- ✓ f_{ji} la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- ✓ f_{pi} la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).
- ✓ j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.
- ✓ g : la charge permanente après la mise des cloisons.
- ✓ p : la somme des charges permanentes et charges d'exploitation

$$\begin{cases} j_p = 3.75 \text{ KN/m}^2 \\ g_p = 5.1 \text{ KN/m}^2 \\ p_p = 6.637 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \begin{cases} j_v = 4.43 \text{ KN/m}^2 \\ g_v = 7.84 \text{ KN/m}^2 \\ p_v = 9.202 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Evaluation des charges

$$\begin{cases} q_{jp} = 3.75 * 2.35 = 8.812 \text{ KN/m}^2 \\ q_{gp} = 5.1 * 2.35 = 11.98 \text{ KN/m}^2 \\ q_{pp} = 6.637 * 2.35 = 15.60 \text{ KN/m}^2 \end{cases}, \begin{cases} q_{jv} = 4.43 * 1.13 = 5 \text{ KN/m}^2 \\ q_{gv} = 7.84 * 1.13 = 8.86 \text{ KN/m}^2 \\ q_{pv} = 9.202 * 1.13 = 10.39 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Evaluation des moments

Tableau III. 30. Calcul des moments correspondants.

| | | |
|------------------------------|----------------------------------|----------------------------|
| Moment correspondant à q_j | $0.75(1.27q_{jv} + 0.348q_{jp})$ | $M_j = 7.062 \text{ KN.m}$ |
| Moment correspondant à q_g | $0.75(1.27q_{gv} + 0.348q_{gp})$ | $M_g = 11.56 \text{ KN.m}$ |
| Moment correspondant à q_p | $0.75(1.27q_{pv} + 0.348q_{pp})$ | $M_p = 13.96 \text{ KN.m}$ |

Calcul des moments d'inerties

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{(2.42 \times 0.15) \left(\frac{0.15}{2}\right) + 15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times 0.12}{(2.4 \times 0.15) + 15 \times 4.52 \times 10^{-4}} \Rightarrow y_G = 0.076 \text{ m.}$$

$$I_0 = \frac{2.42 * 0.15^3}{12} + (2.42 * 0.15) \left(\frac{0.15}{2} - 0.076\right)^2 = 6.81 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes

Tableau III. 20. Calcul des contraintes correspondantes

| | | |
|----------------------------------|---|--------------------------------|
| Contrainte correspondant à q_j | $\frac{15 * M_j (d - y)}{I_0}$ | $\sigma_j = 10.42 \text{ MPa}$ |
| Contrainte correspondant à q_g | $\frac{15 * M_g (d - y)}{I_0}$ | $\sigma_g = 17.06 \text{ MPa}$ |
| Contrainte correspondant à q_p | $\frac{15 * M_p (d - y)}{I_0}$ | $\sigma_p = 20.60 \text{ MPa}$ |
| | $y = 0.053 \text{ m}$ Position de l'axe neutre | |

Calcul des coefficients μ et λ :

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right], \begin{cases} \lambda_i = 5.92 \\ \lambda_v = 2.37 \end{cases} \right.$$

Tableau III. 21. Coefficient μ .

| | | |
|-----------------------------------|---|------------------|
| Pourcentage d'armatures tendues | $\rho = \frac{A_T}{b * d}$ | $\rho = 0.00354$ |
| coefficient correspondant à q_j | $1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$ | $\mu_j = 0$ |
| coefficient correspondant à q_g | $1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}} \right]$ | $\mu_g = 0$ |
| coefficient correspondant à q_p | $1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} \right]$ | $\mu_p = 0$ |

Tableau III. 22. Calcul des moments d'inerties fictives.

| | | |
|----------------------------|---|-------------------------------|
| I correspondant à q_{ji} | $\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$ | $I_{ji} = 1.48 * 10^{-4} m^4$ |
| I correspondant à q_{gi} | $\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$ | $I_{gi} = 2.21 * 10^{-4} m^4$ |
| I correspondant à q_{gv} | $\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$ | $I_{gv} = 215 * 10^{-4} m^4$ |
| I correspondant à q_{pi} | $\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$ | $I_{pi} = 11.3 * 10^{-4} m^4$ |

$$E_i = 32164.20 \text{ MPa}, \quad E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

Tableau III. 23. Vérification de la flèche.

| | | |
|------------------|---------------------------------------|---------------------|
| f_{gv} | $\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$ | $0.009 * 10^{-4} m$ |
| f_{ji} | $\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$ | $0.26 * 10^{-4} m$ |
| f_{pi} | $\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$ | $0.029 * 10^{-4} m$ |
| f_{gi} | $\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$ | $0.30 * 10^{-4} m$ |
| Δf | $f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$ | $0.26 * 10^{-3} m$ |
| $f_{admissible}$ | $\frac{l}{500}$ | $7.4 * 10^{-3} m$ |

Commentaire : La flèche est vérifiée.

• Schéma de ferrailage

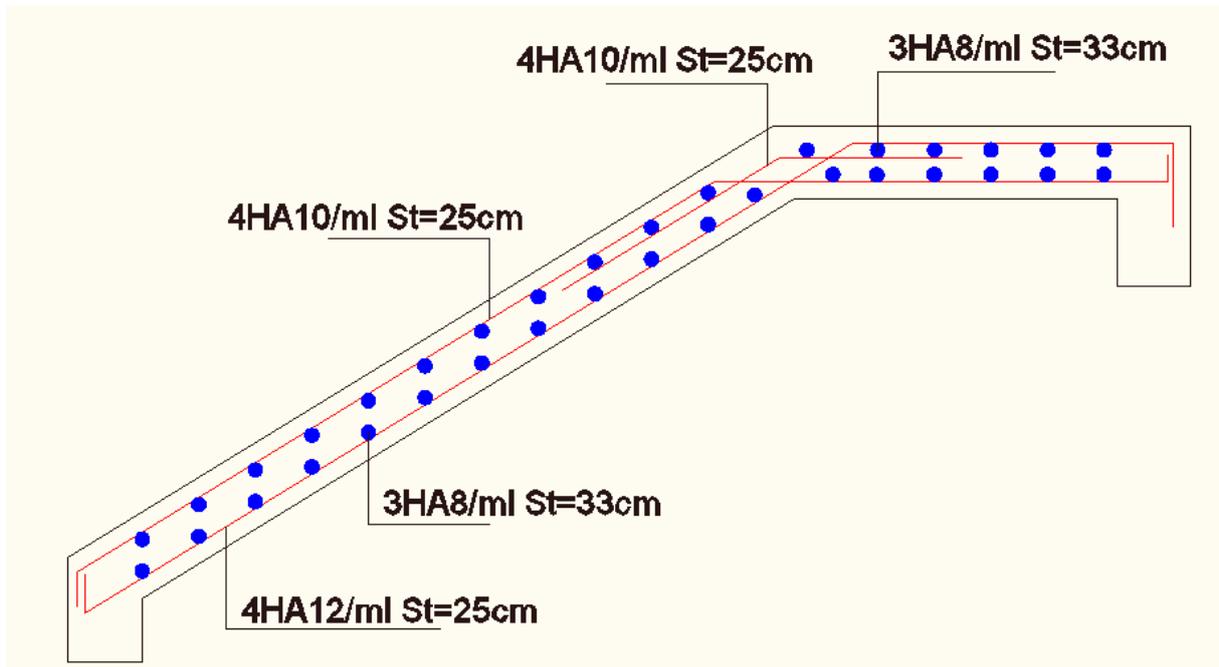


Figure III. 23 .ferrailage des volées (1) et (2).

III.2.2. Escalier à trois volées

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ deux paliers d'épaisseur 15 cm.
- ✓ trois volées d'épaisseur 15cm.
- ✓ Giron de 30cm.

Contre marche de 17cm

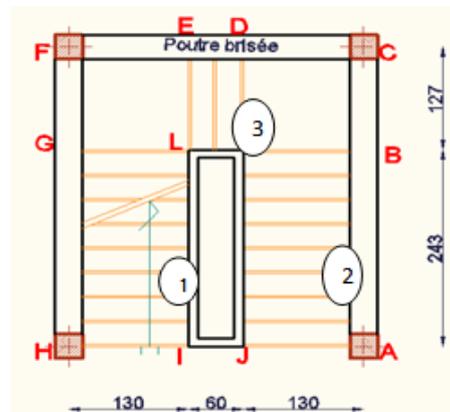


Figure III. 24 .Vue en plan d'un escalier à trois volées.

• Etude de la volée et du palier de repos

Tableau III. 24. Le chargement sur la volée(3) et le palier.

| | G (KN/m ²) | Q (KN/m ²) |
|------------------------|------------------------|------------------------|
| Volée | 8.36 | 2.5 |
| palier de repos | 5.1 | 2.5 |

Calcul du chargement:

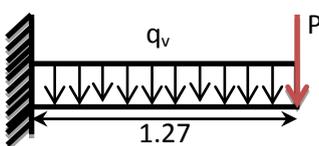
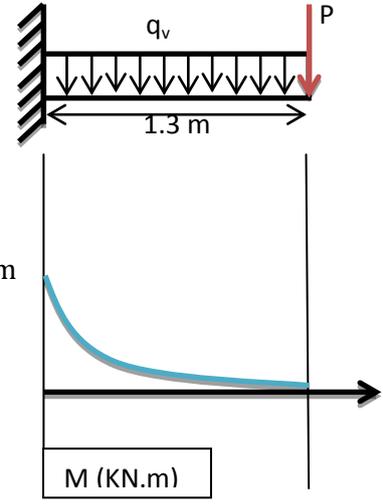
À l'ELU: $q=1.35G+1.5 Q$

À l'ELS: $q=G+Q$

Tableau III. 25. Evaluation des charges à l'ELU et à l'ELS de la volée et du palier

| | | |
|-----|--------------|---------------|
| | Volée (KN/m) | Palier (KN/m) |
| ELU | 15.03 | 10.63 |
| ELS | 10.86 | 7.6 |

Tableau III. 26. Sollicitation dans l'escalier à trois volées.

| Schéma statique | Diagrammes |
|---|---|
|  <p style="text-align: center;">ELU</p> $q_u = 1.35(8.36) + 1.5(2.5) = 15.03 \text{ KN/m}$ $P_u = 1.35(20 \times 0.1 \times 1) \times 1 = 2.7 \text{ KN}$ |  <p style="text-align: center;">15.55 KN.m</p> <p style="text-align: center;">M (KN.m)</p> |
| Sollicitations | |
| $M_u^{max} = -P_u \times l - q_u \times \frac{l^2}{2} = -15.55 \text{ KN.m}$ $V_u^{max} = P_u + q_u \times l = 21.78 \text{ KN}$ | |

• **Ferrailage**

Tableau III. 27. Ferrailage de l'escalier à trois volées.

| Nature | μ_{bu} | α | Z | $A_{calculée}$ cm^2/ml | $A_{choisie}$ cm^2/ml | A_r cm^2/ml | A_r cm^2/ml |
|--|-------------------------|----------|-------|-----------------------------|----------------------------|-----------------------------|--------------------|
| RDC | <i>Travée (St=25cm)</i> | | | | | | |
| | 0.081 | 0.107 | 0.114 | 4.19 | 4HA12/ml=4.52 | $\frac{A_{choisie}}{3}=1.5$ | 3HA8/ml=1.51 |
| $A_{min} = 0.223 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2/ml$ | | | | | | | |

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4\text{MPa}] = 3.25 \text{ MPa}, \quad FN$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement.

• **Vérification des contraintes**

$$q_s = 8.36 + 2.5 = 10.86 \text{ KN/m}, \quad P_s = 2 \text{ KN}, \quad M_s^{max} = -P_s l - q_s \times \frac{l^2}{2} = -11.29 \text{ KN.m}$$

Tableau III. 28. Vérification des contraintes.

| Calculs | Vérfications |
|---------------------------------|---|
| $y = 0,032 \text{ m}$ | $\sigma_b = 6. \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ |
| $I = 65.73 \times 10^{-5} m^4$ | |
| $\sigma_b = 6.38 \text{ MPa}$ | |
| $\sigma_s = 258.71 \text{ MPa}$ | $\sigma_s = 258.71 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ |

$\sigma_s > \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ il faut recalculer à l'ELS.

$$\begin{cases} \beta = 3.41 * 10^{-3} \\ \alpha = 0.284 \\ A = 4.9 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \Rightarrow \text{choix: } A = 5\text{HA } 12/\text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{St} = 20 \text{ cm.}$$

• **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{3} = 1.88 \text{ cm}^2$$

On choisit : 3 HA 10 = 2.36cm²

Tableau III. 40. Revérification des contraintes.

| Calculs | Vérifications |
|-----------------------------------|---|
| $y = 0.039 \text{ m}$ | $\sigma_b = 5.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ |
| $I = 8.975 * 10^{-5} \text{ m}^4$ | |
| $\sigma_b = 5.05 \text{ MPa}$ | |

• **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la

$$\text{flèche : } \begin{cases} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8\text{m} \dots \dots \dots (1) \\ A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$$\{(1) \Rightarrow h = 0.15 \text{ m} > 0.075(2.43 + 1.27) = 0.13\text{m}$$

$$\{(2) \Rightarrow A_t = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} < 13.65\text{cm}^2/\text{ml}$$

Commentaire : Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

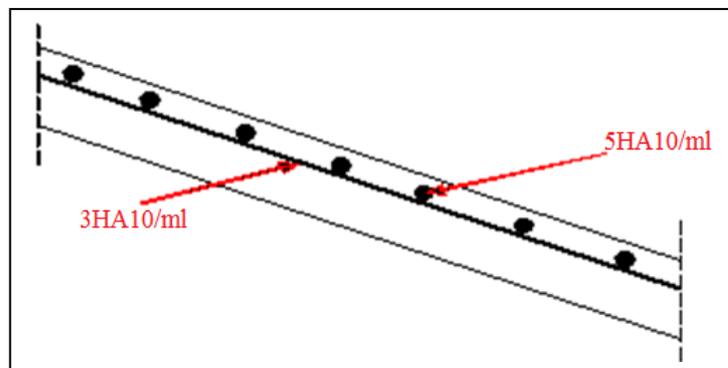


Figure III. 25. Schémas de ferrailage de la volée

III.2.3. Etude de la poutre palière

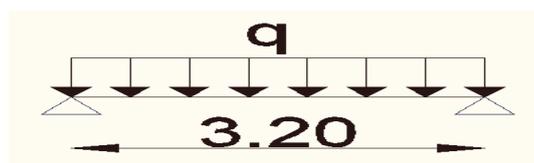


Figure III. 26. Schéma statique de la poutre palière.

• **Dimensionnement**

On a (b×h) = (30×35)... (**Chapitre II**)

❖ **Calcul à la flexion simple**

• **Les charges sur la poutre**

- Poids propre de la poutre g_0

$$g_0 = \gamma_b \times b \times h = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{KN/ml}$$

- La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B

$$R_b = 22.77 \text{ KN (ELU)} \quad ; \quad R_b = 22.55 \text{ KN (ELS)}$$

L'effet de R_b sur la poutre palière est comme une charge répartie, c'est pour cette raison qu'on divise la réaction sur la longueur de la volée).

$$\text{ELU : } R_{bp} = \frac{22.77}{1.30} = 17.51 \text{KN/ml}$$

$$\text{ELS : } R_{bp} = \frac{22.55}{1.30} = 17.34 \text{KN/ml}$$

• **Les sollicitations de la poutre palière**

Tableau III. 29. Les sollicitations de la poutre palière.

| ELU | ELS |
|---|---|
| $R_{bp} = 17.51 \text{KN/ml}$ | $R_{bp} = 17.34 \text{KN/ml}$ |
| $q_u = 1.35g_0 + R_{bp}$ | $q_s = g_0 + R_{bp}$ |
| $q_u = 21.05 \text{KN/ml}$ | $q_s = 19.96 \text{KN/ml}$ |
| $M_t = \frac{q_u \times L^2}{24} = 8.98 \text{KN.m}$ | $M_t = \frac{q_s \times L^2}{24} = 8.51 \text{KN.m}$ |
| $M_a = -\frac{q_u \times L^2}{12} = -17.96 \text{KN.m}$ | $M_a = -\frac{q_s \times L^2}{12} = -17.03 \text{KN.m}$ |
| $V_u = \frac{q_u \times L}{2} = 33.68 \text{KN}$ | $V_s = \frac{q_s \times L}{2} = 31.93 \text{KN}$ |

• **Calcul de la section d'armature a la flexion simple**

Les résultats du ferrailage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III. 30. Le ferrailage de la poutre palière.

| | M (KN.m) | μ_{bu} | α | Z(m) | $A_{cal}(\text{cm}^2)$ | $A_{min}(\text{cm}^2)$ |
|------------------|----------|------------|----------|------|------------------------|------------------------|
| En travée | 8.98 | 0.0205 | 0.026 | 0.31 | 0.81 | 0.37 |
| En appui | 17.96 | 0.041 | 0.052 | 0.31 | 1.64 | 0.37 |

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23bd^2 \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.30 \times 0.32^2 \times \frac{2.1}{400} = 0.37 \text{cm}^2$$

$$A_{min} < A_a \quad \text{Vérfiée}$$

$$A_{min} < A_t \quad \text{Vérfiée}$$

• **Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u^{max} \leq \tau_{adm}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{33.68 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.32} = 0.038 \text{MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right) = 2.5MPa \quad \text{FN}$$

$$\tau_u^{max} = 0.038MPa < \tau_{adm} = 2.5MPa \quad ; \text{ vérifiée}$$

• **Calcul des armatures transversales à la flexion simple**

En travée

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{30} ; \frac{b}{10} ; \phi_l^{min} \right) \Rightarrow \phi \leq 10mm \quad ; \text{ On adopte } S_t = 15cm$$

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{tj} \times k)}{0.9f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$k = 1 \rightarrow \text{Flexion simple}$$

$$\alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha = 1 \quad ; \quad \cos \alpha = 0$$

$$A_t \geq \gamma_s \times b \times S_t \times \frac{(\tau_u - 0.3 \times f_{tj})}{0.9f_e}$$

$$A_t \geq 1.15 \times 0.30 \times 0.15 \times \frac{(0.038 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} = -8.5 \times 10^{-5}m^2 < 0$$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times \frac{S_t}{400} = 0.4 \times 0.30 \times \frac{0.15}{400} = 4.5 \times 10^{-5}m^2 = 0.45cm^2$$

En appuis

On adopte $S_t = 10cm$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times \frac{S_t}{400} = 0.4 \times 0.30 \times \frac{0.10}{400} = 0.3 \text{ cm}^2$$

• **Vérification des espacements**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{0.81 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.30} = 20cm \quad \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d ; 40cm) = 28.8cm \quad \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(h ; 25cm) = 25cm \quad \text{Vérifiée}$$

• **Vérification à l'ELS**

$$q_s = 19.96KN/ml$$

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = 25.54 \text{ KN.m}$$

Etat limite de compression du béton

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 31. Contraintes de compressions dans le béton.

| Localisation | Mser (KN.m) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | $\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa) |
|----------------|-------------|--------|----------------------|---------------------|--------------------------------|
| Travées | 8.98 | 4.22 | 1478.61 | 11 | 15 |
| Appuis | 17.96 | 6.33 | 13320.02 | 2.10 | 15 |

Etat limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$e \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) l \right] \text{ et } l < 8 \text{ m} \dots (1)$$

$$A_l \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \dots\dots\dots(2)$$

$$(1) \Rightarrow 0.35 > 0.2 \quad \text{Vérifiée}$$

$$(2) \Rightarrow 0.81 \times 10^{-4} < 1.008 \times 10^{-3} \quad \text{Vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche est inutile.

❖ **Calcul à la torsion**

La poutre est soumise à un moment de torsion uniformément répartie due à R_b .

• **Ferraillage**

$$M_{tor} = M_a = 11.58 \text{KN.m}$$

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(30 - 5) + (35 - 5)] = 110 \text{cm}$$

$$A_l = \frac{M_t \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} \quad \text{BAEL 91 (article I. II)}$$

$$A_l = \frac{11.58 \times 10^{-3} \times 1.1}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 348} = 2.44 \text{cm}^2$$

• **Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion**

$$\tau_{tor} \leq \tau_{adm}$$

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{11.58 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 0.05} = 1.544 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28} ; 4 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa}$$

$$\tau_{tor} = 1.544 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

• **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$\tau \leq \tau_{adm} \quad \text{BAEL91 (article I.III)}$$

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_{tor}^2} = \sqrt{0.038^2 + 1.544^2} = 1.54 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

• **Calcul des armatures transversales à la torsion**

On fixe l'espaceur comme suit :

En travée ; $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{M_{tor} \times \gamma_s \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{11.58 \times 10^{-3} \times 1.15 \times 0.15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 348} = 0.38 \text{cm}^2$$

En appuis ; $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{M_{tor} \times \gamma_s \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{11.58 \times 10^{-3} \times 1.15 \times 0.1}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 348} = 0.25 \text{cm}^2$$

- **Choix d'armature**

La section totale des armatures à adoptée est :

En travée

$$A = \frac{1}{2}A_l(\text{torsion}) + A_l(\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 2.44 + 0.81 = 2.03\text{cm}^2$$

On adopte : 3HA12 = 3.39 cm²

$$A_t = 0.45 + 0.38 = 0.83\text{cm}^2$$

On opte pour un cadre et un étrier $\Phi 8$ avec $S_t = 15\text{cm}$

En appuis

$$A = \frac{1}{2}A_l(\text{torsion}) + A_l(\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 2.44 + 1.64 = 2.86\text{cm}^2$$

On adopte : 3HA12 = 3.39 cm²

$$A_t = 0.3 + 0.25 = 0.55\text{cm}^2$$

On opte pour un cadre $\Phi 8$ et un étrier $\Phi 8 = 2.01\text{cm}^2$ avec $S_t = 10\text{cm}$

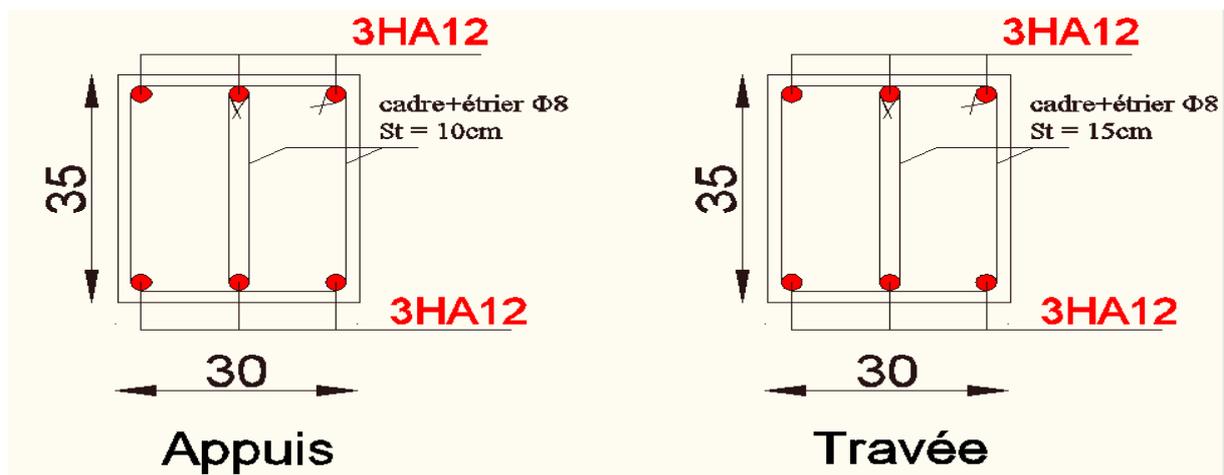


Figure III. 27. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.2.4. Etude de la poutre brisée :

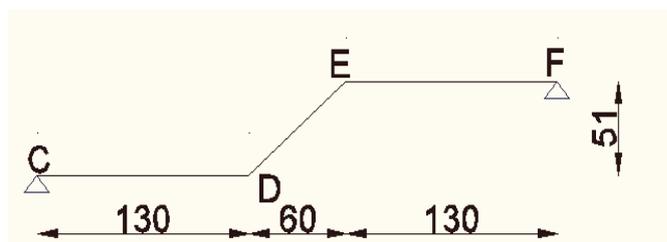


Figure III. 28. Schéma statique de la poutre brisée (CF).

- **Dimensionnement (Chapitre II)**

On a $(b \times h) = (35 \times 40)$

Dans la partie inclinée de $\alpha = 40.36^\circ \Rightarrow h' = \frac{40}{\cos 40.36} = 52.49\text{cm}$

• **Evaluation des charges**

- Poids propre de la poutre

Dans la partie horizontale : $g_p = 25 \times 0.35 \times 0.40 = 3.5KN/ml$

Dans la partie inclinée : $g_{p\ inclin} = 25 \times 0.35 \times 0.5249 = 4.59KN/ml$

$$g_{eq1} = \frac{(2 \times 3.5 \times 1.30) + (4.59 \times 0.60)}{3.2} = 11.85\ KN/ml$$

- Charge transmise par l'escalier

$$G_v = g_v \times L = 10.62KN/ml$$

$$G_p = g_p \times L = 6.477KN/ml$$

$$Q = q \times L = 3.175KN/ml$$

$$g_{eq2} = \frac{(2 \times 6.477 \times 1.30) + (10.62 \times 0.60)}{3.2} = 7.25\ KN/ml$$

$$G_T = g_{eq1} + g_{eq2} = 19.1KN/ml$$

• **Les sollicitations de la poutre brisée**

Tableau III. 32. Les sollicitations de la poutre brisée.

| ELU | ELS |
|--|---|
| $R_{bp} = 17.51KN/ml$ | $R_{bp} = 17.34KN/ml$ |
| $q_u = 1.35G_T + 1.5Q$ | $q_s = G_T + Q$ |
| $q_u = 30.54KN/ml$ | $q_s = 22.27KN/ml$ |
| $M_t = \frac{q_u \times L^2}{24} = 13.03KN.ml$ | $M_t = \frac{q_s \times L^2}{24} = 9.5KN.ml$ |
| $M_a = -\frac{q_u \times L^2}{12} = -26.06KN.ml$ | $M_a = -\frac{q_s \times L^2}{12} = -19KN.ml$ |
| $V_u = \frac{q_u \times L}{2} = 48.86KN$ | $V_s = \frac{q_s \times L}{2} = 35.63KN$ |

❖ **Calcul à la flexion simple**

• **Calcul de la section d'armature a la flexion simple**

Les résultats du ferrailage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III. 33. Le ferrailage de la poutre brisée

| | M (KN.m) | μ_{bu} | α | Z(m) | $A_{cal}(cm^2)$ | $A_{min}(cm^2)$ |
|------------------|----------|------------|----------|------|-----------------|-----------------|
| En travée | 13.03 | 0.019 | 0.024 | 0.36 | 1.02 | 0.57 |
| En appui | 26.06 | 0.038 | 0.043 | 0.36 | 2.06 | 0.57 |

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23bd^2 \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.35 \times 0.37^2 \times \frac{2.1}{400} = 0.57cm^2$$

$$A_{min} < A_a \quad \text{Vérfiée}$$

$$A_{min} < A_t \quad \text{Vérfiée}$$

• **Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u^{max} \leq \tau_{adm}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{48.86 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.37} = 0.37 MPa$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa\right) = 2.5 MPa \quad \text{FN}$$

$$\tau_u^{max} = 0.37 MPa < \tau_{adm} = 2.5 MPa \quad ; \text{vérifiée}$$

• **Calcul des armatures transversales à la flexion simple**

$$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \emptyset_l^{min}\right) \Rightarrow \emptyset \leq 10 mm$$

En travée

On adopte $S_t = 15 cm$

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k)}{0.9 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$A_t \geq \gamma_s \times b \times S_t \times \frac{(\tau_u - 0.3 \times f_{tj})}{0.9 f_e}$$

$$A_t \geq 1.15 \times 0.35 \times 0.15 \times \frac{(0.37 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} = -0.015 m^2 < 0$$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times \frac{S_t}{400} = 0.4 \times 0.35 \times \frac{0.15}{400} = 5.25 \times 10^{-5} m^2 = 0.525 cm^2$$

En appuis

On adopte $S_t = 10 cm$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times \frac{S_t}{400} = 0.4 \times 0.35 \times \frac{0.10}{400} = 0.35 cm^2$$

Vérification des espacements:

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{1.02 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.35} = 29.14 cm \quad \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 cm) = 33.3 cm \quad \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(h; 25 cm) = 25 cm \quad \text{Vérifiée}$$

• **Vérification à l'ELS**

$$q_s = 22.27 KN/ml$$

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = 28.50 KN.m$$

Etat limite de compression du béton

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 34. Contraintes de compressions dans le béton

| Localisation | Mser (KN.m) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) |
|--------------|-------------|--------|----------------------|---------------------|---------------------------|
| Travées | 9.5 | 5.26 | 1578.61 | 12 | 15 |
| Appuis | 19 | 7.24 | 14320.02 | 2.30 | 15 |

Etat limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$e \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) l \right] \text{ et } l < 8 \text{ m} \dots (1)$$

$$A_l \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \dots (2)$$

$$(1) \Leftrightarrow 0.40 > 0.1$$

$$(2) \Leftrightarrow 1.02 \times 10^{-4} < 1.35 \times 10^{-3}$$

Les deux conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche est inutile.

❖ **Calcul à la torsion**

La poutre est soumise à un moment de torsion uniformément répartie due à R_b .

• **Ferraillage**

$$M_{tor} = M_a = 11.58 \text{ KN.m}$$

D'après le BAEL 99, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

$$e = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (35 - 5.83) \times (40 - 5.83) = 996.73 \text{ cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(35 - 5) + (40 - 5)] = 126.68 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_t \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} \quad \text{BAEL 91 (article I. II)}$$

$$A_l = \frac{11.58 \times 10^{-3} \times 1.2668}{2 \times 996.73 \times 10^{-4} \times 348} = 2.11 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion**

$$\tau_{tor} \leq \tau_{adm}$$

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{11.58 \times 10^{-3}}{2 \times 996.73 \times 10^{-4} \times 0.0583} = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{tor} = 1 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

• **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$\tau \leq \tau_{adm} \quad \text{BAEL99 (article I.III)}$$

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_{tor}^2} = \sqrt{0.37^2 + 1^2} = 1.06 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

• **Calcul des armatures transversales à la torsion**

On fixe l'espaceur comme suit :

En travée : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{M_{tor} \times \gamma_s \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{11.58 \times 10^{-3} \times 1.15 \times 0.15}{2 \times 996.73 \times 10^{-4} \times 348} = 0.28 \text{ cm}^2$$

En appuis : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{M_{tor} \times \gamma_s \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{11.58 \times 10^{-3} \times 1.15 \times 0.1}{2 \times 996.73 \times 10^{-4} \times 348} = 0.19 \text{ cm}^2$$

• **Choix d'armature**

La section totale des armatures à adoptée est :

En travée

$$A = \frac{1}{2} A_l(\text{torsion}) + A_l(\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 2.11 + 1.02 = 2.075 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA12 = 3.39 cm²

$$A_t = 0.525 + 0.28 = 0.805 \text{ cm}^2$$

On opte pour un cadre et un étrier $\Phi 8$ avec $S_t = 15 \text{ cm}$

En appuis

$$A = \frac{1}{2} A_l(\text{torsion}) + A_l(\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 2.11 + 2.06 = 3.115 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA12 = 3.39 cm²

$$A_t = 0.35 + 0.19 = 0.54 \text{ cm}^2$$

On opte pour un cadre $\Phi 8$ et un étrier $\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 10 \text{ cm}$

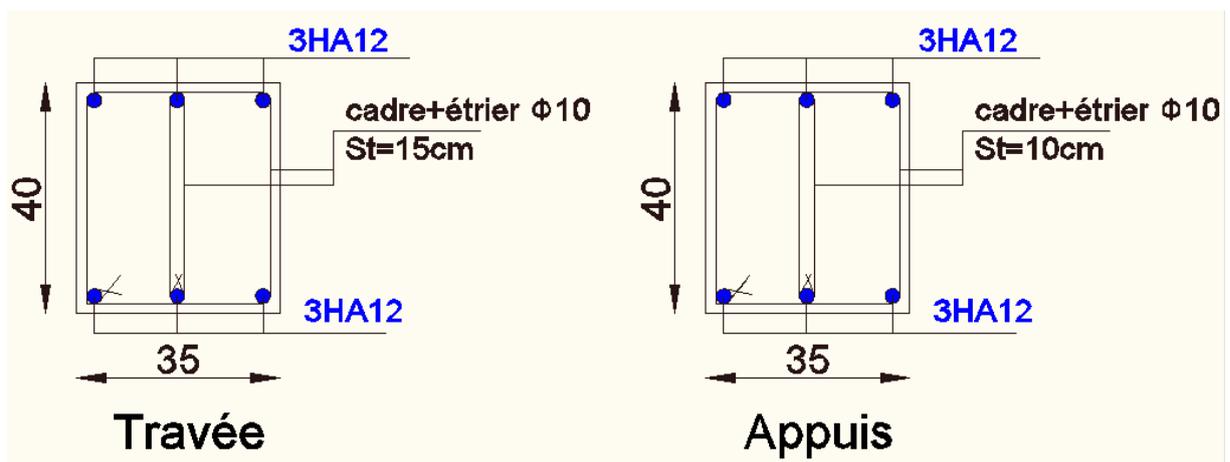


Figure III. 29. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

III.2.5. Etude de la poutre de chaînage

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

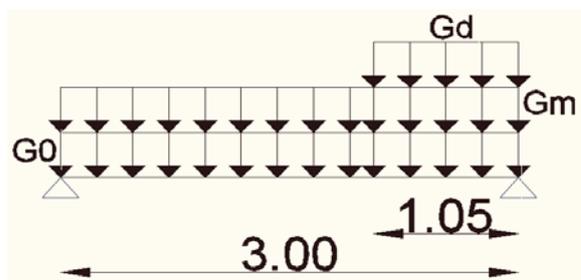


Figure III. 30. Schéma statique de la poutre de chaînage.

- **Dimensionnement ... (Chapitre II)**

On a (b×h) = (25×30)

- **Evaluation des charges**

- Poids propre de la poutre : $g_0 = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.875 \text{ KN/ml}$
- Poids de la cloison : $g_m = 3.97 \text{ KN/ml}$
- Charge transmise par la dalle :

$$P_M = \frac{2}{3} \times L_x \times P = \frac{2}{3} \times 1.05 \times 4.43 = 3.101 \text{ KN/ml}$$

$$P_V = \frac{1}{2} \times L_x \times P = \frac{1}{2} \times 1.05 \times 4.43 = 2.32 \text{ KN/ml}$$

$$Q = q \times L = 2.4 \text{ KN/ml}$$

- **Les sollicitations de la poutre brisée**

$$M_{max} = 10.88 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_{max} = 14.16 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_{max} = 9.44 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 17.83 \text{ KN}$$

- **❖ Calcul à la flexion simple**

- **Calcul de la section d'armature a la flexion simple**

Les résultats du ferrailage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III. 35. Le ferrailage de la poutre de chaînage.

| | M (KN.m) | μ_{bu} | α | Z(m) | $A_{cal}(\text{cm}^2)$ | $A_{min}(\text{cm}^2)$ |
|------------------|----------|------------|----------|------|------------------------|------------------------|
| En travée | 14.16 | 0.054 | 0.07 | 0.26 | 1.55 | 0.22 |
| En appui | 9.44 | 0.036 | 0.046 | 0.24 | 1.1 | 0.22 |

On opte pour 3HA10=2.36cm² en travée et en appuis.

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23bd^2 \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.25 \times 0.27^2 \times \frac{2.1}{400} = 0.22cm^2$$

$$A_{min} < A_a \quad ; \quad \text{Vérifiée}$$

$$A_{min} < A_t \quad ; \quad \text{Vérifiée}$$

• **Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u^{max} \leq \tau_{adm}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.83 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.27} = 0.26MPa$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right) = 3.33MPa$$

$$\tau_u^{max} = 0.26MPa < \tau_{adm} = 3.33MPa \quad ; \text{ vérifiée}$$

• **Calcul des armatures transversales à la flexion simple**

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{h}{30} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_l^{min} \right) \Rightarrow \emptyset \leq 8mm$$

Soit un cadre de HA8 plus un épingle HA8. On prend $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

• **Les espacements**

1) $S_t \leq \min (0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t = 24.3$

2) $S_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow \frac{0.8 \times 400 \times 1.51}{25 \times (0.33 - 0.3 \times 2.1)} < 0$

3) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t = \frac{1.51 \times 400}{0.4 \times 25} \Rightarrow S_t \leq 135cm \Rightarrow S_t = 15cm$

Pour les armatures longitudinales, le **RPA99/version 2003** exige un espacement

$$S_t \leq \min (h ; 25) = 25cm \text{ Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

• **Calcul a l'ELS**

Vérification de la contrainte dans le béton

$$M_{ser} = 6.78KN.m$$

$$M_t = 0.75 M_s = 5.08 \text{ KN.m}$$

Tableau III. 36. Vérification de la contrainte dans le béton.

| Mser (KN.m) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | $\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa) | observation |
|-------------|--------|----------------------|---------------------|--------------------------------|-------------|
| 5.08 | 7.11 | 14325.05 | 2.52 | 15 | vérifiée |

Evaluation de la flèche

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

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \rightarrow \text{vérifiée}$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} \dots\dots\dots(2) \rightarrow \text{vérifiée}$

- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \rightarrow \text{vérifiée}$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

• **Schéma de ferrailage de la poutre chaînage**

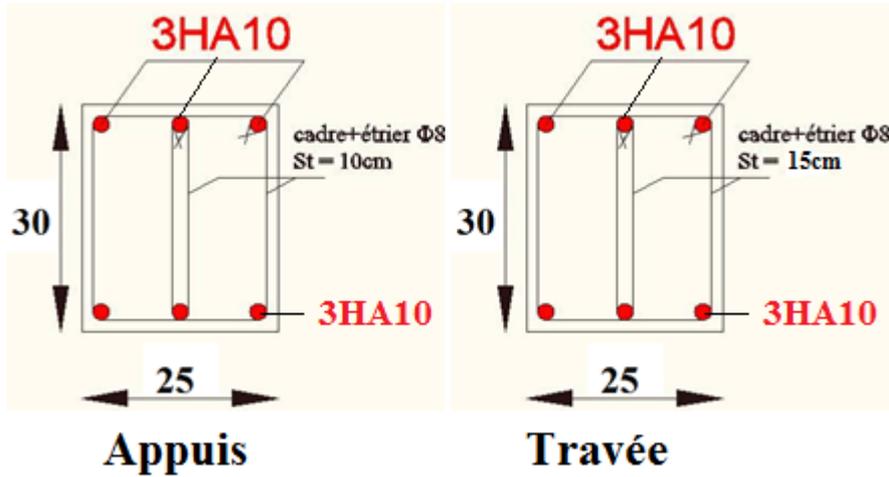


Figure III. 31. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.3. Etude de l'acrotère

III.3.1. Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

Dans notre cas on a un acrotère de la terrasse inaccessible

H = 60 cm

On a les données suivantes :

S = 0.0675 m²

G = 2.0875 KN/ml

Q = 1KN/ml

F_p = 1.002 KN

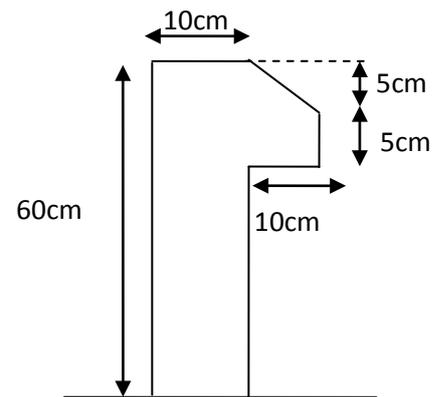


Figure III. 32. Schémas représentatif de l'Acrotère

III.3.2. Calcul des sollicitations

• **Calcul du centre de pression**

$$x_C = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, y_C = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

Tel que : $\sum A_i = S$: (surface de l'acrotère)

$$x_C = \frac{10 \times 60 \times 5 + 10 \times 5 \times (10 + 5) + 10 \times 5 / 2 \times (10 / 3 + 10)}{675} = 6.04 \text{ cm}$$

$$y_c = \frac{10 \times 60 \times 30 + 10 \times 5 \times (5/2 + 50) + 10 \times 5/2 \times (5/3 + 55)}{675} = 32.65\text{cm}$$

$$x_c = 0,0604\text{m}$$

$$y_c = 0,3265\text{m}$$

• **Moment engendré par les efforts normaux**

$$N_G = 2.0875 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$Q = 1 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_Q = 0.6 \times 1 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m.}$$

$$F_p = 1.002 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p \times y_c = 1.002 \times 0.3265 \Rightarrow M_{F_p} = 0.3271 \text{ KN.m.}$$

La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau III. 37. Différentes combinaisons à utiliser.

| Sollicitation | Combinaison | | |
|-----------------|---------------------------|-------------------------------------|-------------------------|
| | RPA99 | ELU | ELS |
| | G+Q+E | 1,35G + 1,5Q | G+Q |
| N (KN) | 2.0875+0+0= 2.0875 | 1,35×2.0875+1,5×0 = 2.818 | 2.0874+0= 2.0875 |
| M (KN.m) | 0+0.6+0,3271= 0.92 | 1,35×0+1,5×0.6 = 0.9 | 0+0.6= 0.6 |

a) Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.818} = 0.319\text{m} \\ \frac{H}{6} &= \frac{0.6}{6} = 0.1\text{m} \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$e_2 = e_1 + e_a$$

tel que : e_a : Excentricité additionnelle.

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelle).

$$e_a = \max(2\text{cm}; \frac{H}{250}) = \max(2\text{cm}; \frac{60}{250}) = 2\text{cm}$$

$$d' où : e_2 = 0,319 + 0.02 = 0.339\text{m}$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h} \dots\dots\dots \text{BAEL99}$$

Tel que :

α : rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

h : La hauteur de la section qui égale à 10 cm.

l_f : Longueur de flambement qui égale à $2 \times l_0 = 2 \times 60 = 120 \text{ cm} = 1.2 \text{ m}$.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times 1.2^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.10} = 0.86 \text{ cm}.$$

$$d' \text{ où } : e_t = e_2 + e_3 = 33.9 + 0.86 = 34.76 \text{ cm}.$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 2.818 \text{ KN et } M_u = N_u \times e_t = 2.818 \times 0.34764 = 0.979 \text{ KN.m}$$

III.3.3. Ferrailage de l'acrotère à l'ELU

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

Le ferrailage est calculé à l'ELU, puis la vérification des contraintes se feront à l'ELS.

$e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple pour une section rectangulaire $b \times h$ soumise à un moment égal à :

$$M_{uA} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 0.979 + 2.818 \times (0.08 - \frac{0.10}{2}) = 1.063 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1.063 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.011 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011}}{0.8} = 0.014$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.014) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.063 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 0.386 \text{ cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.386 \times 10^{-4} - \frac{2.818 \times 10^{-3}}{348} = 0.305 \text{ cm}^2$$

- **condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

- **Espacement**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement**

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

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3\text{Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(2,5; 3\text{Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq 2,5\text{Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.002 + 1 \Rightarrow V_u = 2.002 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.002 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,025\text{MPa}.$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \quad \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,05\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2.002 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,08 \times 10,05 \times 10^{-2}} = 0,276\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{c28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

à l'ELS

$d = 0,08 \text{ m}$; $N_{ser} = 2,0875 \text{ KN}$; $M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m}$; $\eta = 1,6$ pour les HA (haute adhérence)

- **vérification des contraintes**

$$\text{Le béton : } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

$$\text{L'acier : } \sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ Mpa.}$$

- **Calcul de l'excentricité**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0,6}{2,0875} = 0,28\text{m}$$

$e_G > \frac{H}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05\text{m}$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal N_{ser} est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

- **Position de l'axe neutre**

$$C = d - e_A ;$$

Tel que e_A : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.0875} = 0.28$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0,016 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = d - e_A = 0,08 - 0.28 = -0,2m = -20cm$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times 0.20^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.20) = -0.12 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$q = -2 \times 0.20^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.20)^2 = -0.016 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.12 y_c - 0.016 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c$$

$$-0.20 \leq y_c \leq -0.1$$

$$P < 0 \Rightarrow$$

$$\Delta = q^2 + 4 \times \frac{P^3}{27} = -5.74 \times 10^{-6}$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'equation admet trois solutions :

$$Y_{c1} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right); \quad Y_{c2} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right); \quad Y_{c3} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\cos \varphi = \left(\frac{3q}{2P}\right) \times \sqrt{\left(\frac{-3}{P}\right)}, \quad a = 2 \times \sqrt{\frac{-P}{3}}, \quad \varphi = 9,24^\circ, \quad a = 0,4$$

$$Y_{c1} = 0.403m; \quad Y_{c2} = -218m; \quad Y_{c3} = -0.184m$$

On choisi $y_c = -0.184m$

$$y = -0.184 + 0.20 = 0.0154m$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.0154^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.0154) = -7.61 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{\mu_t} \times y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3} \times 0.0154}{-7.61 \times 10^{-5}} = -0.12 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \overline{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 15 \frac{N_{ser.}}{\mu} \cdot (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.0875 \times 10^{-3}}{-7.61 \times 10^{-5}} (0.08 - 0.0154) = -26.58 MPa \leq \bar{\sigma}_s = 240 MPa \dots \text{vérifiée}$$

- **Schéma de ferrailage de l'acrotère**

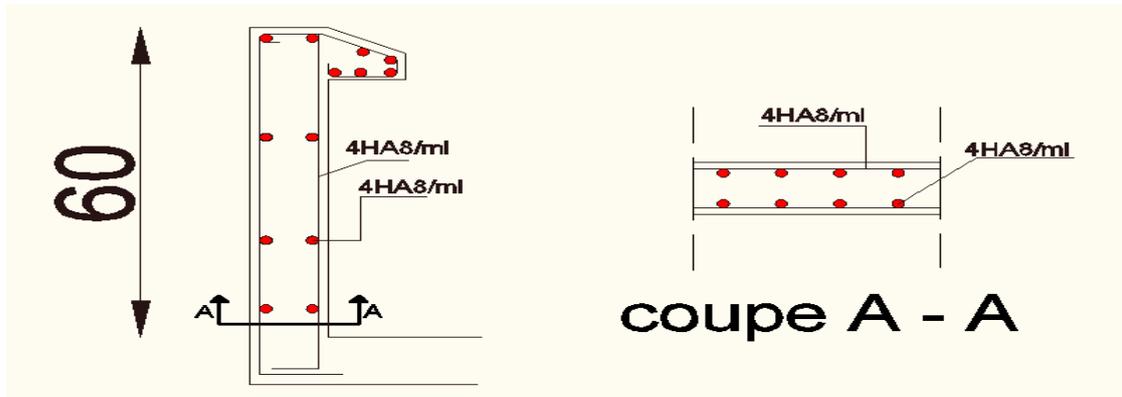


Figure III. 33. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.4. Etude de l'ascenseur

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

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

Pour notre projet on adopte pour un ascenseur de 6 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

$B_s = 1.75 \text{ m}$, $T_s = 1.80 \text{ m}$, $H_k = 2.20 \text{ m}$, $P_M = 15 \text{ KN}$, $D_M = 43 \text{ KN}$, $F_c = 50 \text{ N}$, $v = 0.63 \text{ m/s}$

Avec :

- B_s , T_s , H_k : sont respectivement la largeur, la longueur et la hauteur de la cabine.
- F_c : charge accidentelle due a la rupture des câbles de l'ascenseur.
- P_M : charge due a la dalle de la machine.
- D_M : charge due a L'ascenseur.
- Le poids propre de l'ascenseur est de 500 Kg

$$P = P_M + D_M + 50 = 15 + 43 + 15 = 63 \text{ KN}$$

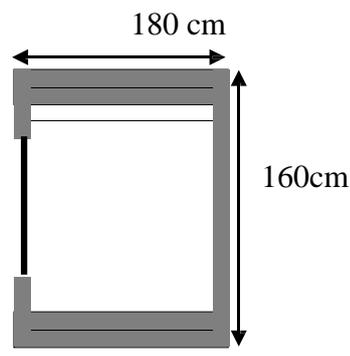


Figure III. 34.Cage d'ascenseur.

III.4.1. Etude de la dalle pleine de la locale machinerie:

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de $h=15\text{ cm}$

On doit calculer la surface d'impact $U \times V$

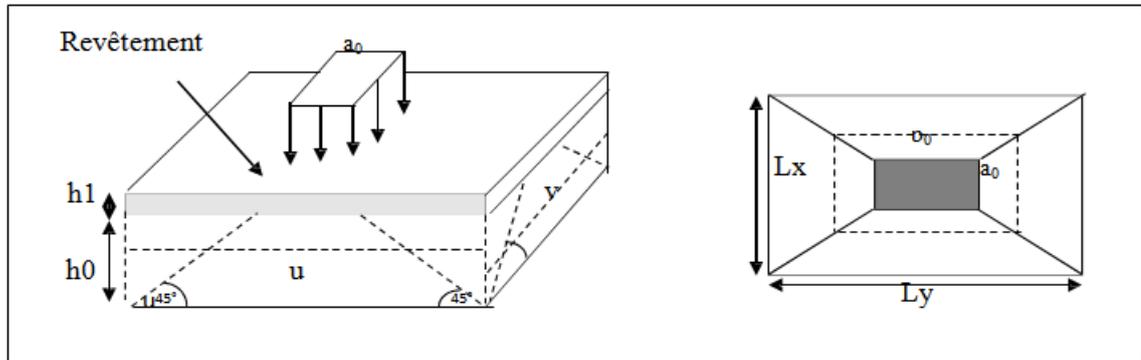


figure III. 30. schéma représentant la surface d'impact

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h = 110\text{ cm} \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h = 110\text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions // à } l_x \\ b_0, U \rightarrow \text{Dimensions // à } l_y \end{cases}$$

Avec : $a_0 \times b_0$ surface de charge = $(80 \times 80)\text{ cm}^2$

h_1 : Espacement du revêtement (5 cm)

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi=1$)

o Evaluation des moments sous charge concentrée

▪ M_{x1} et M_{y1} du système:

M_{x1}, M_{y1} sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

selon le BAEL 99
$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

Avec M^1 et M^2 données par l'abaque de PIGEAUD..... (ANNEXE III)

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.71 ; \frac{U}{l_x} = 0.73 ; \frac{V}{l_y} = 0.52$$

$$M_1 = 0,173 ; M_2 = 0,087 ; q_u = 1,35 \times P \Rightarrow q_u = 85,05\text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 \times q_u \rightarrow M_{x1} = 14,71\text{ KN.m/ml} \\ M_{y1} = M_2 \times q_u \rightarrow M_{y1} = 7,40\text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

M_{x2}, M_{y2} sont dus aux poids propre et la charge d'exploitations d'entretien

$$\rho = 0,89 > 0,4 \Rightarrow \mu_x = 0,0466 ; \mu_y = 0,7635$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5 cm)

$$\left\{ \begin{aligned} G_2 = 6,65 \text{ KN/m} &\Rightarrow q = 1,35 \times G_2 + 1,5 \times Q_2 = 10,47 \text{ KN/ml} \\ Q_2 = 1 \text{ KN/m} & \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{X2} = \mu_x \times q \times L_x^2 &\rightarrow M_{X2} = 0,0466 \times 10,47 \times 1,6^2 = 1,25 \text{ KN.m} \\ M_{Y2} = \mu_y \times M_{X2} &= 0,7635 \times 1,25 = 0,95 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

La superposition des moments donne :

$$M_0^x = M_{x1} + M_{x2} = 14,71 + 1,25 = 15,96 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = M_{y1} + M_{y2} = 7,71 + 0,95 = 8,66 \text{ KN.m}$$

Donc les moments réels sont :

$$\left\{ \begin{aligned} M_t^x &= 0,85 M_0^x = 13,57 \text{ KN.m} \\ M_t^y &= 0,85 M_0^y = 7,36 \text{ KN.m} \end{aligned} \right. \quad \left\{ \begin{aligned} M_a^x &= -0,3 M_0^x = -4,79 \text{ KN.m} \\ M_a^y &= -0,3 M_0^y = -2,60 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

III.4.2. Ferrailage

Tableau III. 50. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur

| | | M (KN.m) | μ_{bu} | α | Z (m) | A _{cal} (cm ² /ml) | A _{min} (cm ² /ml) | A (cm ² /ml) |
|--------|-------|----------|------------|----------|-------|--|--|-------------------------|
| Travée | (x-x) | 13,57 | 0,057 | 0,073 | 12,62 | 3,09 | 1,27 | 4HA12=4,5 |
| | (y-y) | 7,36 | 0,031 | 0,039 | 12,80 | 1,65 | 1,20 | 3HA10=2,36 |
| Appui | (x-x) | 4,79 | 0,020 | 0,025 | 12,87 | 1,07 | 1,27 | 3HA8=1,5 |
| | (y-y) | 2,60 | 0,011 | 0,014 | 12,73 | 0,58 | 1,20 | 3HA8=1,5 |

III.5.3. Vérification

➤ Vérification au poinçonnement

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il

faut vérifier que : $Q_u = 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$

- Q_u : charge de calcul à l'état ultime

- U_c : Périmètre du rectangle d'impact $U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (110 + 110) = 440 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{aligned} 0,045 \times 4,4 \times 0,2 \times \frac{25,10^3}{1,5} &= 990 \\ Q_u = 85,05 \text{ KN} &< 990 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{aligned} \right.$$

➤ Vérification de l'effort tranchant

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$T^u = T^v = \frac{q_u}{3u} = 25,69 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} &= \frac{25,69 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,19 \text{ Mpa} \\ \bar{\tau} = 1,25 \text{ MPa} &> \tau_u \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{aligned} \right.$$

➤ **Calcul à l'ELS**

▪ **Moment engendré par le système de levage:**

$Q_{ser} = 63 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q_{ser} \end{cases} \quad \begin{cases} M_{x1} = 8.82 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 7.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Moment dû au poids propre de la dalle:**

$q_{ser} = 6,65 + 1 = 7,65 \text{ KN}$

$\nu = 0,4 \Rightarrow \mu_x = 0,0537 ; \mu_y = 0,8358$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \rightarrow M_{x2} = 0.0466 \times 10.47 \times 1.6^2 = 0.66 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.7635 \times 0.66 = 0.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 0.56 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 0.47 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M_a^x = -0.3 M_0^x = -0.198 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.3 M_0^y = -0.165 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

Tableau III. 51. Vérification des contraintes dans le béton.

| | | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | σ'_{bc} (MPa) | Observation |
|------------------|-------|--------|----------------------|---------------------|----------------------|-------------|
| En Travée | (x-x) | 3,57 | 7545,70 | 0,27 | 15 | Verifier |
| | (y-y) | 2,70 | 4411,70 | 0,29 | 15 | Verifier |
| En appui | (x-x) | 2,21 | 2996,80 | 0,15 | 15 | Verifier |
| | (y-y) | 2,21 | 2996,80 | 0,12 | 15 | Verifier |

➤ **Vérification des contraintes dans l'acier:**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

sens (x-x) :

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x}\right) \rightarrow 0.09 > 0.042 \dots \dots \dots \text{vérifié} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 0.0035 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifié} \end{cases}$$

sens (y-y) :

$$\begin{cases} \frac{h}{L_y} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^y}{20 \times M_0^y}\right) \rightarrow 0.083 > 0.042 \dots \dots \dots \text{vérifié} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 0.0018 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifié} \end{cases}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ Schéma de ferrailage

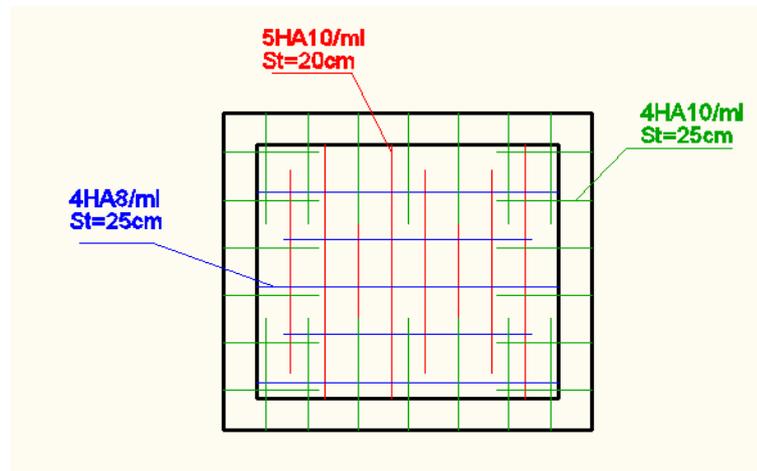


Figure III. 35. schéma de ferrailage du locale machinerie.

CHAPITRE IV

Etude sismique]

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Il est important de prévoir les modes de déformation des constructions sous l'effet des secousses, et de maîtriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la composent. Puis la résistance des matériaux utilisés, leurs mise en œuvre et leurs caractéristiques diverses définies par l'ingénieur doivent permettre à la construction de répondre aux sollicitation d'origine sismique. Par conséquent la conception architecturale conditionne le comportement des bâtiments vis à vis du séisme.

IV.1. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.2. Méthode de calcul

Selon le RPA 99/V2003 le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

❖ Méthode statique équivalente

➤ Principe

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

❖ Méthode d'analyse modale spectrale

➤ Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Dans le dimensionnement de structure, les règles parasismiques algérienne (RPA 99 /V2003 exige que l'effort tranchant à la base calculé analytiquement, $V_{analytique}$, par la méthode modale spectrale

doit respecter une certaine condition par rapport à l'effet tranchant par la MSE (méthode statique analytique), V_{MSE} : $V_{analytique} \geq 0,8V_{MSE}$

$$V_{MSE} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Détermination des paramètres du spectre de réponse:

▪ **Coefficient d'accélération A**

- Zone (IIa) D'après la classification sismique de wilaya de Bejaia (RPA 99/V2003)
- Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.15**

▪ **Coefficient de comportement global de la structure R**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 RPA99/V2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA99/V2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=5**

▪ **Facteur de qualité Q**

Le facteur de qualité est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La qualité de contrôle de la structure.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité **q** « est satisfaite ou non ».

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (RPA99/V2003).

Les valeurs à retenir sont dans le tableau ci après :

Tableau IV. 1. Valeurs des pénalités P_q

| Critère | P_q | |
|---|----------------------|-------------|
| | Observé | Non observé |
| 1) Condition minimale sur les files de contreventement. | Non | 0.05 |
| 2) Redondance en plan. | Non | 0.05 |
| 3) Régularité en plan. | Oui | 0 |
| 4) Régularité en élévation. | Oui | 0 |
| 5) Contrôle de qualité des matériaux. | Oui | 0 |
| 6) Contrôle de qualité d'exécution. | Oui | 0 |

Donc : **Q = 1+∑P_q= 1.1**

W : poids total de la structure : $W = \sum_1^{13} W_i$, avec : $W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau 4.5 du RPA 99/V2003.

$$W = 47267.38 \text{ KN}$$

▪ **Facteur d'amplification dynamique moyen D**

Pour le calcul du facteur D, qui est fonction de la période fondamentale de la structure (T), il est donné par la formule suivante:

$$D = \begin{cases} 2.5 * \eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{sec} \dots\dots \text{(RPA99/V2003 Art 4.2.3)} \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \dots\dots T \geq 3 \text{sec} \end{cases}$$

○ **Estimation de la période fondamentale de la structure**

<< Les valeurs propres de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépassé celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% >>. **RPA 99/V2003(article 4.2.4)**

La plupart des ingénieurs interprète mal ce paragraphe, et pensent que si la période analytique est supérieur à $1,3.T_{\text{empirique}}$ il faut rigidifier d'avantage la structure jusqu'à ce que cette condition soit vérifier,

C'est une interprétation erronée !!

Cette condition est liée au choix de la période approprié pour le calcul de l'effort tranchant à la base. En fait, la période utilisé pour le calcul de l'effort tranchant à la base est sujette à une borne supérieure, qui est $1,3.T_{\text{empirique}}$

Le tableau ci-dessous montre comment choisir la période de calcul de V_{MSE} : **(ANNEXE1)**

| Si: | La période choisie pour le calcul du facteur D est: |
|--|---|
| $T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$ | $T = T_{\text{empirique}}$ |
| $T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3T_{\text{empirique}}$ | $T = T_{\text{analytique}}$ |
| $1,3T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$ | $T = 1,3T_{\text{empirique}}$ |

✓ $T_{\text{empirique}} = C_T \times (h_N)^{3/4}$ avec :

h_N : la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$\Rightarrow h_N = 31.11 \text{ m}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \text{ (tableau 4.6 du RPA 99/V2003)}. \quad \text{D'où : } T = 0,66 \text{ s.}$$

Selon l'article 4.2.4 (4) R.P.A99/v2003, la période doit être majorée de 30%

$$T_{\text{empirique}} = 0.85 \text{ s}$$

$$\checkmark T = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T.

$$\begin{cases} L_x = 29.9 \text{ m} \\ L_y = 15.7 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.51 \text{ sec} \\ T_y = 0.66 \text{ sec} \end{cases}$$

Valeur de T_1 et T_2

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA99/2003 tableau 4.7)

$$\text{Sol ferme} \Rightarrow \text{site } S_3 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.5 \text{ sec} \end{cases}$$

$$1.3T_x = 0.66 \text{ sec} < T_{\text{analytique}} = 0.74 \text{ sec} \longrightarrow T = 1.3T_x = 0.66 \text{ sec}$$

$$T_y < T_{\text{analytique}} < 1.3 T_y \longrightarrow T = 1.3 T_y = 0.85 \text{ sec}$$

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}, T_2 < T < 3 \text{ sec}$$

$$\text{Tel que : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \rightarrow \text{facteur de correction d'amortissement.}$$

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (RPA 99/V2003 tableau 4.2).

$$\text{Portique auto stable} \rightarrow \xi = 7 \%$$

$$\text{Voiles} \rightarrow \xi = 10 \%$$

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \xi = 8,5 \%$.

$$\begin{cases} D_x = 1.696 \\ D_y = 1.433 \end{cases}$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} V_x = 2645.98 \text{ KN} \\ V_y = 2235.31 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.3. Modélisation de la structure

La forme architecturale de la structure à étudier, nous à pousser à une recherche d'un bon comportement dynamique qui peut résister aux différentes sollicitations.

La hauteur du bâtiment dépasse les 20 mètres, donc selon RPA99/V2003 (article 3.4) on doit introduire des voiles

On a opté à cette disposition :

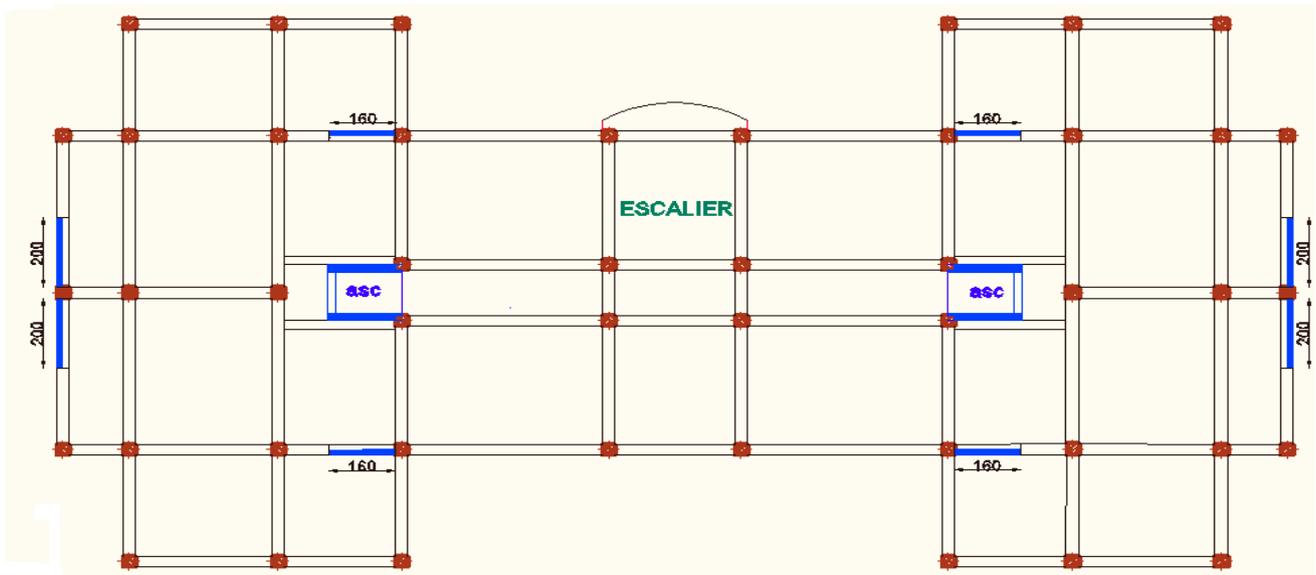


Figure IV. 1. Disposition des voiles

Nous présenterons dans les figures suivantes la modélisation de la structure :

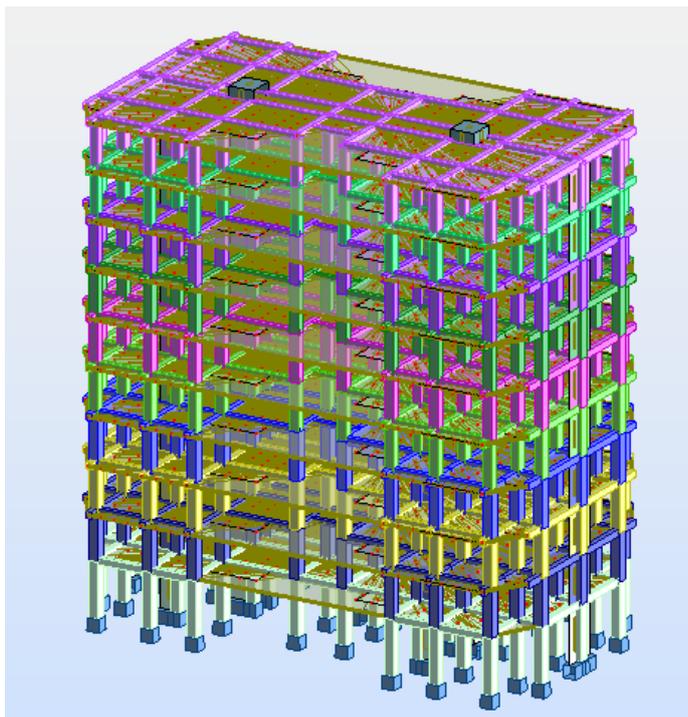


Figure IV. 3. Vue en 3D (Robot V 2011)

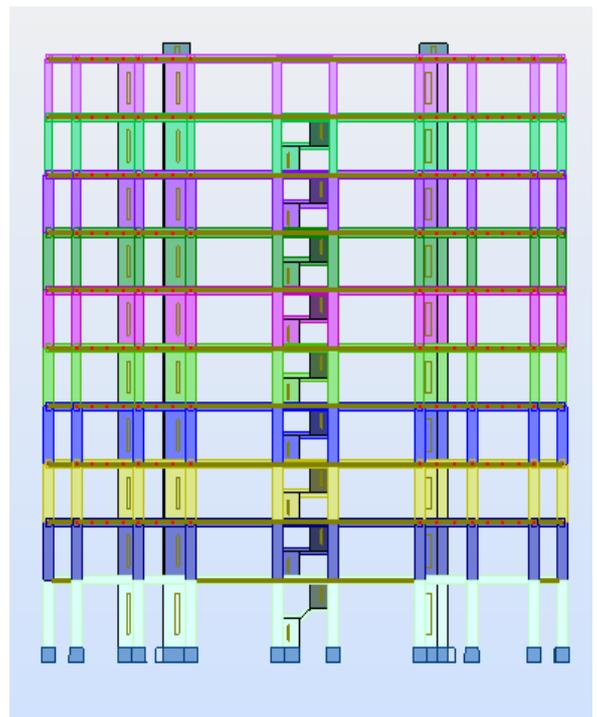


Figure IV. 2. Vue de face (Robot V 2011)

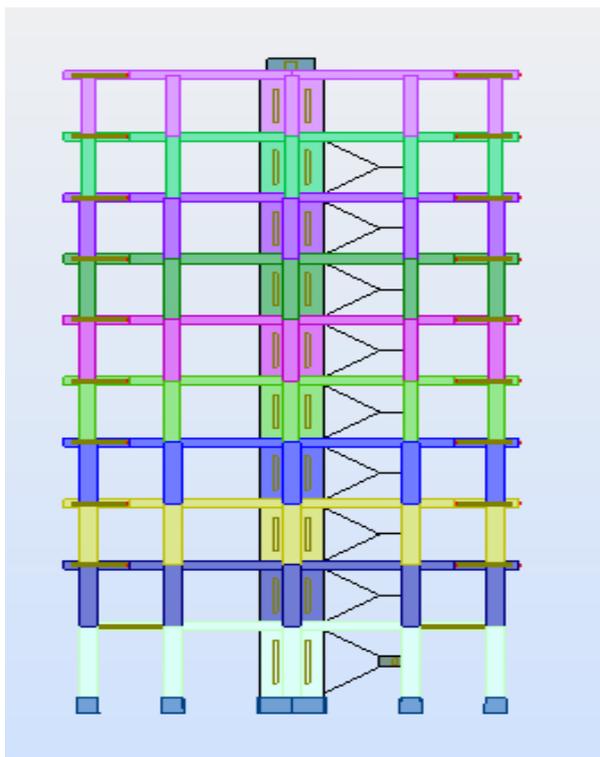


Figure IV. 4. *Vue de droite (Robot V 2011)*

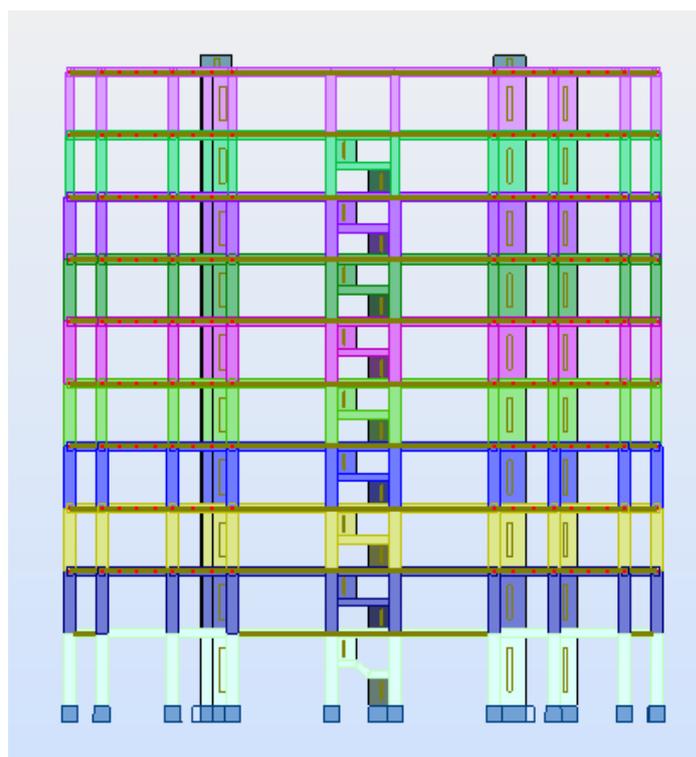


Figure IV. 5 *Vue de derrière (Robot V 2011)*

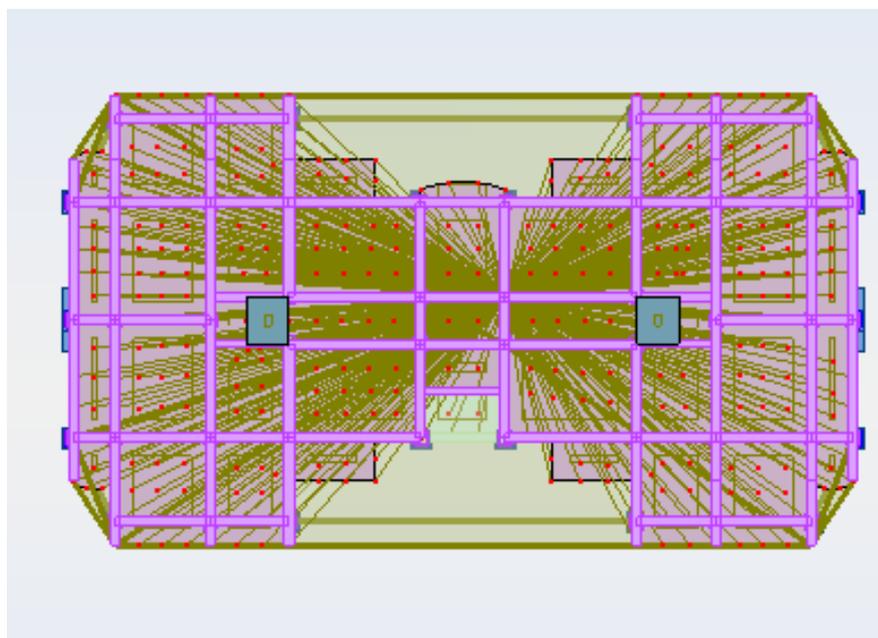


Figure IV. 6. *Vue de haut (Robot V 2011)*

IV.4. Analyse du comportement de la structure

✓ **Mode (1)**

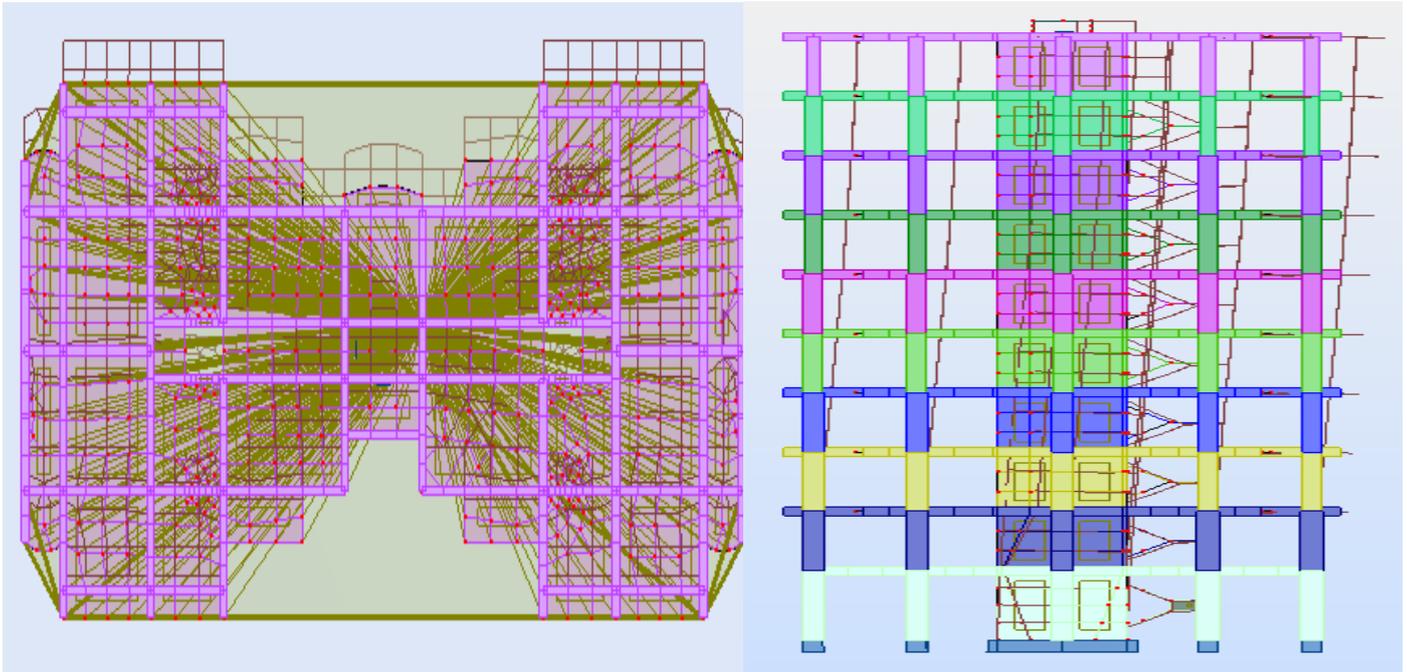


Figure IV. 7. Mode 1 translation (y-y) (T=0.74s)

Mode (2)

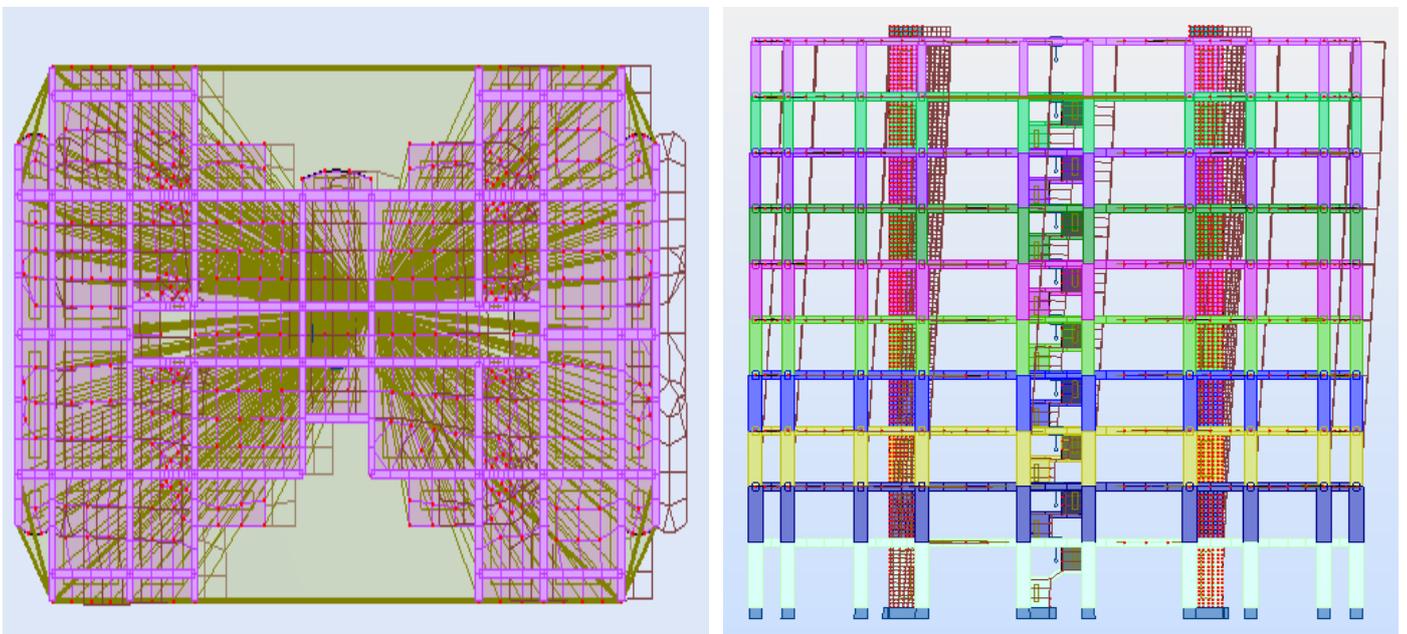


Figure IV. 8. Mode 2 translation (x-x) (T=0.71s)

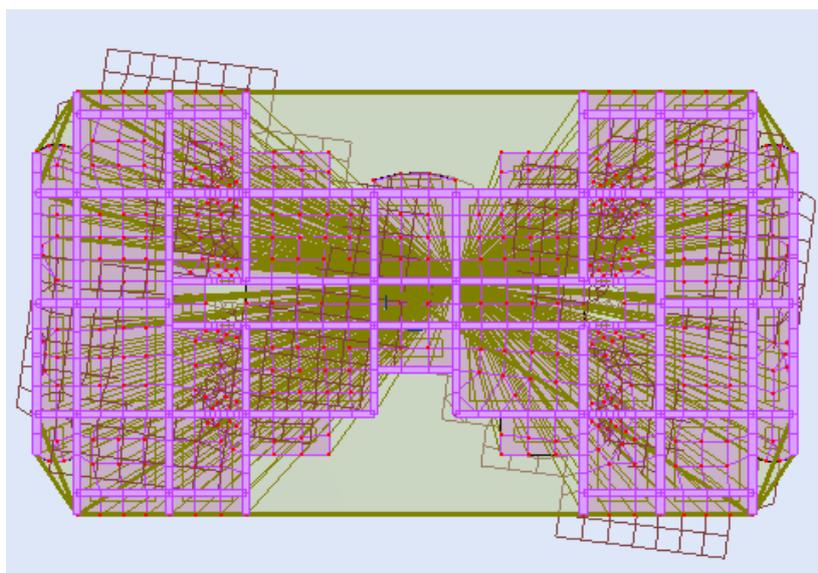
✓ **Mode (3)**

Figure IV. 9. Mode 3 torsion (T=0.61s)

❖ **Période de vibration et taux de participation des masses modales**

Tableau IV. 2. Période de vibration et taux de participation des masses modales

| Modes | Période (s) | Masses cumulées Ux (%) | Masses cumulées Uy (%) | Masses modale Ux (%) | Masses modale Uy (%) | Masse totale (KN) |
|-------|-------------|------------------------|------------------------|----------------------|----------------------|-------------------|
| 1 | 0.74 | 0.00 | 74.04 | 0.00 | 74.04 | 47267,38 |
| 2 | 0.71 | 73.80 | 74.04 | 73.80 | 0.00 | 47267,38 |
| 3 | 0.61 | 73.94 | 74.04 | 0.14 | 0.00 | 47267,38 |
| 4 | 0.23 | 73.94 | 86.81 | 0.00 | 12.77 | 47267,38 |
| 5 | 0.22 | 87.26 | 86.81 | 13.32 | 0.00 | 47267,38 |
| 6 | 0.19 | 87.26 | 86.81 | 0.01 | 0.00 | 47267,38 |
| 7 | 0.12 | 87.27 | 92.15 | 0.00 | 5.34 | 47267,38 |
| 8 | 0.12 | 92.37 | 92.15 | 5.10 | 0.00 | 47267,38 |
| 9 | 0.1 | 92.37 | 92.15 | 0.00 | 0.00 | 47267,38 |
| 10 | 0.08 | 92.37 | 92.15 | 0.01 | 0.00 | 47267,38 |

NB : Concernant les modes à retenir, nous avons constaté que le pourcentage de participation modale atteint plus de 90% à partir du septième mode ce qui vérifie la condition du RPA99/V2003.

IV.5. Justification de l'interaction voile-portique

Les tableaux(IV.3) et (IV.4) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales. **L'article (3.4.A.4.a) du RPA99/V2003** stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations

dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

IV.5.1. Sous charges verticales

- Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques :
$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

- Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles :
$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Tableau IV. 3. Interactions sous charges verticales

| Niveaux | Charges reprises en (KN) | | | Pourcentages repris (%) | | Observation |
|----------------|--------------------------|--------|----------|-------------------------|--------|-----------------|
| | Portiques | Voiles | Total | Portiques | Voiles | |
| RDC | 39455,14 | 7881,6 | 47336,71 | 83,35 | 16,65 | vérifiée |
| Etage 1 | 35159,79 | 6590,8 | 41750,61 | 84,21 | 15,79 | vérifiée |
| Etage 2 | 30840,42 | 5703,7 | 36544,07 | 84,39 | 15,61 | vérifiée |
| Etage 3 | 26096,81 | 5402 | 31498,8 | 82,85 | 17,15 | vérifiée |
| Etage 4 | 22157,46 | 4468,3 | 26625,76 | 83,22 | 16,78 | vérifiée |
| Etage 5 | 18084,69 | 3749,1 | 21833,74 | 82,83 | 17,17 | vérifiée |
| Etage 6 | 14037,72 | 3168,9 | 17206,63 | 81,58 | 18,42 | vérifiée |
| Etage 7 | 10273,29 | 2388,9 | 12662,19 | 81,13 | 18,87 | vérifiée |
| Etage 8 | 6799,97 | 1678,2 | 8478,19 | 80,21 | 19,79 | vérifiée |
| Etage 9 | 3354,24 | 756,25 | 4110,49 | 81,60 | 18,40 | vérifiée |

IV.5.2. Sous charges horizontales

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques
$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles :
$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau IV. 4. interactions sous charges horizontales dans le sens (x-x)

| Niveaux | Charges reprises en (KN) | | | Pourcentages repris (%) | | Observation |
|----------------|--------------------------|---------|---------|-------------------------|--------|-----------------|
| | Portiques | Voiles | Total | Portiques | Voiles | |
| RDC | 1357.37 | 1150.93 | 2508.3 | 54.12 | 45.88 | vérifiée |
| Etage 1 | 1631.16 | 829.05 | 2460.21 | 66.30 | 33.70 | vérifiée |
| Etage 2 | 1600.38 | 745.13 | 2345.51 | 68.23 | 31.77 | vérifiée |
| Etage 3 | 1568.37 | 626.43 | 2194.8 | 71.46 | 28.54 | vérifiée |
| Etage 4 | 1394.65 | 604.46 | 1999.11 | 69.76 | 30.24 | vérifiée |
| Etage 5 | 1342.55 | 434.09 | 1776.64 | 75.57 | 24.43 | vérifiée |

| | | | | | | |
|----------------|---------|--------|---------|-------|-------|-----------------|
| Etage 6 | 1070.72 | 428.36 | 1499.08 | 71.43 | 28.57 | vérifiée |
| Etage 7 | 957.15 | 254.45 | 1211.6 | 79.00 | 21.00 | vérifiée |
| Etage 8 | 752.94 | 194.63 | 947.57 | 79.46 | 20.54 | vérifiée |
| Etage 9 | 643.09 | 194.36 | 837.45 | 76.79 | 23.21 | vérifiée |

Tableau IV. 5.interactions sous charges horizontales dans le sens (x-x)

| Niveaux | Charges reprises en (KN) | | | Pourcentages repris (%) | | Observation |
|----------------|--------------------------|---------|---------|-------------------------|--------|-----------------|
| | Portiques | Voiles | Total | Portiques | Voiles | |
| RDC | 1222.53 | 1156.33 | 2378.86 | 51.39 | 48.61 | vérifiée |
| Etage 1 | 1402.38 | 777.28 | 2179.66 | 64.34 | 35.66 | vérifiée |
| Etage 2 | 1437.26 | 637.81 | 2075.07 | 69.26 | 30.74 | vérifiée |
| Etage 3 | 1413.18 | 526.92 | 1940.1 | 72.84 | 27.16 | vérifiée |
| Etage 4 | 1273.73 | 496.64 | 1770.37 | 71.95 | 28.05 | vérifiée |
| Etage 5 | 1193.55 | 382.73 | 1576.28 | 75.72 | 24.28 | vérifiée |
| Etage 6 | 962.83 | 372.78 | 1335.61 | 72.09 | 27.91 | vérifiée |
| Etage 7 | 845.73 | 239.93 | 1085.66 | 77.90 | 22.10 | vérifiée |
| Etage 8 | 605.05 | 193.48 | 798.53 | 75.77 | 24.23 | vérifiée |
| Etage 9 | 497.64 | 66.22 | 563.86 | 88.26 | 11.74 | vérifiée |

IV.6. Vérification de la résultante de la force sismique

Selon **RPA99/V2003 (Article 4.3.6)**, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Tableau IV. 6.vérification de l'effort tranchant à la base

| | $V_{dyn} (KN)$ | $0.8 \times V_{st} (KN)$ | combinaison | observation |
|-----------------|----------------|--------------------------|-------------|-----------------|
| Sens x-x | 2361.95 | 2116.78 | 1.35G+1.5Q | vérifiée |
| Sens y-y | 2300.65 | 1788.24 | 1.35G+1.5Q | vérifiée |

IV.6. Vérification de l'effort normale réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad (\text{Article 7.1.3.3}) \text{ RPA99/V2003.}$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton = 25 MPa

Tableau IV. 7. vérification de l'effort normal réduit

| Niveaux | La section adoptée (cm ²) | | | N (KN) | ν | Observation |
|----------------|---------------------------------------|--------|-------------------------|---------|-------|-----------------|
| | b (cm) | h (cm) | aire (cm ²) | | | |
| RDC | 70 | 70 | 4900 | 3057.79 | 0.25 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 1 | 70 | 70 | 4900 | 2588.61 | 0.21 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 2 | 65 | 65 | 4225 | 2169.88 | 0.20 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 3 | 65 | 65 | 4225 | 1789.31 | 0.16 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 4 | 60 | 60 | 3600 | 1475.95 | 0.16 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 5 | 60 | 60 | 3600 | 1475.95 | 0.13 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 6 | 55 | 55 | 3025 | 1200.31 | 0.12 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 7 | 55 | 55 | 3025 | 936.25 | 0.09 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 8 | 50 | 50 | 2500 | 693.23 | 0.11 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 9 | 45 | 45 | 2025 | 693.23 | 0.13 | <i>vérifiée</i> |

IV.7. Justification vis-à-vis de déplacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (**Article 5.10) RPA99/V2003.**

Tableau IV. 8. vérification des déplacements relatifs (x-x)

| niveaux | δ_{ek} (cm) | δ_k (cm) | δ_{k-1} (cm) | Δ_k (cm) | h_k (cm) | $\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%) ^k | observation |
|----------------|-----------------------|--------------------|------------------------|--------------------|---------------|--|-----------------|
| RDC | 0,1 | 0,5 | 0 | 0,50 | 357,0 | 0,140 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 1 | 0,2 | 1 | 0,5 | 0,50 | 306,0 | 0,163 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 2 | 0,3 | 1,5 | 1 | 0,50 | 306,0 | 0,163 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 3 | 0,5 | 2,5 | 1,5 | 1,00 | 306,0 | 0,327 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 4 | 0,7 | 3,5 | 2,5 | 1,00 | 306,0 | 0,327 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 5 | 0,8 | 4 | 3,5 | 0,5 | 306,0 | 0,163 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 6 | 0,9 | 4,5 | 4 | 0,5 | 306,0 | 0,163 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 7 | 1,1 | 5,5 | 4,5 | 1 | 306,0 | 0,327 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 8 | 1,2 | 6 | 5,5 | 0,5 | 306,0 | 0,163 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 9 | 1,3 | 6,5 | 6 | 0,5 | 306,0 | 0,163 | <i>vérifiée</i> |

Tableau IV. 9. vérification des déplacements relatifs (y-y)

| niveaux | δ_{ek} (cm) | δ_k (cm) | δ_{k-1} (cm) | Δ_k (cm) | h_k (cm) | $\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%) | observation |
|---------|-----------------------|--------------------|------------------------|--------------------|---------------|-------------------------------|-----------------|
| RDC | 0.1 | 0.5 | 0 | 0.5 | 357,0 | 0.14 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 1 | 0.2 | 1 | 0.5 | 0.5 | 306,0 | 0.163 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 2 | 0.3 | 1.5 | 1 | 0.5 | 306,0 | 0.163 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 3 | 0.5 | 2.5 | 1.5 | 1 | 306,0 | 0.327 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 4 | 0.6 | 3 | 2.5 | 0.5 | 306,0 | 0.163 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 5 | 0.8 | 4 | 3 | 1 | 306,0 | 0.327 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 6 | 0.9 | 4.5 | 4 | 0.5 | 306,0 | 0.163 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 7 | 1.0 | 5 | 4.5 | 0.5 | 306,0 | 0.163 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 8 | 1.1 | 5.5 | 5 | 0.5 | 306,0 | 0.163 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 9 | 1.2 | 6 | 5.5 | 0.5 | 306,0 | 0.163 | <i>vérifiée</i> |

D’après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

IV.8. Justification vis-à-vis l’effet P-Δ : RPA99/V2003 (Article 5.9).

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10.$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitation associés au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d’étage au niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : Hauteur d’étage (k).

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l’action sismique calculés au moyen d’une analyse élastique du 1^{er} ordre par

le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d’où les effets de second ordre ou effet P-Δ peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV. 10. Vérification des effets P-Δ(x-x)

| Niveaux | h_k (cm) | P_k (KN) | Δ_k (cm) | V_k (KN) | θ_k | Observation |
|---------|---------------|---------------|--------------------|---------------|------------|-----------------|
| RDC | 357 | 47336,71 | 0,50 | 2508.3 | 0.026 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 1 | 306 | 41750,61 | 0,50 | 2460.21 | 0.028 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 2 | 306 | 36544,07 | 0,50 | 2345.51 | 0.025 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 3 | 306 | 31498,8 | 1,00 | 2194.8 | 0.047 | <i>vérifiée</i> |
| Etage 4 | 306 | 26625,76 | 1.00 | 1999.11 | 0.044 | <i>vérifiée</i> |

| | | | | | | |
|----------------|-----|----------|-----|---------|-------|-----------------|
| <i>Etage 5</i> | 306 | 21833,74 | 0.5 | 1776.64 | 0.020 | <i>vérifiée</i> |
| <i>Etage 6</i> | 306 | 17206,63 | 0.5 | 1499.08 | 0.019 | <i>vérifiée</i> |
| <i>Etage 7</i> | 306 | 12662,19 | 1 | 1211.6 | 0.034 | <i>vérifiée</i> |
| <i>Etage 8</i> | 306 | 8478,19 | 0.5 | 947.57 | 0.015 | <i>vérifiée</i> |
| <i>Etage 9</i> | 306 | 4110,49 | 0.5 | 837.45 | 0.008 | <i>vérifiée</i> |

Tableau IV. 11. Vérification des effets $P-\Delta(y-y)$

| <i>Niveaux</i> | h_k (cm) | P_k (KN) | Δ_k (cm) | V_k (KN) | θ_k | <i>Observation</i> |
|----------------|---------------|---------------|--------------------|---------------|------------|--------------------|
| <i>RDC</i> | 357 | 47336,71 | 0.5 | 2378.86 | 0.028 | <i>vérifiée</i> |
| <i>Etage 1</i> | 306 | 41750,61 | 0.5 | 2179.66 | 0.031 | <i>vérifiée</i> |
| <i>Etage 2</i> | 306 | 36544,07 | 0.5 | 2075.07 | 0.029 | <i>vérifiée</i> |
| <i>Etage 3</i> | 306 | 31498,8 | 1 | 1940.1 | 0.053 | <i>vérifiée</i> |
| <i>Etage 4</i> | 306 | 26625,76 | 0.5 | 1770.37 | 0.025 | <i>vérifiée</i> |
| <i>Etage 5</i> | 306 | 21833,74 | 1 | 1576.28 | 0.045 | <i>vérifiée</i> |
| <i>Etage 6</i> | 306 | 17206,63 | 0.5 | 1335.61 | 0.021 | <i>vérifiée</i> |
| <i>Etage 7</i> | 306 | 12662,19 | 0.5 | 1085.66 | 0.019 | <i>vérifiée</i> |
| <i>Etage 8</i> | 306 | 8478,19 | 0.5 | 798.53 | 0.017 | <i>vérifiée</i> |
| <i>Etage 9</i> | 306 | 4110,49 | 0.5 | 563.86 | 0.012 | <i>vérifiée</i> |

On remarque que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, donc l'effet $P-\Delta$ n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2^o ordre peuvent être négligés.

A cause de la contrainte architectural, plusieurs essais ont été effectués afin de trouver la bonne disposition des voiles de sorte à satisfaire toutes les conditions du RPA (période, modes de vibration, taux de participation massique, interaction voile/portiques, déplacements, effet $P-\Delta$ et effort normal réduit).

Et les sections des poteaux et des poutres déjà définis par le pré-dimensionnement ont été augmentées telles que:

❖ **Pour les Poteaux:**

- ✓ poteau RDC + étage service (70×70)cm²
- ✓ poteaux 2^{ème} et 3^{ème} étage (65×65)cm²
- ✓ poteaux 4^{ème} et 5^{ème} étage (60×60)cm²
- ✓ poteaux du 6^{ème} au 7^{ème} étage (55×55)cm²
- ✓ poteaux du 8^{ème} étage (50×50)cm²
- ✓ poteaux du étage (45×45)cm²

❖ **Pour les Poutres:**

Poutre selon X et Y (30×45)cm²

❖ **Pour les Voiles:**

l'épaisseur des voiles du RDC 20 cm, et 15 cm pour le reste des étages.

CHAPITRE V

[ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX]

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

V.1. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ROBOT 2011 dans l'ordre suivant :

- | | | |
|-------------------|------------------|-----------------------|
| 1) $1.35G + 1.5Q$ | 4) $G + Q + E_y$ | |
| 2) $G + Q$ | 5) $0.8 G + E_x$ | (RPA 99/V2003) |
| 3) $G + Q + E_x$ | 6) $0.8 G + E_y$ | |

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations:

1. ($N_{max} \rightarrow M_{corr}$)
2. ($N_{min} \rightarrow M_{corr}$)
3. ($M_{max} \rightarrow N_{corr}$)

V.1.1. Recommandations du RPA99/V2003

- **Les armatures longitudinales**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% b_1 \times h_1$ en zone IIa
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - 4 % en zone courante
 - 6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25 cm 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.I :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

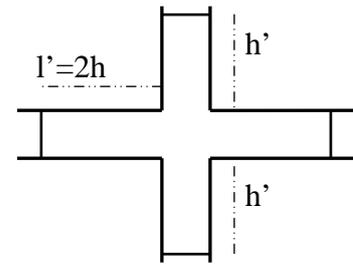


Figure V. 1. Zone nodale.

• **Armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (\text{Art : 7.4.2.2})$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa

Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_l$ en zone IIa

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V. 1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

| Niveaux | Section du poteau (cm ²) | A _{min} RPA (cm ²) | A _{max} RPA (cm ²) | |
|---------|--------------------------------------|---|---|----------------------|
| | | | Zone courante | Zone de recouvrement |
| RDC +1 | 70*70 | 39.2 | 196 | 294 |
| 2+3 | 65*65 | 33.8 | 169 | 253 |
| 4+5 | 60*60 | 28.8 | 144 | 216 |
| 6+7 | 55*55 | 24.2 | 121 | 181.5 |
| 8 | 50*50 | 20 | 100 | 150 |
| 9 | 45*45 | 16.2 | 81 | 121.5 |

V.1.2. les sollicitations dans les poteaux

Tableau V. 2. Les sollicitations dans les poteaux.

| Niveaux | comb | M _{max} , N _{corr} | | comb | N _{max} , M _{corr} | | comb | N _{min} , M _{corr} | |
|---------|------|--------------------------------------|--------|------|--------------------------------------|---------|------|--------------------------------------|---------|
| | | M(KN.m) | N (KN) | | N (KN) | M(KN.m) | | N(KN) | M(KN.m) |
| RDC +1 | 9 | 169.53 | 725.54 | 9 | 3057.79 | 120.02 | 16 | 211.49 | 142.54 |
| 2+3 | 9 | 179.09 | 332 | 9 | 2169.88 | 38.05 | 13 | 21.4 | 30.21 |
| 4+5 | 9 | 188.52 | 136.55 | 9 | 1475.95 | 36.69 | 13 | 26 | 23.71 |
| 6+7 | 9 | 179.29 | 113.18 | 9 | 936.25 | 25.54 | 13 | 62.62 | 56.3 |
| 8 | 9 | 156.41 | 147.89 | 9 | 485.78 | 48.35 | 3 | 161.06 | 38.25 |
| 9 | 9 | 140.05 | 246.09 | 9 | 302.15 | 147.26 | 9 | 285.79 | 45.02 |

V.1.3. Ferrailage

V.1.3.1. Armatures longitudinales

Les résultats des ferrailages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 3. Les Armatures longitudinale dans les poteaux.

| Niveaux | Section du poteau (cm ²) | A _{min} RPA (cm ²) | A _{cal} (cm ²) Génicad 2009 | Nombre de barres | A _{dopté} (cm ²) |
|---------|--------------------------------------|---|--|------------------|---------------------------------------|
| RDC +1 | 70×70 | 39.2 | 32.55 | 20HA16 | 40.19 |
| 2+3 | 65×65 | 33.8 | 13.78 | 4HA20+12HA16 | 36.7 |
| 4+5 | 60×60 | 28.8 | 7.12 | 4HA14+12HA16 | 30.29 |

| | | | | | |
|-----|-------|------|-------|--------------|-------|
| 6+7 | 55×55 | 24.2 | 6.84 | 12HA14+4HA16 | 26.51 |
| 8 | 50×50 | 20 | 9.89 | 12HA16 | 24.11 |
| 9 | 45×45 | 16.2 | 15.77 | 8HA14+4HA12 | 16.84 |

V.1.3. Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau V. 4. Armatures transversales dans les poteaux.

| Niveaux | B (cm ²) | ϕ_t^{min} (cm) | l_f (cm) | λ_g | V_u (KN) | S_t (zone nodale)(cm) | S_t (zone Courante)(cm) | A_t^{calcul} (cm ²) | A_t^{min} (cm ²) | $A_t^{adopté}$ (cm ²) |
|---------|----------------------|---------------------|------------|-------------|------------|--------------------------|---------------------------|-----------------------------------|--------------------------------|-----------------------------------|
| RDC | 70×70 | 2 | 250 | 2.55 | 155.80 | 8 | 20 | 2.55 | 3.13 | 6HA10=4.71 |
| 1 | 70×70 | 2 | 214 | 2.19 | 139.56 | 8 | 20 | 2.19 | 2.80 | 4HA10=3.14 |
| 2+3 | 65×65 | 2 | 214 | 2.35 | 124.24 | 8 | 20 | 2.35 | 2.69 | 4HA10=3.14 |
| 4+5 | 60×60 | 1.4 | 214 | 2.55 | 117.95 | 8 | 20 | 2.55 | 2.76 | 4HA10=3.14 |
| 6+7 | 55×55 | 1.4 | 214 | 2.78 | 111.78 | 8 | 20 | 2.78 | 2.86 | 4HA10=3.14 |
| 8 | 50×50 | 1.4 | 214 | 3.06 | 95.56 | 8 | 20 | 3.06 | 2.69 | 4HA10=3.14 |
| 9 | 45×45 | 1.4 | 214 | 3.40 | 38.30 | 8 | 20 | 3.40 | 1.2 | 4HA10=3.14 |

Conformément au RPA99/V2003 et au BAEL 99, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_t^{max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66mm$.

V.1.4. Vérifications

V.1.4.1. Vérification au flambement (effort normal ultime)

Selon le BAEL99 (Article 4. 4. 1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre).

Exemple de calcul

$h = 3.57m$ et $N_{max} = 3057.79KN$.

$$N_U = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Tel que :

α : Coefficient fonction de l'élanement λ

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots\dots\dots Si \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots\dots\dots Si \lambda > 50 \end{cases} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement ($0.7 \times l_0 = 2.5$ m), l_0 : hauteur libre d'étage = (h - h_{poutre})

i : Rayon de giration

$$i = \left(\frac{I}{A}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{b \times h^2}{12bh}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{h^2}{12}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{0.70^2}{12}\right)^{\frac{1}{2}}, \quad \lambda = \frac{2.5}{0.2021} = 12.37$$

$$\Rightarrow i = 0.2021m$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{12.37}{35}\right)^2} = 0.754. B_r = (a - 2)(b - 2) = (70 - 2)(70 - 2) = 4624 \text{ cm}^2$$

$$N_U = 0.754 \times \left[\frac{0.4624 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 40.19 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right]$$

$$\Rightarrow N_U = 7508.26KN$$

$$N_{max} = 3057.79KN < N_U \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 5. Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.

| Niveaux | Section (cm ²) | L ₀ (m) | l _f (m) | i (m) | λ | α | As (cm ²) | B _r . (cm ²) | N _{max} (KN) | N _u (KN) |
|---------|-------------------------------|-----------------------|-----------------------|----------|-------|-------|--------------------------|--|--------------------------|------------------------|
| RDC | 70×70 | 3.57 | 2.5 | 0.2021 | 12.37 | 0.754 | 40.19 | 4624 | 3057.79 | 7508.26 |
| 1 | 70×70 | 3.06 | 2.14 | 0.2021 | 12.37 | 0.754 | 40.19 | 4624 | 2588.61 | 7507.81 |
| 2+3 | 65×65 | 3.06 | 2.14 | 0.1876 | 11.42 | 0.757 | 36.7 | 3969 | 2169.88 | 6527.88 |
| 4+5 | 60×60 | 3.06 | 2.14 | 0.1732 | 12.37 | 0.754 | 30.29 | 3364 | 1475.95 | 5490.90 |
| 6+7 | 55×55 | 3.06 | 2.14 | 0.1588 | 13.49 | 0.750 | 26.51 | 2809 | 936.25 | 4591.20 |
| 8 | 50×50 | 3.06 | 2.14 | 0.1443 | 14.84 | 0.746 | 24.11 | 2304 | 485.75 | 3806.69 |
| 9 | 45×45 | 3.06 | 2.14 | 0.1299 | 16.49 | 0.740 | 16.84 | 1849 | 302.15 | 2966.16 |

On voit bien que N_{max} < N_u pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

V.1.4.2. Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v' \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{sc} = 15 \left[\frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} (v - d') \right] \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \\ \sigma_s = 15 \left[\frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} (v - d') \right] \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

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

$$v' = h - v \text{ Et } d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

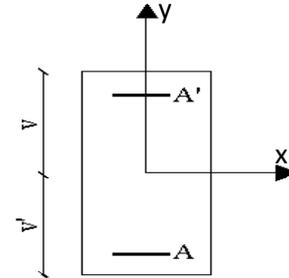


Figure V. 2. Section d'un poteau.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 6. Vérification des contraintes dans le béton

| Niveaux | Section (cm ²) | d (cm) | As (cm ²) | v (cm) | v' (cm) | I _{gg} (m ⁴) | N _{ser} (KN) | M _{ser} (KN.m) | σ ₁ (MPa) | σ ₂ (MPa) | σ _{sc} (MPa) | σ _s (MPa) |
|---------|----------------------------|--------|-----------------------|--------|---------|-----------------------------------|-----------------------|-------------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|----------------------|
| RDC | 70×70 | 67 | 40.19 | 69.4 | 0.5 | 0.0782 | 1273.01 | 33.09 | 2.60 | 2.31 | 38.78 | 37.18 |
| 1 | 70×70 | 67 | 40.19 | 69.4 | 0.5 | 0.0782 | 1111.87 | 41.95 | 2.39 | 2.01 | 35.48 | 34.20 |
| 2+3 | 65×65 | 62 | 36.7 | 64.3 | 0.6 | 0.0579 | 967.26 | 55.82 | 2.62 | 1.99 | 38.63 | 37.05 |
| 4+5 | 60×60 | 57 | 30.29 | 59.2 | 0.7 | 0.041 | 695.75 | 64.06 | 2.56 | 1.64 | 37.31 | 35.35 |
| 6+7 | 55×55 | 52 | 26.51 | 54.1 | 0.8 | 0.029 | 447.81 | 66.83 | 2.47 | 1.21 | 35.36 | 32.87 |
| 8 | 50×50 | 47 | 24.11 | 49 | 0.9 | 0.019 | 227.21 | 62.69 | 2.28 | 0.07 | 31.95 | 28.69 |
| 9 | 45×45 | 42 | 16.84 | 43.8 | 1.1 | 0.012 | 149.51 | 54.77 | 2.45 | 0.51 | 33.58 | 29.16 |

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

V.1.4.3. Vérification des sollicitations tangentielles :

Selon le RPA99/V2003 (Article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$: La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau ci dessous :

Tableau V. 7. Vérification des sollicitations tangentes.

| Niveaux | Section (cm ²) | l _f (m) | λ _g | ρ _d | d (cm) | V _u (KN) | τ _{bu} (MPa) | τ̄ _{bu} (MPa) |
|---------|-------------------------------|-----------------------|----------------|----------------|-----------|------------------------|--------------------------|---------------------------|
| RDC | 70×70 | 2.5 | 3.57 | 0.04 | 67 | 155.80 | 0.33 | 1 |
| 1 | 70×70 | 2.14 | 3.05 | 0.04 | 67 | 139.56 | 0.29 | 1 |
| 2+3 | 65×65 | 2.14 | 3.29 | 0.04 | 62 | 124.24 | 0.30 | 1 |
| 4+5 | 60×60 | 2.14 | 3.56 | 0.04 | 57 | 117.95 | 0.34 | 1 |
| 6+7 | 55×55 | 2.14 | 3.89 | 0.04 | 52 | 111.78 | 0.42 | 1 |
| 8 | 50×50 | 2.14 | 4.28 | 0.04 | 47 | 95.56 | 0.40 | 1 |
| 9 | 45×45 | 2.14 | 4.75 | 0.04 | 42 | 38.30 | 0.20 | 1 |

Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le RPA99/V2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.1.5. Dispositions constructives

▪ Longueur des crochets

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

▪ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 100 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

▪ 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 RPA).

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.

h : Hauteur de la poutre principale (45 cm).

Niveau RDC : $\begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 90 \text{ cm} \end{cases}$,

Niveau 1 jusqu'à 9 : $\begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 90 \text{ cm} \end{cases}$

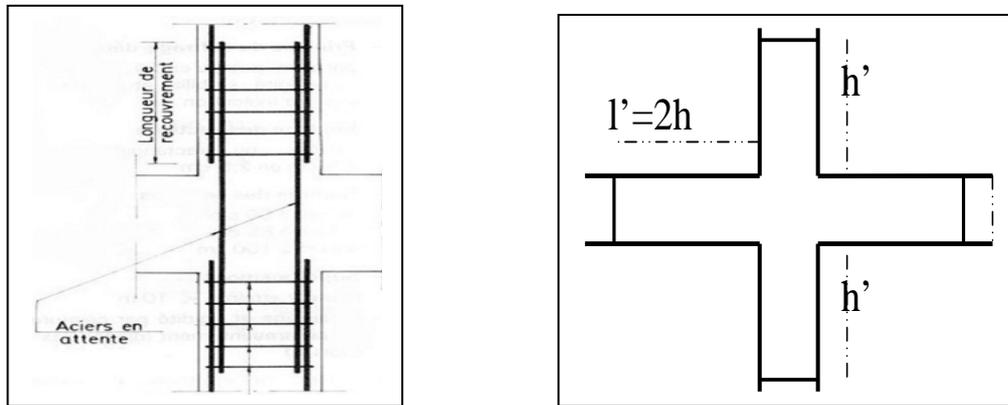
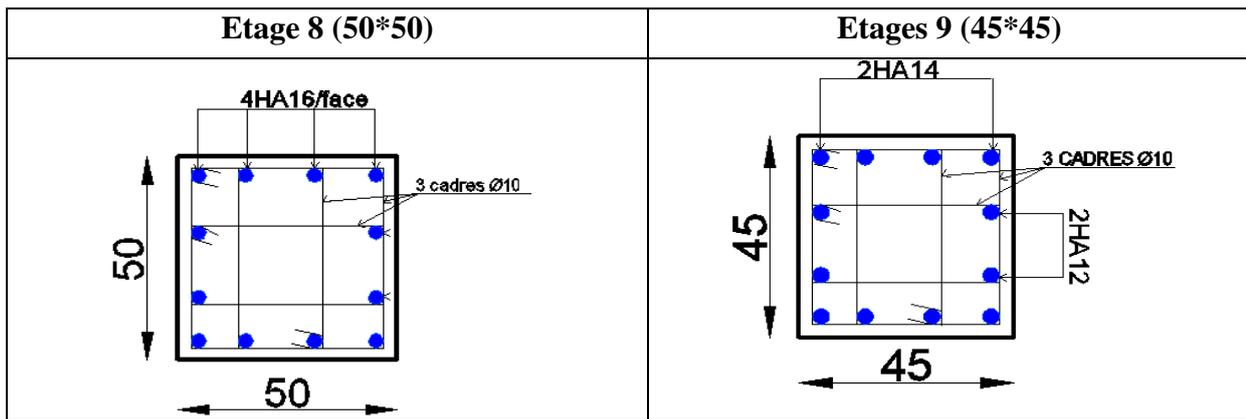


Figure V. 3. Disposition des armatures des poteaux.

Nous montrons sur les figures suivantes les différents schémas de ferrailage adoptés pour les différents poteaux

Tableau V. 8. Schéma de ferrailage des poteaux.

| | |
|-------------------------------------|-------------------------------------|
| <p>RDC + étage 1 (70*70)</p> | <p>Etages 2 et 3 (65*65)</p> |
| | |
| <p>Etages 4 et 5 (60*60)</p> | <p>Etages 6 et 7 (55*55)</p> |
| | |



V.2. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres selon X et les poutres selon Y.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le *RPA99/V2003* et celles données par le *BAEL99*.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel Robot 2011, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99/V2003* suivantes :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q + E$$

RPA99/V2003 (Article 5.2)

$$0.8 \times G + E$$

$$0.8 \times G - E$$

V.2.1. Recommandation du RPA99/V2003

V.2.1.1. Coffrage

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{RPA99/V2003(article 7.5.1)}$$

V.2.1.2. Ferrailage

V.2.1.2.1. Les armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 40ϕ En zone IIa.
 avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.8, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

V.2.1.2.2. Les armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

$$\text{En dehors de la zone nodale : } S \leq \frac{h}{2} \quad \text{Avec : } h : \text{ La hauteur de la poutre}$$

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

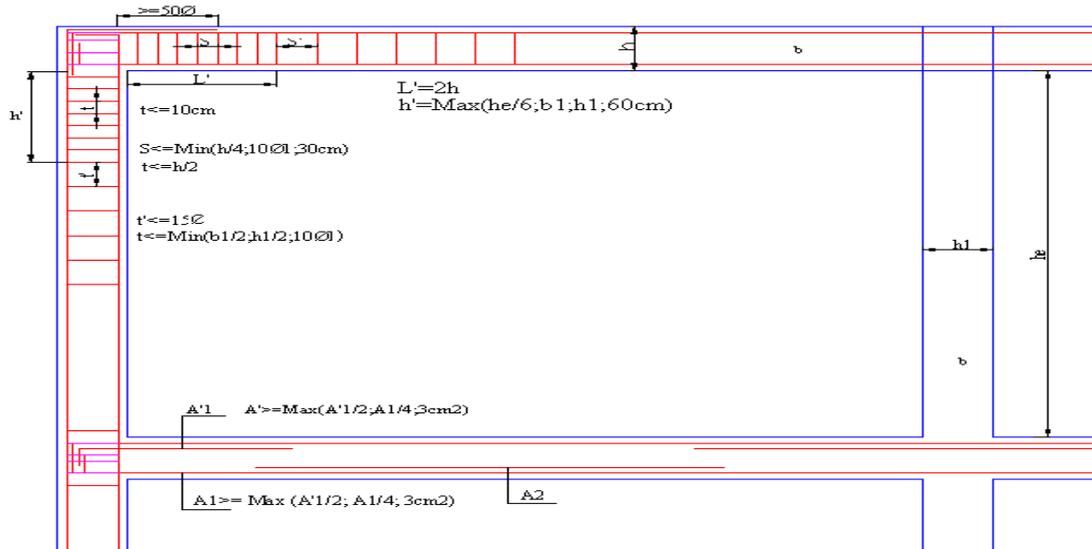


Figure V. 4 Dispositions constructives portiques.

V.2.2. Ferrailage des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

V.2.2.1. Sollicitations dans les poutres :

Les sollicitations dans les poutres sont extraites du logiciel Robot 2011, qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre IV

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 9. Sollicitations dans les poutres.

| Etage | type | Localisation | Sollicitation |
|-----------------------|---------|--------------|--------------------|
| | | | Moment fléchissant |
| Service | Selon X | travée | 56.30 |
| | | appui | -127.30 |
| | Selon Y | travée | 16.83 |
| | | appui | -31.41 |
| Habitation | Selon X | travée | 66.01 |
| | | appui | -91.76 |
| | Selon Y | travée | 29.40 |
| | | appui | -42.03 |
| Terrasse inaccessible | Selon X | travée | 19.02 |
| | | appui | -22.92 |
| | Selon Y | travée | 15.03 |
| | | appui | -30.78 |

V.2.2.2. Armatures longitudinales

Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d’armatures (Amin) du RPA.

Exemple de calcul :

Prenons comme exemple la poutre selon X (35×45) cm² avec les sollicitations suivantes :

$$M_t = 56.30 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 127.30 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{56.30 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.42^2 \times 14.2} = 0.064$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) ; \alpha_l = \frac{3.5}{3.5+1000\varepsilon_l} ; \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s}$$

$$\mu_l = 0.391 > \mu_{bu} = 0.019 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.082 ; Z = 0.40m ; \Rightarrow A_t = 3.98 \text{ cm}^2$$

On opte pour 6HA14 = 9.24 cm²

En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{127.30 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.42^2 \times 14.2} = 0.145$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) ; \alpha_l = \frac{3.5}{3.5+1000\varepsilon_l} ; \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s}$$

$$\mu_l = 0.391 > \mu_{bu} = 0.145 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.196 ; Z = 0.38m ; \Rightarrow A_a = 9.45 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA16+3HA14=10.64cm²

Les Résultats de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V. 10. Ferrailage des poutres

| Niveau | Type de poutres | Section (cm ²) | Localisation | M(KN.m) | V(KN) | A _{cal} (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{adop} (cm ²) |
|------------------------------|-----------------|----------------------------|--------------|---------|--------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|
| Service | Selon X | 35×45 | Appui | -127.30 | 168.23 | 9.35 | 7.875 | 3HA16+3HA14=10.64 |
| | | | Travée | 56.30 | | 3.968 | | 6HA14=9.24 |
| | Selon Y | 35×45 | Appui | -31.41 | 37.63 | 2.184 | 7.875 | 3HA14+3HA12=8.01 |
| | | | Travée | 16.83 | | 1.161 | | 3HA14+3HA12=8.01 |
| Habitation | Selon X | 35×45 | Appui | -91.76 | 149.67 | 6.59 | 7.875 | 3HA14+3HA12=8.01 |
| | | | Travée | 66.01 | | 4.64 | | 3HA14+3HA12=8.01 |
| | Selon Y | 35×45 | Appui | -42.03 | 41.63 | 2.94 | 7.875 | 3HA14+3HA12=8.01 |
| | | | Travée | 29.40 | | 2.04 | | 3HA14+3HA12=8.01 |
| Terrasse inaccessible | Selon X | 35×45 | Appui | -22.92 | 41.14 | 1.58 | 7.875 | 3HA14+3HA12=8.01 |
| | | | Travée | 19.02 | | 1.31 | | 3HA14+3HA12=8.01 |
| | Selon Y | 35×45 | Appui | -30.78 | 36.01 | 2.14 | 7.875 | 3HA14+3HA12=8.01 |
| | | | Travée | 15.03 | | 1.03 | | 3HA14+3HA12=8.01 |

V.2.2.3. Armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL99 (Article H.III.3)}$$

- **Poutres selon X** $\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.2; 1.28; 3.5)$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$

On opte a un cadre et un étrier HA10

- **Poutres selon Y** $\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.2; 1.28; 3.5)$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$

On opte a un cadre et un étrier HA10

V.2.2.4. Calcul des espacements des armatures transversales**V.2.2.4.1. Selon le BAEL (Article H.III.3)**

$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$, avec :

$$S_{t1} \leq \min(0.6 \times d; 40\text{cm})$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t2} \leq 89.71\text{cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 65.31\text{cm}$$

V.2.2.4.2. Selon le RPA99/V2003

- Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}\right)$,

Poutres selon X : $S_t \leq \text{Min}(11.25\text{cm}, 14.4\text{cm}, 30\text{cm})$ Soit : $S_t = 10$

Poutres selon Y : $S_t \leq \text{Min}(11.25\text{cm}, 14.4\text{cm}, 30\text{cm})$ Soit : $S_t = 10\text{cm}$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres selon X : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm}$; Soit : $S_t = 15\text{cm}$

Poutres selon Y : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm}$; Soit : $S_t = 15\text{cm}$

V.2.2.5. Vérification de la section d'armature transversale

Poutres selon X : $A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575\text{cm}^2$

$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.575\text{cm}^2$ Condition vérifiée

Poutres selon Y : $S_t = 15\text{cm}$ donc $A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.575\text{cm}^2$ Condition vérifiée

V.2.3. Vérifications**V.2.3.1. Selon le RPA 99/V2003****V.2.3.1.1. Vérification du pourcentage des armatures****Poutres selon X**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 48 = 63\text{cm}^2 > A$ Condition vérifiée

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.5\text{cm}^2 > A$ Condition vérifiée

Poutres selon Y

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 45 = 63\text{cm}^2 > A$ Condition vérifiée

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.5\text{cm}^2 > A$ Condition vérifiée

V.2.3.1.2. Les longueurs de recouvrement

La longueur minimale des recouvrements est :

$$\phi = 12 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48\text{cm} \text{ Soit : } L_r = 80\text{cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \text{ Soit : } L_r = 80\text{cm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \text{ Soit : } L_r = 80\text{cm}$$

V.2.3.2. Selon le BAEL99

V.2.3.2.1 A l'ELU

V.2.3.2.1.1. Condition de non fragilité

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.77\text{cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

V.2.3.2.1.2. Contrainte tangentielle maximale

V.2.3.2.1.2.1. Vérification de l'effort tranchant : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \overline{\tau_{bu}} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5\text{MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Tableau V. 11. Vérification des contraintes tangentielles.

| Poutres | Vu (KN) | τ_{bu} (MPa) | $\overline{\tau_{bu}}$ (MPa) | Observation |
|-----------------|---------|-------------------|------------------------------|-------------|
| Poutres selon X | 168.23 | 1.06 | 3.33 | Vérifiée |
| Poutres selon Y | 41.63 | 0.26 | 3.33 | Vérifiée |

Pas de risque de cisaillement pour tout type de poutre

V.2.3.2.1.2.2. Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

Poutres selon X

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[168.23 - \frac{127.30}{0.9 \times 0.42} \right] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -4.84\text{cm}^2$$

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

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 168.23 \times 10^{-3}}{400} = 4.83\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poutres selon Y

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [41.63 - \frac{42.03}{0.9 \times 0.42}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq 0.63 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 41.63 \times 10^{-3}}{400} = 1.19 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.2.3.2.2. À l'ELS

V.2.3.2.2.1. L'Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

V.2.3.2.2.2. État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 12. Vérification de l'état limite de compression du béton.

| Poutres | Localisation | M_{ser} (KN.m) | Y (m) | I (m ⁴) | σ_{bc} (MPa) | $\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa) |
|------------------------|--------------|---------------------|----------|------------------------|---------------------|--------------------------------|
| Poutres selon X | Appuis | 147.42 | 0.16 | 1.598×10^{-3} | 14.8 | 15 |
| | Travées | 66.43 | 0.14 | 1.49×10^{-3} | 3.72 | 15 |
| Poutres selon Y | Appuis | 50.36 | 0.0486 | 1.67×10^{-3} | 1.46 | 15 |
| | Travées | 38.41 | 0.0486 | 1.67×10^{-3} | 1.11 | 15 |

V.2.3.2.2.3. Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **CBA93** et **BAEL99**, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

| Poutre | h (m) | L (m) | b (m) | d (m) | A (cm ²) |
|------------------------|-------|-------|-------|-------|----------------------|
| Poutres selon X | 0.45 | 5.00 | 0.35 | 0.42 | 9.24 |
| Poutres selon Y | 0.45 | 4.50 | 0.35 | 0.42 | 8.01 |

Tableau V. 13. Vérification de la flèche.

| Poutre | $\frac{h}{L}$ | $\frac{1}{16}$ | $\frac{M_t}{10 \times M_0}$ | $\frac{A}{b \times d}$ | $\frac{4.2}{f_e}$ | 1 ^{er} condition | 2 ^{ém} condition | 3 ^{ém} condition |
|------------------------|---------------|----------------|-----------------------------|------------------------|-------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| Poutres selon X | 0.09 | 0.062 | 0.066 | 6.28×10^{-3} | 0.01 | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée |
| Poutres selon Y | 0.1 | 0.062 | 0.066 | 5.44×10^{-3} | 0.01 | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée |

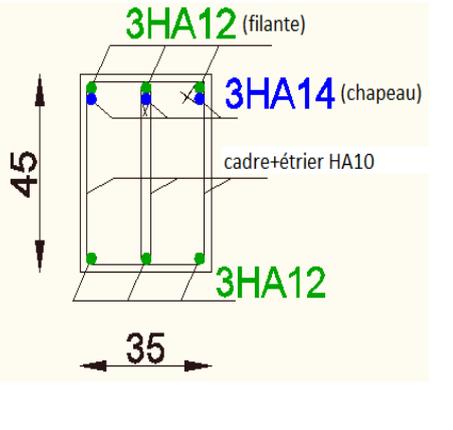
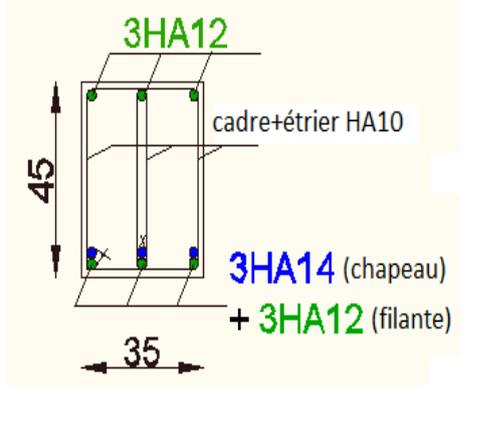
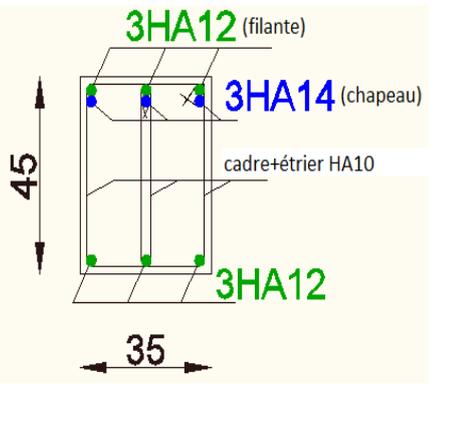
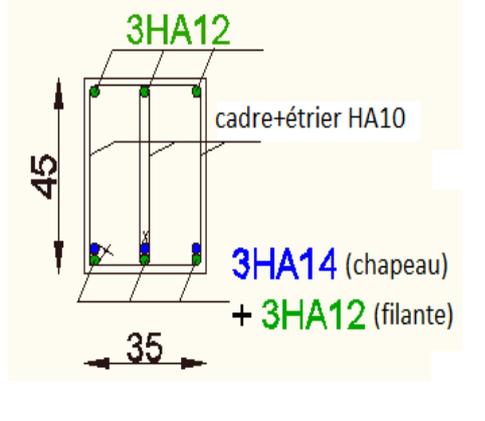
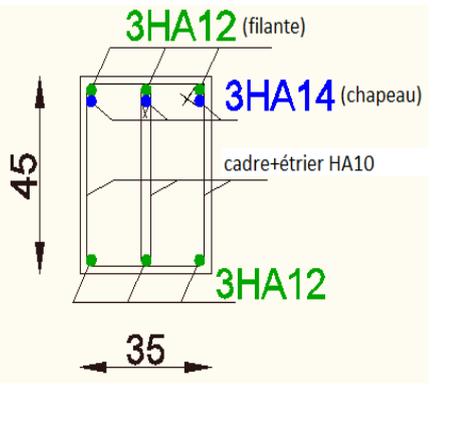
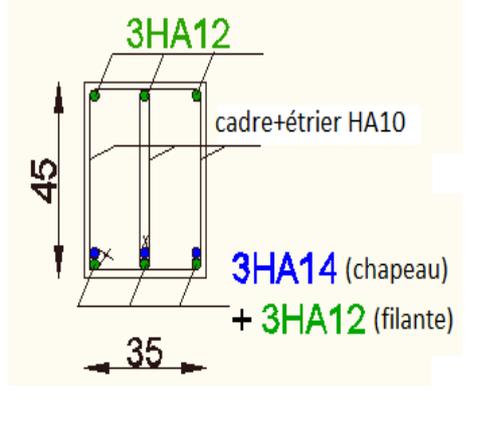
Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

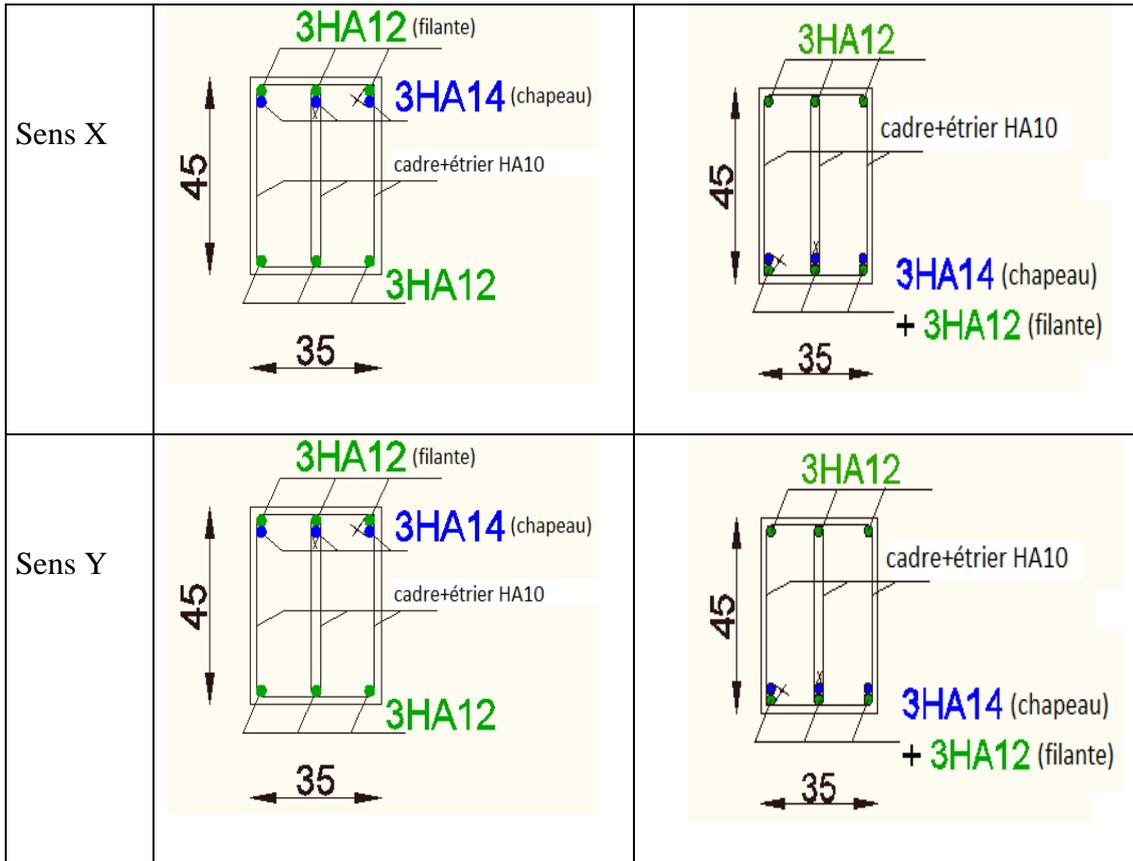
V.2.3. Schémas de ferrailage des poutres

Les schémas de ferrailage poutres sont représentés dans les schémas ci après :

Tableau V. 14. Schéma de ferrailage des poutres

| Schéma de ferrailage des poutres pour l'étage service. | | |
|--|-------|--------|
| | Appui | Travée |
| Sens X | | |

| | | |
|---|---|--|
| <p>Sens Y</p> |  |  |
| <p>Schéma de ferrailage des poutres de l'étage d'habitation.</p> | | |
| <p>Sens X</p> |  |  |
| <p>Sens Y</p> |  |  |
| <p>Schéma de ferrailage des poutres de la terrasse inaccessible</p> | | |



V.2.4. Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99/V2003 (Art.7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

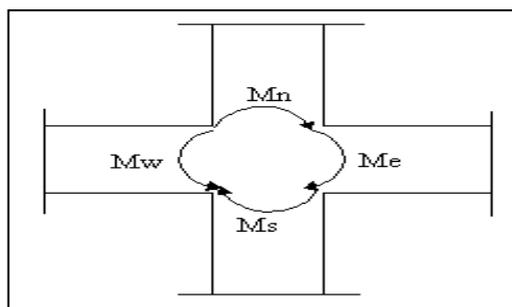


Figure V. 5. La zone nodale.

V.2.4.1. 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

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

Avec : $Z = 0.85 \times h$

h : 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. 15. Moments résistant dans les poteaux.

| Niveau | Section (cm ²) | Z (m) | As (cm ²) | M _R (KN.m) |
|--|----------------------------|-------|-----------------------|-----------------------|
| RDC+1 ^{er} étage | 70×70 | 0.595 | 40.19 | 832.17 |
| 2 ^{ème} +3 ^{ème} étage | 65×65 | 0.552 | 34.79 | 668.30 |
| 4 ^{ème} +5 ^{ème} étage | 60×60 | 0.51 | 31.28 | 555.15 |
| 6 ^{ème} +7 ^{ème} étage | 55×55 | 0.467 | 24.88 | 404.33 |
| 8 ^{ème} étage | 50×50 | 0.425 | 24.11 | 356.58 |
| 9 ^{ème} étage | 45×45 | 0.382 | 22.24 | 295.64 |

V.2.4.2. Détermination du moment résistant dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 16. Moments résistant dans les poutres.

| Niveau | sens | Section (cm ²) | Z (m) | As (cm ²) | M _R (KN.m) |
|---------------------------------------|---------|----------------------------|--------|-----------------------|-----------------------|
| service | Selon X | 35×45 | 0.3825 | 10.64 | 141.62 |
| | Selon Y | 35×45 | 0.3825 | 8.01 | 106.62 |
| Etage courant + terrasse inaccessible | Selon X | 35×45 | 0.3825 | 8.01 | 106.62 |
| | Selon Y | 35×45 | 0.3825 | 8.01 | 106.62 |

Tableau V. 17. Vérification des zones nodales.

| Niveau | M _s | M _N | M _n +M _s | 1.25(M _e +M _w) | Observation |
|-----------------------|----------------|----------------|--------------------------------|---------------------------------------|-------------|
| RDC | 832.17 | 832.17 | 1664.34 | 354.05 | Vérifier |
| 1 ^{er} étage | 832.17 | 668.30 | 1500.47 | 266.55 | Vérifier |
| 2 ^{em} étage | 668.30 | 668.30 | 1336.6 | 266.55 | Vérifier |
| 3 ^{em} étage | 668.30 | 555.15 | 1223.45 | 266.55 | Vérifier |
| 4 ^{em} étage | 555.15 | 555.15 | 1110.3 | 266.55 | Vérifier |
| 5 ^{em} étage | 555.15 | 404.33 | 959.48 | 266.55 | Vérifier |
| 6 ^{em} étage | 404.33 | 404.33 | 808.66 | 266.55 | Vérifier |
| 7 ^{em} étage | 404.33 | 356.58 | 760.91 | 266.55 | Vérifier |
| 8 ^{em} étage | 356.58 | 295.64 | 652.22 | 266.55 | Vérifier |
| 9 ^{em} étage | 295.64 | 0 | 295.64 | 266.55 | Vérifier |

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant 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.3. Etude des voiles :

Le RPA 99/ V2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II_a (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastéré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

- ✓ Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$
- ✓ Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.3.1. Recommandation du RPA :

V.3.1.1. Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.20\% (L_t \times e)$
 L_t : Longueur de la zone tendue.
 e : épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $st < e$ (e : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

V.3.1.2. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

V.3.1.3. Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

V.3.1.4. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

V.3.1.5. Règles communes (armatures verticales et horizontales)

✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile.

$A_{min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante

$$\phi_t \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (Exception faite pour les zones d'about).}$$

✓ L'espace : $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$.

✓ Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

✓ Longueurs de recouvrement :

- 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.
- 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.3.2. ferrailage :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

✓ $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$

✓ $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

✓ $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$

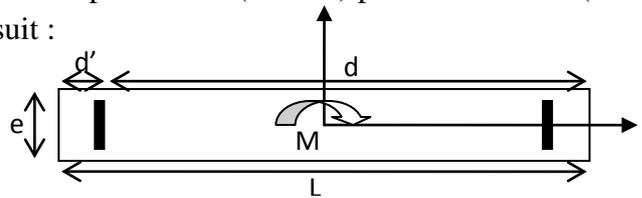


Figure V. 6. Schéma d'un voile pleine.

V.3.2.1. Armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \left\{ \begin{array}{l} \text{flexion composé} \\ \text{un effort } N = \text{compression} \end{array} \right. \Rightarrow k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30\text{cm})$$

$$\sigma_{cm} = \frac{N_{compression}}{b \times h}; \text{ contrainte moyenne de compression. } \tau_u = \frac{v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

V.3.2.2. La longueur de recouvrement :

$$L_r \left\{ \begin{array}{l} 40\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible.} \\ 20\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones comprimées.} \end{array} \right.$$

V.3.2.3. Règles communes :

$$A_{min} \left\{ \begin{array}{l} 0.15\% (L \times e), \text{ globalement dans la section du voile.} \\ 0.10\% (L_c \times e), \text{ en zone comprimé.} \\ 0.20\% (L_t \times e), \text{ en zone tendue.} \end{array} \right.$$

V.3.2.4. Diamètres des barres :

$$\phi < \frac{1}{10} e$$

V.3.2.5. Espacement des barres horizontales et verticales :

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrailrages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

- ✓ A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.
- ✓ A_{vmin}^{RPA} : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.
- ✓ A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.
- ✓ Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.
- ✓ S_t : Espacement.
- ✓ A_H^{min} : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.
- ✓ A_H^{cal} : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.
- ✓ A_H^{adap} / ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.
- ✓ $A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$
- ✓ A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

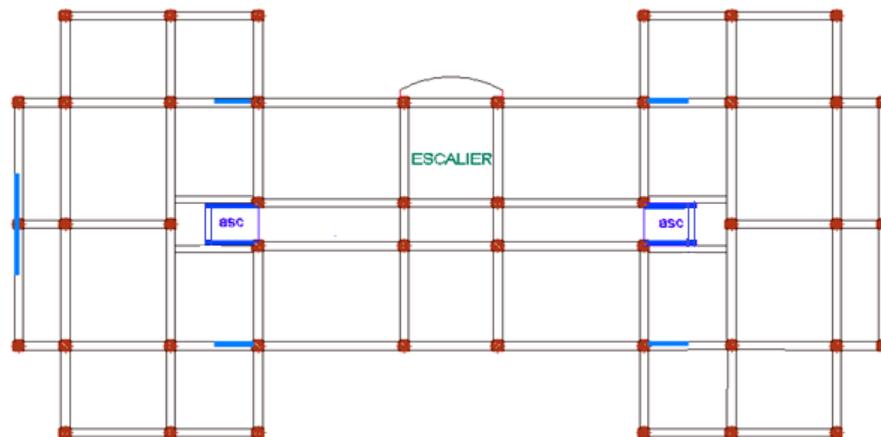


Figure V. 7. Disposition des voiles.

Voile V₁ :

Tableau V. 18. Résultats du ferrailage du voile V₁

| Niveaux | RDC | 1 | 2 et 3 | 4 et 5 | 6 et 7 | 8 | 9 |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|
| L (cm) | 200 | 200 | 200 | 200 | 200 | 200 | 200 |
| e (cm) | 20 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| M (KN.m) | 22.01 | 16.33 | 18.36 | 19.22 | 17.43 | 11.06 | 3.34 |
| N (KN) | 794.90 | 641.70 | 521.74 | 375.07 | 244.81 | 159.55 | 65.74 |
| V(KN) | 39.92 | 41.84 | 16.26 | 9.74 | 2.17 | 5.64 | 4.85 |
| τ_U (MPa) | 0.11 | 0.08 | 0.06 | 0.05 | 0.01 | 0.02 | 0.02 |
| A_v^{cal}/face (cm ²) | 11.90 | 9.57 | 7.89 | 5.80 | 3.89 | 2.53 | 1.01 |
| A_v^{min}/face (cm ²) | 6 | 4.5 | 4.5 | 4.5 | 4.5 | 4.5 | 4.5 |

| | | | | | | | |
|------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| A_v adopté/face (cm^2) | 13.86 | 10.16 | 10.16 | 10.16 | 10.16 | 10.16 | 10.16 |
| N^{barres} /face | 9HA14 | 9HA12 | 9HA12 | 9HA12 | 9HA12 | 9HA12 | 9HA12 |
| S_t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| A_h cal/face (cm^2/ml) | 3.46 | 2.54 | 2.54 | 2.54 | 2.54 | 2.54 | 2.54 |
| A_h min/face (cm^2/ml) | 6 | 4.5 | 4.5 | 4.5 | 4.5 | 4.5 | 4.5 |
| A_h adopté/face (cm^2/ml) | 6.16 | 4.52 | 4.52 | 4.52 | 4.52 | 4.52 | 4.52 |
| N^{barres} face (cm^2/ml) | 4HA14 | 4HA12 | 4HA12 | 4HA12 | 4HA12 | 4HA12 | 4HA12 |
| S_t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |

Voile V₂ :

Tableau V. 19. Résultats du ferrailage du voile V₂

| | | | | | | | |
|------------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Niveaux | RDC | 1 | 2 et 3 | 4 et 5 | 6 et 7 | 8 | 9 |
| L (cm) | 160 | 160 | 160 | 160 | 160 | 160 | 160 |
| e (cm) | 20 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| M (KN.m) | 18.23 | 20.55 | 3.55 | 4.61 | 8.30 | 12.47 | 13.57 |
| N (KN) | 983.78 | 781.39 | 697.37 | 579.02 | 436.78 | 264.15 | 173.69 |
| V (KN) | 72.90 | 48 | 30.52 | 18.31 | 6.58 | 7.83 | 12 |
| τ_v (MPa) | 0.35 | 0.26 | 0.19 | 0.11 | 0.04 | 0.05 | 0.07 |
| A_v cal /face (cm^2) | 14.63 | 11.78 | 10.12 | 8.44 | 6.50 | 4.13 | 2.91 |
| A_v min/face (cm^2) | 6.4 | 4.8 | 4.8 | 4.8 | 4.8 | 4.8 | 4.8 |
| A_v adopté/face (cm^2) | 21.98 | 14.06 | 14.06 | 10.78 | 10.78 | 10.78 | 10.78 |
| N^{barres} /face | 7HA20 | 7HA16 | 7HA16 | 7HA14 | 7HA14 | 7HA14 | 7HA14 |
| S_t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| A_h cal/face (cm^2/ml) | 5.49 | 3.51 | 3.51 | 2.69 | 2.69 | 2.69 | 2.69 |
| A_h min/face (cm^2/ml) | 4.8 | 3.6 | 3.6 | 3.6 | 3.6 | 3.6 | 3.6 |
| A_h adopté/face (cm^2/ml) | 6.16 | 4.52 | 4.52 | 4.52 | 4.52 | 4.52 | 4.52 |
| N^{barres} face (cm^2/ml) | 4HA14 | 4HA12 | 4HA12 | 4HA12 | 4HA12 | 4HA12 | 4HA12 |
| S_t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |

V.3.2.1. Schéma ferrailage voile:

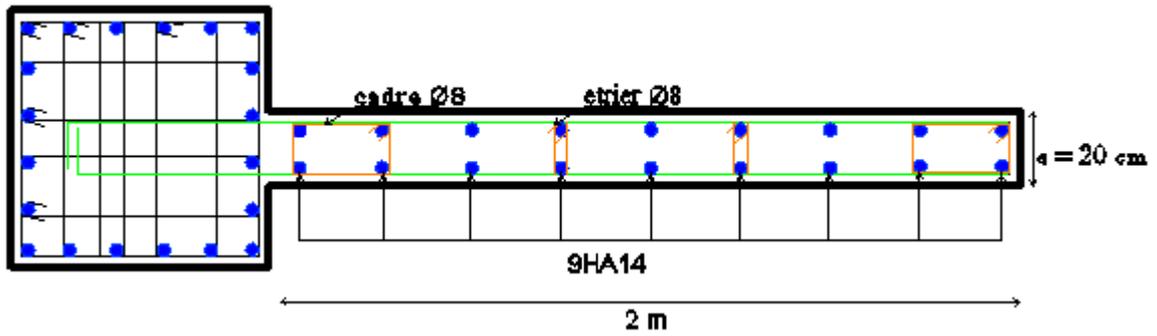


Figure V. 8. Ferrailage V1 pour RDC.

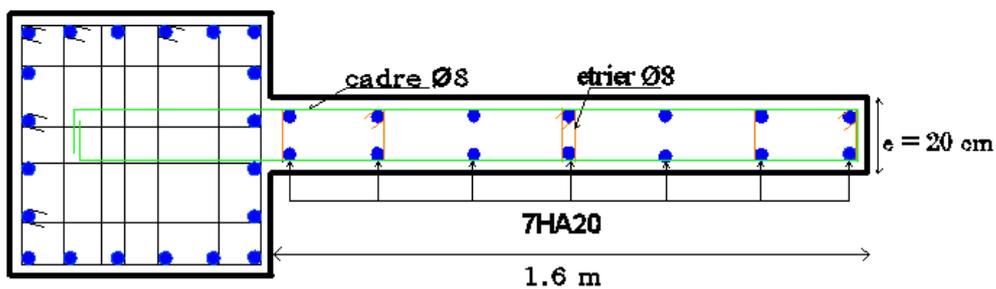


Figure V. 9. Ferrailage V2 pour RDC.

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrillages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrillages obtenus par le logiciel de calcul Génicad ainsi que le ferrillage minimum édicté par le RPA 99/V2003. Il est noté que le ferrillage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisé. Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

CHAPITRE VI

**[ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE]**

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit indirectement (Fondations profondes : pieux). C'est une partie essentielle de l'ouvrage, sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charge et évite les tassements différentiels.

VI.1. Choix du type de fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.

a. Caractéristique du sol :

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à au moins 1.80 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1.7 \text{ bars}$.

b. Combinaisons d'actions à considérer :

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes:

$$\checkmark G + Q \pm E$$

$$\checkmark 0.8G \pm E \quad \text{RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)}$$

c. Condition à vérifiée :

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{Avec :}$$

- N : Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.
- S : Surface d'appui sur le sol.
- $\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

La contrainte admissible est calculée selon la formule suivante :

$$\bar{\sigma} = \gamma \times D + \frac{q_u - \gamma \times D}{F}; \quad F \geq 3 \quad \text{article 3.4(DTR - BC2.331) Avec :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} D : \text{encastrement de la fondation} \\ q_u : \text{contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface)} \\ \gamma : \text{Poids volumique} \\ F : \text{coefficient de sécurité} \\ q_a : \text{contrainte admissible du sol} \end{array} \right.$$

- détermination de q_u par l'essai de laboratoire:

Coefficient de forme :

$$\begin{cases} q_u = S_c \times C \times N_c + \frac{1}{2} \times S_\gamma \times \gamma \times B \times N_\gamma + S_q \times \gamma \times D \times N_q \\ S_\gamma = 1 - 0,2 \times \frac{B}{L} \\ S_c = 1 + 0,2 \times \frac{B}{L} \\ S_q = 1 \end{cases} \quad \text{Article 3.31 (DTR - BC2 - 331)}$$

B : largeur de la fondation.

C : cohésion du sol

N_c , N_γ et N_q sont des paramètres sans dimension dépendant de γ , ils sont donnés par le tableau de l'article 3.31 (DTR-BC2.331).

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

VI.2. Vérification des fondations superficielles :

VI.2.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$).

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

N : Effort normal agissant sur la semelle, obtenu par le logiciel Robot 2011.

S : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

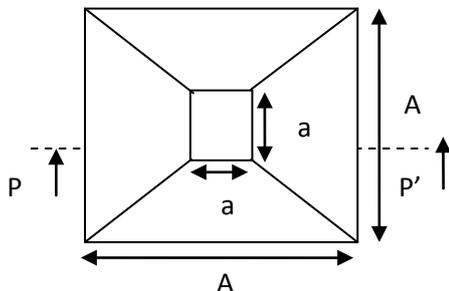


Figure VI. 2. Vue en plan de la semelle.

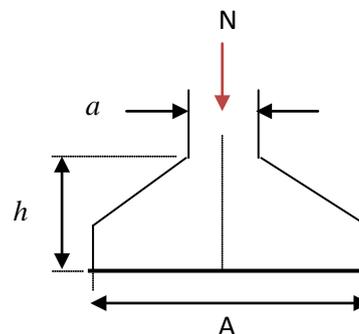


Figure VI. 1. Coupe P-P'.

Choisissant deux poteaux de section (70*70) dans la structure où la distance entre eux est de 4.5 m dans le sens (y-y)

$N = 3057.79 \text{ KN}$ et $\bar{\sigma}_{sol} = 1.7 \text{ bars}$

$$S \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{3057.79}{170}} = 4.24 \text{ m}$$

On remarque que les semelles isolées sous poteaux sont très rapprochées entre elles dans les sens (x-x) et (y-y), donc ce choix ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.2.2. Vérification des semelles filantes :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 5 poteaux.

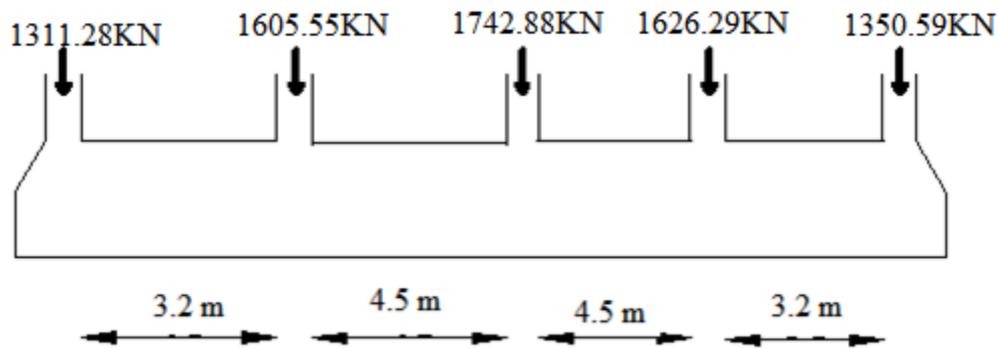


Figure VI. 3. Semelle filante.

$$\frac{N}{S} \geq \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

$$N = \sum N_i = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5$$

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1311.28 \text{ KN}, N_2 = 1605.55 \text{ KN}, N_3 = 1742.88 \text{ KN}, N_4 = 1626.29 \text{ KN}, N_5 = 1350.59 \text{ KN}.$$

$$N = 7636.59 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{7636.59}{170 \times 15.4} = 2.91 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, Donc on doit passer à un radier général.

VI.2.3. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisit selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels, et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

VI.2.3.1. Dimensionnement :

On a deux conditions à vérifier :

- Condition de coffrage
- Condition de rigidité
- Condition de cisaillement

1. Condition de coffrage : (1)

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm}$$

L_{max} : La distance entre axes poteaux ou voiles.

h_t : hauteur de la nervure.

h_r : hauteur du radier.

2. La condition de rigidité : (2)

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times l_e \quad \text{Avec} \quad l_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E_c \times I_{xx'}}{K_z \times B}}$$

- l_e : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).
- E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.
- $I_{xx'}$: Inertie de la section du radier.
- K_z : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$
- B : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.2 \times 10^7}} = 0.72 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h \geq 72 \text{ cm}$$

A partir des deux conditions (1) et (2) on prend :

La hauteur de la nervure : $h_t = 75 \text{ cm}$.

La hauteur du radier : $h_r = 40 \text{ cm}$.

VI.2.3.2. La surface et le poids du radier :**1. La surface :**

$$S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$N_{ser} = 52598.59 \text{ KN}$$

$$S_{rad} \geq \frac{52598.59}{170} = 309.404 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} < S_{bat} = 371.236 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{Pas de débordement}$$

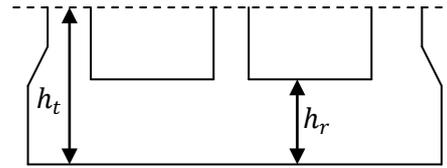


Figure VI. 4. Dimensions du radier.

On opte pour une surface : $S_{radier} = 371.236 \text{ m}^2$

2. Le poids :

$N = 52598.59 \text{ KN}$: Charge total transmise par la superstructure (Robot 2011)

Poids des terres $\Rightarrow N_{terre} = \gamma_{terre} \times S_{rad} \times D = 18 \times 371.236 \times 1.8 = 12026.88 \text{ KN}$

Poids du radier $\Rightarrow N_{rad} = \gamma_b \times S_{rad} \times h_r = 25 \times 371.236 \times 0.4 = 3712.3 \text{ KN}$

$N_{ut} = 1.35 \times N + 1.35 \times N_{terre} + 1.35 \times N_{rad} = 92255.98 \text{ KN}$

$N_{st} = N + N_{terre} + N_{rad} = 68337.77 \text{ KN}$

VI.2.3.2. Les vérifications :

1. Vérification de la poussée hydrostatique :

$$P = F \times H \times S \times \gamma.$$

Avec :

F : Coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 1,8 m

S : surface totale du radier = 371.23 m^2

γ : Poids volumique de l'eau = 10 kN/m^3

$$P = 1,5 \times 1,8 \times 371.23 \times 10 = 10023.21 \text{ KN} < 47267.38 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification au poinçonnement :

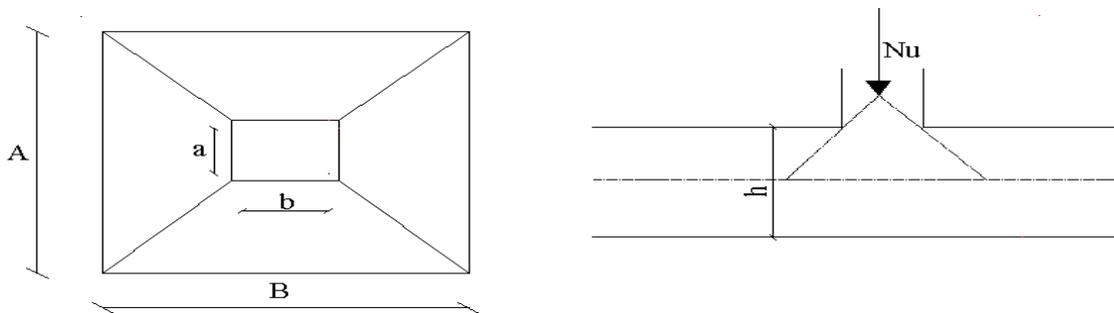


Figure VI. 5. Schéma du poinçonnement.

Il faut vérifier que : $N_{up} \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (BEAL, A.5.2.42)

N_{up} : L'effort normal du poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$U_c = 2(A + B)$$

h : hauteur du radier

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A = 0,7 + 0,4 = 1,1 \text{ m} \\ B = 0,7 + 0,4 = 1,1 \text{ m} \end{cases}$$

On trouve : $U_c = 4.4 \text{ m}$.

$$N_{up} = 1746.70 \text{ KN}$$

$$N_{up} \leq 0,045 \times 4.4 \times 0,4 \times \frac{25}{1,15} = 2.475 MN$$

$$N_{up} = 1.746 MN \leq 2.475 MN \quad \text{Condition vérifiée}$$

3. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2,5MPa$$

On considère une bande de largeur $b = 1m$.

$$V_u = \frac{N_{ut} L_{max}}{2 \times S_{rad}} \times 1m = 621.28KN$$

$$d = 0,9 \times h_r = 0,9 \times 40 = 0.36 m$$

$$\tau_u = \frac{621.28}{1 \times 0,36} = 1.726 MPa < 2,5MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

4. Vérification des contraintes dans le sol :

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} q_{ref} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol} & \text{si } SEC(\sigma_{min} > 0) \\ q_{ref} = \frac{3\sigma_{max}}{4} \leq \sigma_{sol} & \text{si } SPC(\sigma_{min} < 0) \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{max, min} = \begin{cases} \text{ses } x - x: \frac{N}{S_{radier}} \mp \frac{M_y X_g}{I_y} \\ \text{ses } y - y: \frac{N}{S_{radier}} \mp \frac{M_x Y_g}{I_x} \end{cases}$$

N_{ut} : Charge total à l'ELU transmise par la superstructure plus le poids du radier.

M_x et M_y : Moment sismique à la base du bâtiment avec la combinaison $G+Q+E_{x,y}$

Tableau VI. 1. Les contraintes dans le sol.

| Sens x-x | Sens y-y |
|---------------------------------------|--|
| N = 92255.98 KN | N = 92255.98 KN |
| S = 371.23 m ² | S = 371.23 m ² |
| M _y = 45488.94 KN.m | M _x = 43245.96 KN.m |
| I _y = 29716 m ⁴ | I _x = 5583.4 m ⁴ |
| X _G = 14.94 m | Y _G = 7.82 m |
| σ_{max} = 0.271MPa | σ_{max} = 0.309 MPa |
| σ_{min} = 0.226 MPa >0 ⇒ SEC | σ_{min} = 0.188 MPa >0 ⇒ SEC |
| q_{ref} = 0.26 MPa | q_{ref} = 0.279 MPa |
| Condition vérifiée | Condition vérifiée |

5. Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le RPA99/V2003 (Article 10.1.5), on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens xx : } e = \frac{45488.94}{92255.98} = 0,49 m < \frac{30}{4} = 7.5 m$$

$$\text{Sens yy : } e = \frac{43245.96}{92255.98} = 0,46 m < \frac{15.5}{4} = 3.87 m$$

VI.2.3.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

VI.2.3.3.1. Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} = \frac{92255.98}{371.23} = 248.51 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} = \frac{60337.72}{371.23} = 184.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{340}{470} = 0.74 > 0,4 \text{ La dalle travaille dans les deux directions}$$

ELU (v=0)

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0633 \\ \mu_y = 0,4938 \end{cases} \quad (\text{Annexe 1})$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0633 \times 3.40^2 \times 248.51 = 215.35 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 215.35 \times 0.4938 = 106.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_{0x} \\ M_t^y = 0,85 \times M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times 215.35 = 183.05 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times 106.34 = 90.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_a^x = -0,5 \times M_{0x} \\ M_a^y = -0,5 \times M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_a^x = -0,5 \times 215.35 = -107.67 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0,5 \times 106.34 = -53.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u L_{\text{max}}}{2} = \frac{248.51 \times 4.70}{2} = 453.48 \text{ KN}$$

ELS (v=0)

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0696 \\ \mu_y = 0,6315 \end{cases} \quad (\text{Annexe 1})$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0696 \times 3.40^2 \times 184.08 = 175.39 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 175.39 \times 0,6315 = 110.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_{0x} \\ M_t^y = 0,85 \times M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times 175.39 = 149.08 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times 110.70 = 94.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_t^x = -0,5 \times M_{0x} \\ M_t^y = -0,5 \times M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = -0,5 \times 175.39 = -87.69 \text{ KN.m} \\ M_t^y = -0,5 \times 110.70 = -55.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

VI.2.3.3.2. Ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de (1×0.40) m², et en respectant la condition de non fragilité suivante :

$$\text{Pour } h > 12 \text{ cm et } \alpha \geq 0,4 : \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) bh \\ A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Pour les HAFeE400 ; $\rho_0 = 0,0008$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 2. Tableau du ferrailage du radier.

| Localisation | | Moment (KN.m) | A _{calculée} (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{adoptée} (cm ²) | S _t (cm) |
|--------------|-----------|---------------|--|-------------------------------------|---|---------------------|
| Sens xx | En travée | 183.05 | 14.74 | 3.61 | 5HA20=15.7 | 20 |
| | En appuis | -107.67 | 8.49 | | 5HA16=10.04 | 20 |
| Sens yy | En travée | 90.39 | 7.09 | 3.20 | 5HA14=7.7 | 20 |
| | En appuis | -53.17 | 4.13 | | 5HA12=5,65 | 20 |

VI.2.3.3.3. Vérifications à l'ELS :

▪ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,06 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser} (d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 240\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta \right) = 240\text{MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 3. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

| Localisation | | M _{ser} (KN.m) | I (m ⁴) | Y (m) | σ _{bc} (MPa) | Observation | σ _{st} (MPa) | Observation |
|--------------|-----------|-------------------------|---------------------|--------|-----------------------|-------------|-----------------------|-------------|
| Sens xx | En travée | 149.08 | 0.00209 | 0.1114 | 7.92 | Vérifiée | 281.061 | N.Vérifiée |
| | En appuis | -87.69 | 0.0014 | 0.0922 | 5.52 | Vérifiée | 351.76 | N.Vérifiée |
| Sens yy | En travée | 94.14 | 0.0011 | 0.0822 | 6.58 | Vérifiée | 253.74 | N.Vérifiée |
| | En appuis | -55.38 | 0.00090 | 0.0717 | 4.39 | Vérifiée | 279.17 | N.Vérifiée |

La contrainte de l'acier n'est pas vérifiée, donc on augmente la section de l'acier.

Tableau VI. 4. Ferrailage et contraintes dans l'acier après augmentation de A_{travée} du radier.

| Localisation | | A _{adoptée} (cm ²) (modifier) | I(m ⁴) | Y(m) | σ _{st} (MPa) | Observation |
|--------------|-----------|---|--------------------|--------|-----------------------|-------------|
| Sens xx | En travée | 6HA20=18.84 | 0.0024 | 0.12 | 236.29 | Vérifiée |
| | En appuis | 6HA16=12.05 | 0.0017 | 0.0997 | 228.62 | Vérifiée |

| | | | | | | |
|---------|-----------|-------------|--------|--------|--------|----------|
| Sens yy | En travée | 6HA16=12.05 | 0.0017 | 0.0997 | 212.95 | Vérifiée |
| | En appuis | 5HA14=7.70 | 0.0011 | 0.0822 | 206.92 | Vérifiée |

VI.2.3.3.4. Espacement des armatures :

Conformément au RPA l'espacement doit vérifier la condition suivant:

Armature // à Lx $S_t \leq \min(3 h, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$. Pour notre cas $S_t=20\text{cm}$.

Armature // à Lx $S_t \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. Pour notre cas $S_t=20\text{cm}$.

VI.2.3.3.5. Schéma de ferrailage du radier :

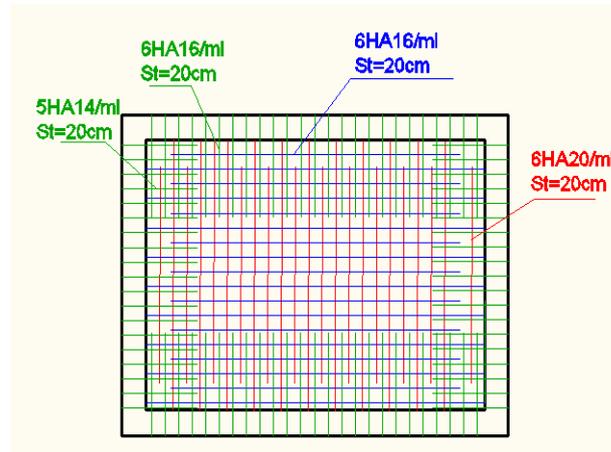


Figure VI. 6. Schéma de ferrailage du radier.

VI.3. Calcul des nervures :

VI.3.1. Les sollicitations sur les nervures :

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

- **Charge répartie**

$$P = \frac{q_u \times l_x}{2} \text{ Avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que la charge rectangulaire.}$$

- **Charge triangulaire**

$$P_M = \frac{2}{3} q \times l_x$$

$$P_v = \frac{1}{2} q \times l_x$$

Avec :

P_M : Charge répartie qui remplace la charge trapézoïdale e qui donne le même moment max.

P_v : Charge répartie qui remplace la charge trapézoïdale e qui donne le même V_{\max} .

- **Charge trapézoïdale**

$$P_M = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \frac{q \times l_x}{2}$$

$$P_v = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \frac{q \times l_x}{2}$$

Avec :

P_M : Charge répartie qui remplace la charge trapézoïdale e qui donne le même moment max.

P_v : Charge répartie qui remplace la charge trapézoïdale e qui donne le même V_{\max} .

$$q_u = 248.58 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 184.08 \text{ KN/m}^2$$

▪ **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \text{ Avec :}$$

Les longueurs fictives : $l' = [1 \text{ (travée de rive)} ; 0.8 \times l \text{ (travée intermédiaire)}]$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

▪ **Moment en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right); \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1-x); \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l};$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

VI.3.1.1. Sens longitudinal (x-x) :

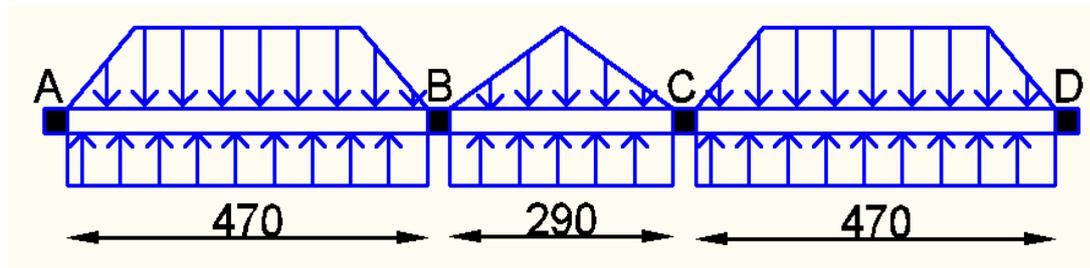


Figure VI. 7. Charges transmises aux nervures Sens longitudinal (x-x).

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 5. Chargements transmis aux nervures Sens longitudinal (x-x).

| | l_x [m] | ELU | | ELS | |
|---------------------|-----------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | | p_M [KN/m] | p_v [KN/m] | p_M [KN/m] | p_v [KN/m] |
| Charge trapézoïdale | 3.4 | 348.56 | 270.45 | 258.86 | 200.279 |
| Charge triangulaire | 2.9 | 480.588 | 360.441 | 355.888 | 266.916 |
| Charge répartie | 1.3 | 161.577 | | 119.652 | |

Tableau VI. 6. Sollicitations dans les nervures Sens longitudinal (x-x).

| | Travée | l [m] | l'm | p _M [KN/m] | p _v [KN/m] | M _a [KN.m] | | X[m] | M _t [KN.m] |
|-----|--------|-------|------|--------------------------|--------------------------|-----------------------|----------------|------|--------------------------|
| | | | | | | M _g | M _d | | |
| ELU | A-B | 4.7 | 4.7 | 510.137 | 432.027 | 0 | 1025.96 | 1.92 | 944.99 |
| | B-C | 2.9 | 2.32 | 642.165 | 522.018 | 1025.96 | 1025.96 | 1.16 | -593.91 |
| | C-D | 4.7 | 4.7 | 510.137 | 432.027 | 1025.96 | 0 | 2.77 | 944.99 |
| ELS | A-B | 4.7 | 4.7 | 378.512 | 319.931 | 0 | 759.87 | 1.92 | 699.75 |
| | B-C | 2.9 | 2.32 | 475.54 | 386.561 | 759.87 | 759.87 | 1.16 | -439.25 |
| | C-D | 4.7 | 4.7 | 378.512 | 319.931 | 759.87 | 0 | 2.77 | 699.75 |

VI.3.1.2. Sens transversal (y-y) :

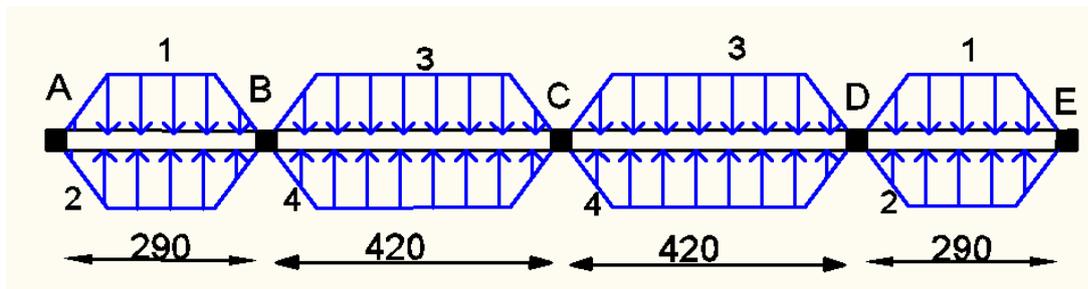


Figure VI. 8. Charges transmises aux nervures Sens transversal (y-y).

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 7. Chargements transmis aux nervures Sens transversal (y-y).

| | l _x [m] | ρ | ELU | | ELS | |
|------------------|--------------------|------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| | | | p _M [KN/m] | p _v [KN/m] | p _M [KN/m] | p _v [KN/m] |
| Charge trapèze 1 | 2.7 | 0.93 | 238.83 | 179.53 | 176.86 | 132.95 |
| Charge trapèze 2 | 3.3 | 0.87 | 306.67 | 231.73 | 227.1 | 171.6 |
| Charge trapèze 3 | 2.7 | 0.64 | 289.76 | 228.19 | 214.57 | 168.98 |
| Charge trapèze 4 | 3.3 | 0.78 | 326.97 | 250.195 | 242.13 | 185.27 |

Tableau VI. 8. Sollicitations dans les nervures sens longitudinal (y-y).

| | Travée | l [m] | l'm | p _M [KN/m] | p _v [KN/m] | M _a [KN.m] | | X[m] | M _t [KN.m] |
|-----|--------|-------|------|--------------------------|--------------------------|-----------------------|----------------|------|-----------------------|
| | | | | | | M _g | M _d | | |
| ELU | A-B | 2.9 | 2.9 | 545.5 | 411.26 | 0 | 532.27 | 1.11 | 338.19 |
| | B-C | 4.2 | 3.36 | 616.73 | 478.385 | 532.27 | 524.24 | 1.68 | 342.07 |
| | C-D | 4.2 | 3.36 | 616.73 | 478.385 | 524.24 | 532.27 | 1.67 | 342.07 |
| | D-E | 2.9 | 2.9 | 545.5 | 411.26 | 532.27 | 0 | 1.78 | 338.9 |
| ELS | A-B | 2.9 | 2.9 | 403.96 | 304.55 | 0 | 394.16 | 1.11 | 250.44 |
| | B-C | 4.2 | 3.36 | 456.7 | 354.25 | 394.16 | 388.21 | 1.68 | 253.30 |
| | C-D | 4.2 | 3.36 | 456.7 | 354.25 | 388.21 | 394.16 | 1.67 | 253.30 |
| | D-E | 2.9 | 2.9 | 403.96 | 304.55 | 394.16 | 0 | 1.78 | 250.44 |

VI.3.2. Ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h=75\text{cm} \quad h_0=40\text{cm} \quad b_0=60\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{470}{10}; \frac{340}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(47; 170)\text{cm}$$

$$\text{Soit : } b_1 = 47\text{cm}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 154\text{cm}$$

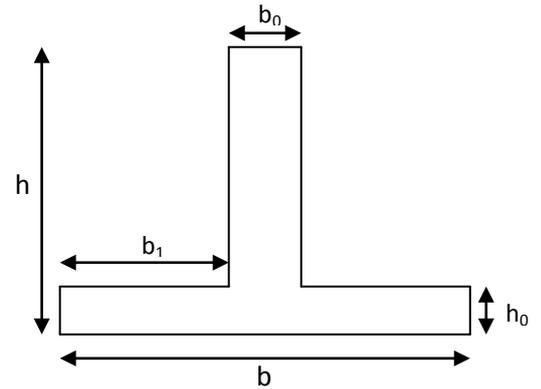


Figure VI. 9. Section à ferraillé.

Tableau VI. 9. Résumé des résultats de ferrailage des nervures.

| Sens | Localisation | M_u (KNm) | A_{cal} (cm ²) | A_{min} (cm ²) | $A_{adopté}$ (cm ²) |
|------|--------------|-------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------------|
| X-X | Travée | 944.99 | 39.4 | 13.388 | 5HA32+5HA25=64.75 |
| | Appui | 1025.96 | 43 | 13.388 | 10HA32=80.42 |
| Y-Y | Travée | 532.27 | 21.7 | 13.388 | 10HA25=46.09 |
| | Appui | 342.07 | 13.8 | 13.388 | 10HA20=31.42 |

VI.3.3. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\max} = 1.199263\text{MN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 1.07\text{MPa} < 2.5\text{MPa}.$$

VI.3.4. Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(2.28; 7.5; 2.5) = 25\text{mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 10\text{mm}.$$

VI.3.5. Espacement des aciers transversaux :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{l\min}\right) \Rightarrow St \leq \min(18.75; 12; 16) = 12\text{cm}$$

On prend $S_t = 10\text{cm}$ en zone nodale.

$$S_t = 15\text{cm} \text{ en travée.}$$

VI.3.6. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 240\text{MPa}.$$

Tableau VI. 10. Vérification des contraintes des nervures.

| Sens | Moments | Valeurs (KNm) | y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | σ_s (MPa) | Observation |
|------|---------|---------------|--------|----------------------|---------------------|------------------|-------------|
| x-x | M_t | 699.75 | 0.244 | 0.029 | 5.81 | 169.28 | vérifiée |
| | M_a | 759.87 | 0.266 | 0.034 | 5.86 | 149.7 | vérifiée |
| y-y | M_t | 253.3 | 0.218 | 0.023 | 2.32 | 79.74 | vérifiée |
| | M_a | 394.16 | 0.181 | 0.016 | 4.27 | 190.22 | vérifiée |

VI.3.7. Schéma de ferrailage des nervures

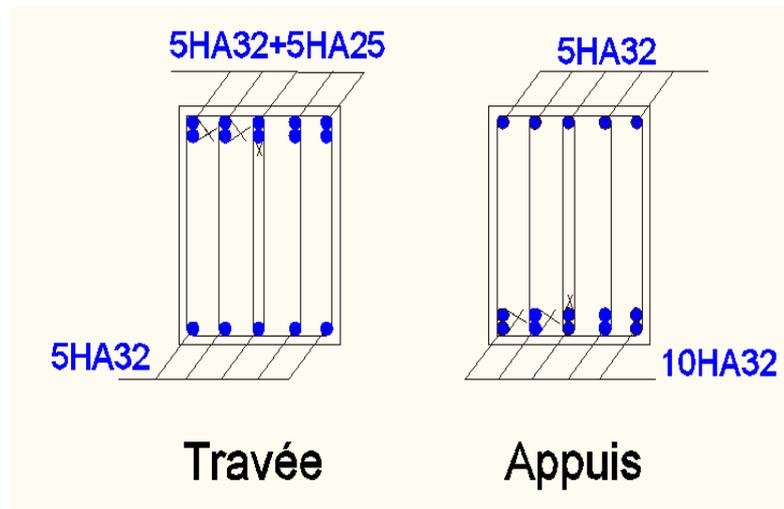


Figure VI. 10. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens longitudinal (x-x).

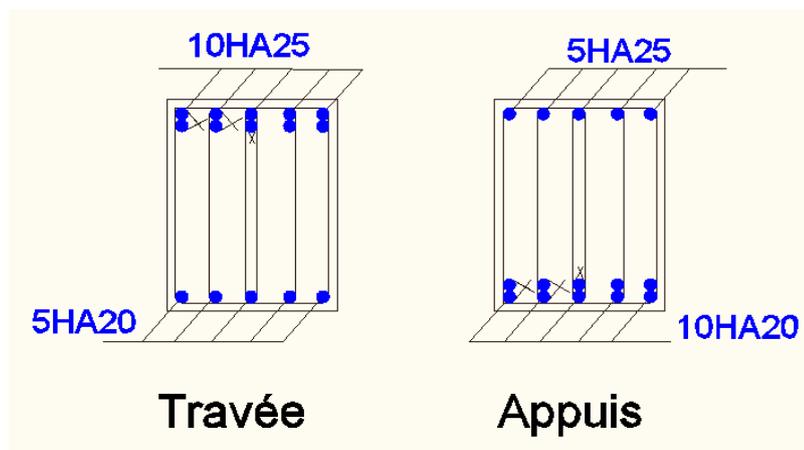


Figure VI. 11. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens transversal (y-y).

[Conclusion générale]

Les connaissances acquises au cours de notre formation nous ont permis de calculer un bâtiment à usage d'habitation et de bureaux tout en tenant compte des critères suivants :

- la résistance.
- La durabilité
- L'économie

L'étude de la réponse sismique, et le comportement dynamique de la structure nous a conduits à tirer un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont:

- Le logiciel utilisé doit être très puissant ;
- La disposition des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures à voiles porteurs (grande hauteur) ;
- l'introduction des escaliers influe sur le comportement de la structure (ils engendrent des effets de torsion) ;
- La stabilité de la structure est justifiée, avec la vérification des déplacements horizontaux entre étages, ainsi que l'effet P- Δ ;
- Les sections d'armatures calculées sont modérées par rapport aux structures à portiques ;
- Le radier général, pourrait être retenu dans notre cas sous réserve d'atteindre le substratum schiste compacte. Néanmoins cela nécessite la création de deux sous sol ;
- L'utilisation du **ROBOT 2011** dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Ce modeste travail nous a permis d'enrichir nos connaissances dans notre domaine. Et nous souhaitons qu'il sera un jour un guide pour les promotions à venir.

[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.
- M. Belazougui, calcul des ouvrages en béton armé, Edition OPU, 1996.
- les cours du cursus universitaire.

[Rapport de sol]

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le site choisi pour accueillir un immeuble en R+9 à usage d'habitation et service au lieu dit Ighil Oukboub, dans la localité de Boukhiana à quelques kilomètres à l'Ouest de la ville de Bejaia, au profit du BET AJEGU ALEMMAS sis à Béjaia, se trouve au Sud Est - Nord Ouest, couvert d'une végétation moyennement intense.

On a constaté l'existence d'une couche superficielle constituée de remblais récents allant jusqu'à 1m60 dans la partie supérieure de l'assiette.

Les sols de fondation ne présentent aucune agressivité vis à vis des bétons.

A cet effet et étant donnée le relief accidenté de l'assiette d'assise nous suggérons ce qui suit:

- L'emploi de fondations superficielles.
- L'ancrage des fondations sera à -1^m . 80 au moins par rapport à la surface du sol.
- La contrainte admissible à adopter est estimée à 1.70 bars.
- Les caractéristiques mécaniques du sol en place sont:
 - $C = 0.23 \text{ bar}$, $\Phi = 18^\circ$ et $\gamma_n = 19.7 \text{ kN/m}^3$.
- La réalisation d'un mur de soutènement en B.A en amont et en aval de l'assiette est très conseillée.

Un système de drainage bien étudié et bien réalisé, des eaux en amont des murs de soutènement est, dans ce cas très important et vital.

Par ailleurs, il est préconisé:

- Le sol ne doit pas être laissé longtemps après terrassements.
- Eviter les travaux de terrassement en périodes de longues pluies.
- Homogénéiser les profondeurs d'ancrage pour éviter les dissymétries.
- Il est utile de rappeler que l'utilisation des talus (sol) comme élément coffrant est strictement déconseillée

07 DEC. 2014

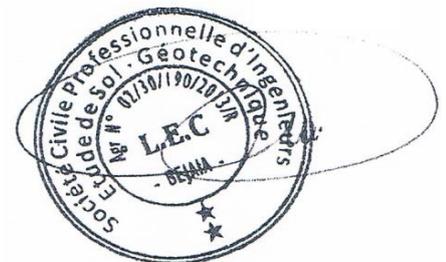
Bejaia, le

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

Ingénieur Charge D'études
A. DJEDJIG




LE DIRECTEUR



ANNEXE 1



Quelle période prendre pour le calcul de l'effort tranchant à la base V par la MSE (Méthode Statique Équivalente)

Rafik TALEB

Ou bien,

Interprétation de l'article 4.2.4. des RPA 99 Ver 2003:

« Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ».

1. Position du problème

Dans le dimensionnement de structure, les règles parasismiques algériennes RPA 99 Ver. 2003 exige que l'effort tranchant à la base calculé analytiquement, $V_{analytique}$ par la méthode modale spectrale doit respecter une certaine condition par rapport à l'effort tranchant par la MSE (méthode statique équivalente), V_{MSE} :

$$V_{analytique} \geq 0,8 V_{MSE}$$

avec $V_{MSE} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$

Si cette condition n'est pas vérifiée, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) par le rapport $0,8 V_{MSE} / V_{analytique}$.

Pour le calcul de V_{MSE} , les paramètres A (coefficient d'accélération de la zone), Q (facteur de qualité), R (coefficient de comportement) sont facilement déterminés en se référant aux tableaux correspondant des RPA 99 Ver. 2003.

Pour le calcul du facteur D (facteur d'amplification dynamique moyen), qui est fonction de la catégorie de site, de l'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T), il est donné par la formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/5} & T_2 < T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/5} \left(\frac{3}{T}\right)^{2/5} & T > 3s \end{cases}$$

Pour le calcul du facteur D, il faut avoir la période fondamentale de la structure. Cependant, La question qui se pose

Quelle période utilisée pour le calcul de $V_{empirique}$?

Es la période empirique ? (deux formules de calcul données par les RPA99 Ver 2003)
Donnée par les RPA 99 Ver 2003 selon le système de contreventement :

$$T_{empirique} = C_T \cdot h_N^{3/4} \text{ ou bien } T = \min\left(C_T \cdot h_N^{3/4}, 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}\right)$$

Ou bien la période analytique ? (méthode de Rayleigh ou méthode des valeurs propres)

$$T_{analytique, Rayleigh} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_i^n W_i \cdot \delta_i^2}{g \cdot \sum_i^n f_i \cdot \delta_i}}$$

$$\|K - \omega^2 M\| = 0 \Rightarrow \omega = (\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_{N^{\circ}ddl}) \Rightarrow T_{analytique, valeurs propres} = \frac{2\pi}{\omega_1}$$

2. Pourquoi vérifier la condition de l'effort tranchant à la base ?

Cette condition est incluse aux RPA 99 Ver. 2003 pour assurer qu'une période déterminée analytiquement, est qui excessivement longue, n'est pas utilisée pour justifier un effort tranchant à la base réduit de manière irréaliste. C.à.d, l'effort tranchant « référence » est celui calculé par la MSE

3. Quel période choisir pour le calcul du coefficient D ?

Les RPA99 Ver 2003 postule que :

« Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ».

La plupart des ingénieurs interprète mal ce paragraphe, et pensent que si la période analytique est supérieur à $1,3 T_{empirique}$ il faut rigidifier d'avantage la structure jusqu'à se que cette condition soit vérifier,

C'est une interprétation erronée !!!

Cette condition est liée au choix de la période approprié pour le calcul de l'effort tranchant à la base.

En fait, la période utilisé pour le calcul de l'effort tranchant à la base est sujette à une borne supérieure, qui est $1,3 T_{empirique}$

Le tableau ci-dessous montre comment choisir la période de calcul de V_{MSE}

| Si : | La période choisie pour le calcul du facteur D est : |
|--|--|
| $T_{analytique} < T_{empirique}$ | $T = T_{empirique}$ |
| $T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3 T_{empirique}$ | $T = T_{analytique}$ |
| $1,3 T_{empirique} < T_{analytique}$ | $T = 1,3 T_{empirique}$ |

ANNEXE 2

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

| $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$ | ELU $\nu = 0$ | | ELS $\nu = 0.2$ | | $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$ | ELU $\nu = 0$ | | ELS $\nu = 0.2$ | |
|----------------------------|---------------|---------|-----------------|---------|----------------------------|---------------|---------|-----------------|---------|
| | μ_x | μ_y | μ_x | μ_y | | μ_x | μ_y | μ_x | μ_y |
| 0.40 | 0.1101 | 0.2500 | 0.1121 | 0.2854 | 0.71 | 0.0671 | 0.4471 | 0.0731 | 0.5940 |
| 0.41 | 0.1088 | 0.2500 | 0.1110 | 0.2924 | 0.72 | 0.0658 | 0.4624 | 0.0719 | 0.6063 |
| 0.42 | 0.1075 | 0.2500 | 0.1098 | 0.3000 | 0.73 | 0.0646 | 0.4780 | 0.0708 | 0.6188 |
| 0.43 | 0.1062 | 0.2500 | 0.1087 | 0.3077 | 0.74 | 0.0633 | 0.4938 | 0.0696 | 0.6315 |
| 0.44 | 0.1049 | 0.2500 | 0.1075 | 0.3155 | 0.75 | 0.0621 | 0.5105 | 0.0684 | 0.6647 |
| 0.45 | 0.1036 | 0.2500 | 0.1063 | 0.3234 | 0.76 | 0.0608 | 0.5274 | 0.0672 | 0.6580 |
| 0.46 | 0.1022 | 0.2500 | 0.1051 | 0.3319 | 0.77 | 0.0596 | 0.5440 | 0.0661 | 0.6710 |
| 0.47 | 0.1008 | 0.2500 | 0.1038 | 0.3402 | 0.78 | 0.0584 | 0.5608 | 0.0650 | 0.6841 |
| 0.48 | 0.0994 | 0.2500 | 0.1026 | 0.3491 | 0.79 | 0.0573 | 0.5786 | 0.0639 | 0.6978 |
| 0.49 | 0.0980 | 0.2500 | 0.1013 | 0.3580 | 0.80 | 0.0561 | 0.5959 | 0.0628 | 0.7111 |
| 0.50 | 0.0966 | 0.2500 | 0.1000 | 0.3671 | 0.81 | 0.0550 | 0.6135 | 0.0617 | 0.7246 |
| 0.51 | 0.0951 | 0.2500 | 0.0987 | 0.3758 | 0.82 | 0.0539 | 0.6313 | 0.0607 | 0.7381 |
| 0.52 | 0.0937 | 0.2500 | 0.0974 | 0.3853 | 0.83 | 0.0528 | 0.6494 | 0.0596 | 0.7518 |
| 0.53 | 0.0922 | 0.2500 | 0.0961 | 0.3949 | 0.84 | 0.0517 | 0.6678 | 0.0586 | 0.7655 |
| 0.54 | 0.0908 | 0.2500 | 0.0948 | 0.4050 | 0.85 | 0.0506 | 0.6864 | 0.0576 | 0.7794 |
| 0.55 | 0.0894 | 0.2500 | 0.0936 | 0.4150 | 0.86 | 0.0496 | 0.7052 | 0.0566 | 0.7933 |
| 0.56 | 0.0880 | 0.2500 | 0.0923 | 0.4254 | 0.87 | 0.0486 | 0.7244 | 0.0556 | 0.8074 |
| 0.57 | 0.0865 | 0.2582 | 0.0910 | 0.4357 | 0.88 | 0.0476 | 0.7438 | 0.0546 | 0.8216 |
| 0.58 | 0.0851 | 0.2703 | 0.0897 | 0.4462 | 0.89 | 0.0466 | 0.7635 | 0.0537 | 0.8358 |
| 0.59 | 0.0836 | 0.2822 | 0.0884 | 0.4565 | 0.90 | 0.0456 | 0.7834 | 0.0528 | 0.8502 |
| 0.60 | 0.0822 | 0.2948 | 0.0870 | 0.4672 | 0.91 | 0.0447 | 0.8036 | 0.0518 | 0.8646 |
| 0.61 | 0.0808 | 0.3075 | 0.0857 | 0.4781 | 0.92 | 0.0437 | 0.8251 | 0.0509 | 0.8799 |
| 0.62 | 0.0794 | 0.3205 | 0.0844 | 0.4892 | 0.93 | 0.0428 | 0.8450 | 0.0500 | 0.8939 |
| 0.63 | 0.0779 | 0.3338 | 0.0831 | 0.5004 | 0.94 | 0.0419 | 0.8661 | 0.0491 | 0.9087 |
| 0.64 | 0.0765 | 0.3472 | 0.0819 | 0.5117 | 0.95 | 0.0410 | 0.8875 | 0.0483 | 0.9236 |
| 0.65 | 0.0751 | 0.3613 | 0.0805 | 0.5235 | 0.96 | 0.0401 | 0.9092 | 0.0474 | 0.9385 |
| 0.66 | 0.0737 | 0.3753 | 0.0792 | 0.5351 | 0.97 | 0.0392 | 0.9322 | 0.0465 | 0.9543 |
| 0.67 | 0.0723 | 0.3895 | 0.0780 | 0.5469 | 0.98 | 0.0384 | 0.9545 | 0.0457 | 0.9694 |
| 0.68 | 0.0710 | 0.4034 | 0.0767 | 0.5584 | 0.99 | 0.0376 | 0.9771 | 0.0449 | 0.9847 |
| 0.69 | 0.0697 | 0.4181 | 0.0755 | 0.5704 | 1.00 | 0.0368 | 1.0000 | 0.0441 | 1.0000 |
| 0.70 | 0.0684 | 0.4320 | 0.0743 | 0.5817 | | | | | |

ANNEXE 3

$$\rho = 0.9$$

| $\frac{y}{L}$ \ $\frac{z}{L}$ | 0,0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 | |
|-------------------------------|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Valeurs de M_1 | 0,0 | — | 0,254 | 0,187 | 0,154 | 0,131 | 0,115 | 0,102 | 0,090 | 0,081 | 0,073 | 0,067 |
| | 0,1 | 0,302 | 0,235 | 0,183 | 0,152 | 0,130 | 0,114 | 0,101 | 0,089 | 0,080 | 0,073 | 0,067 |
| | 0,2 | 0,260 | 0,214 | 0,175 | 0,148 | 0,128 | 0,112 | 0,099 | 0,088 | 0,079 | 0,072 | 0,066 |
| | 0,3 | 0,227 | 0,196 | 0,164 | 0,142 | 0,124 | 0,109 | 0,097 | 0,086 | 0,078 | 0,070 | 0,065 |
| | 0,4 | 0,202 | 0,178 | 0,153 | 0,134 | 0,118 | 0,105 | 0,093 | 0,083 | 0,075 | 0,068 | 0,063 |
| | 0,5 | 0,181 | 0,160 | 0,141 | 0,126 | 0,113 | 0,100 | 0,089 | 0,080 | 0,073 | 0,066 | 0,060 |
| | 0,6 | 0,161 | 0,146 | 0,130 | 0,118 | 0,106 | 0,095 | 0,085 | 0,077 | 0,069 | 0,063 | 0,057 |
| | 0,7 | 0,144 | 0,133 | 0,121 | 0,110 | 0,098 | 0,088 | 0,079 | 0,072 | 0,065 | 0,058 | 0,054 |
| | 0,8 | 0,132 | 0,123 | 0,113 | 0,102 | 0,092 | 0,083 | 0,074 | 0,067 | 0,061 | 0,055 | 0,049 |
| | 0,9 | 0,122 | 0,114 | 0,103 | 0,093 | 0,084 | 0,076 | 0,068 | 0,062 | 0,057 | 0,051 | 0,046 |
| | 1,0 | 0,112 | 0,102 | 0,093 | 0,084 | 0,075 | 0,068 | 0,062 | 0,057 | 0,051 | 0,046 | 0,042 |
| Valeurs de M_2 | 0,0 | — | 0,310 | 0,200 | 0,167 | 0,149 | 0,134 | 0,122 | 0,110 | 0,098 | 0,088 | 0,081 |
| | 0,1 | 0,253 | 0,208 | 0,173 | 0,151 | 0,136 | 0,123 | 0,110 | 0,099 | 0,089 | 0,081 | 0,074 |
| | 0,2 | 0,202 | 0,175 | 0,152 | 0,137 | 0,123 | 0,110 | 0,100 | 0,089 | 0,082 | 0,074 | 0,067 |
| | 0,3 | 0,167 | 0,150 | 0,135 | 0,123 | 0,110 | 0,099 | 0,088 | 0,081 | 0,074 | 0,067 | 0,061 |
| | 0,4 | 0,143 | 0,132 | 0,122 | 0,110 | 0,098 | 0,088 | 0,081 | 0,074 | 0,067 | 0,061 | 0,056 |
| | 0,5 | 0,128 | 0,118 | 0,108 | 0,097 | 0,088 | 0,080 | 0,073 | 0,067 | 0,062 | 0,056 | 0,051 |
| | 0,6 | 0,114 | 0,106 | 0,096 | 0,087 | 0,079 | 0,073 | 0,067 | 0,062 | 0,056 | 0,052 | 0,047 |
| | 0,7 | 0,102 | 0,094 | 0,086 | 0,078 | 0,073 | 0,067 | 0,062 | 0,057 | 0,052 | 0,047 | 0,043 |
| | 0,8 | 0,090 | 0,083 | 0,077 | 0,072 | 0,066 | 0,062 | 0,056 | 0,052 | 0,047 | 0,043 | 0,038 |
| | 0,9 | 0,081 | 0,076 | 0,071 | 0,066 | 0,061 | 0,056 | 0,052 | 0,047 | 0,043 | 0,038 | 0,035 |
| | 1,0 | 0,073 | 0,069 | 0,065 | 0,060 | 0,055 | 0,050 | 0,047 | 0,043 | 0,038 | 0,035 | 0,032 |

ANNEXE 4

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm

| \emptyset | 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 | 100,5 |
| 9 | 1,77 | 2,54 | 4,52 | 7,07 | 10,18 | 13,85 | 18,10 | 28,27 | 44,18 | 72,38 | 113,1 |
| 10 | 1,96 | 2,83 | 5,03 | 7,85 | 11,31 | 15,39 | 20,11 | 31,42 | 49,09 | 80,42 | 125,7 |
| 11 | 2,16 | 3,11 | 5,53 | 8,64 | 12,44 | 16,93 | 22,12 | 34,56 | 54,00 | 88,47 | 138,2 |
| 12 | 2,36 | 3,39 | 6,03 | 9,42 | 13,57 | 18,47 | 24,13 | 37,70 | 58,91 | 96,51 | 150,8 |
| 13 | 2,55 | 3,68 | 6,53 | 10,21 | 14,70 | 20,01 | 26,14 | 40,84 | 63,81 | 104,6 | 163,4 |
| 14 | 2,75 | 3,96 | 7,04 | 11,00 | 15,83 | 21,55 | 28,15 | 43,98 | 68,72 | 112,6 | 175,9 |
| 15 | 2,95 | 4,24 | 7,54 | 11,78 | 16,96 | 23,09 | 30,16 | 47,12 | 73,63 | 120,6 | 188,5 |
| 16 | 3,14 | 4,52 | 8,04 | 12,57 | 18,10 | 24,63 | 32,17 | 50,27 | 78,54 | 128,7 | 201,1 |
| 17 | 3,34 | 4,81 | 8,55 | 13,35 | 19,23 | 26,17 | 34,18 | 53,41 | 83,45 | 136,7 | 213,6 |
| 18 | 3,53 | 5,09 | 9,05 | 14,14 | 20,36 | 27,71 | 36,19 | 56,55 | 88,36 | 144,8 | 226,2 |
| 19 | 3,73 | 5,37 | 9,55 | 14,92 | 21,49 | 29,25 | 38,20 | 59,69 | 92,27 | 152,8 | 238,8 |
| 20 | 3,93 | 5,65 | 10,05 | 15,71 | 22,62 | 30,79 | 40,21 | 62,83 | 98,17 | 160,8 | 251,3 |